

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL



**DESARROLLO DEL CONTENIDO PROGRAMÁTICO DE LAS
ASIGNATURAS “ANÁLISIS GEOTÉCNICO” Y “CIMENTACIONES”,
DEL DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA, PARA LA
INCORPORACION EN LA REFORMA CURRICULAR DE LA CARRERA
INGENIERÍA CIVIL**

PRESENTADO POR:

TATIANA CAROLINA CHAVARRIA CHACON

PARA OPTAR AL TITULO DE:

INGENIERA CIVIL

CIUDAD UNIVERSITARIA, NOVIEMBRE DE 2017

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

RECTOR:

MSC. ROGER ARMANDO ARIAS ALVARADO

SECRETARIO GENERAL:

MSC. CRISTOBAL HERNAN RIOS BENITEZ

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

DECANO:

ING. FRANCISCO ANTONIO ALARCON SANDOVAL

SECRETARIO:

ING. JULIO ALBERTO PORTILLO

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

DIRECTOR:

ING. JORGE OSWALDO RIVERA FLORES

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

Trabajo de Graduación previo a la opción al Grado de:

INGENIERA CIVIL

Título:

**DESARROLLO DEL CONTENIDO PROGRAMÁTICO DE LAS
ASIGNATURAS “ANÁLISIS GEOTÉCNICO” Y “CIMENTACIONES”,
DEL DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA, PARA LA
INCORPORACION EN LA REFORMA CURRICULAR
DE LA CARRERA INGENIERIA CIVIL**

Presentado por:

TATIANA CAROLINA CHAVARRIA CHACON

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docentes Asesores:

ING. LESLY EMIDALIA MENDOZA MEJIA

ING. JOSE MIGUEL LANDAVERDE QUIJADA

San Salvador, Noviembre de 2017

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docentes Asesores:

ING. LESLY EMIDALIA MENDOZA MEJIA

ING. JOSE MIGUEL LANDAVERDE QUIJADA

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, agradezco a **Dios**, por ser mi guía y mi consejero por excelencia, por estar conmigo y apoyarme en los momentos adversos, por la fortaleza, paciencia y sabiduría otorgada en todas las etapas de mi vida, de la carrera y en especial en la realización del presente Trabajo de Graduación, permitiéndome culminar la meta con éxito y satisfacción.

A **Ing. Lesly Emidalia Mendoza Mejía**, por compartir sus conocimientos técnicos y guiarme durante el desarrollo del trabajo de graduación, por el tiempo, paciencia y dedicación invertido en las revisiones de cada una de las partes constituyentes, por las críticas constructivas brindadas siendo su objetivo la conclusión del trabajo de graduación con la mayor satisfacción posible.

A **Ing. José Miguel Landaverde Quijada**, por brindarme su conocimiento, experiencia y criterios técnicos durante todo el proceso del trabajo de graduación, por la confianza invertida en mí, por las palabras de aliento y los consejos otorgados, por el tiempo y dedicación mostrada en las revisiones del contenido de la tesis.

A **mi familia**, por el apoyo incondicional brindado, por la paciencia mostrada en los días difíciles, por estar conmigo en los días buenos y los no tan buenos, por las palabras de aliento y consejos en los momentos adversos de mi vida, de la carrera y durante el desarrollo del trabajo de graduación.

A **mis amigos y compañeros de la Carrera**, por el apoyo y consejos brindados durante la carrera y por convertir la experiencia universitaria en una aventura.

A **los docentes de la Carrera de Ingeniería Civil**, por la valiosa labor que ejecutan día con día al transmitirnos sus conocimientos, necesarios para la formación de los futuros profesionales, especialmente al **Ing. Jorge Rivera Flores**, por el apoyo brindado en el transcurso de la Carrera, por su preocupación y esmero en pro de los estudiantes.

¡INFINITAS GRACIAS!

Tatiana Carolina Chavarría Chacón

DEDICATORIA

A **Dios** por haber permitido alcanzar el sueño de convertirme en Ingeniera Civil, poniendo en mi camino a las personas y los medios perfectos, por acompañarme, escucharme y nunca dejarme sola en momentos adversos, por todas las bendiciones que mi familia y yo hemos recibido. Sé que sólo es el inicio de muchos éxitos, en tanto tú estés conmigo.

A mi madre, **Mercedes Concepción Chacón**, por el apoyo mostrado en todas las etapas de mi vida, por el esfuerzo que siempre hiciste por brindarnos siempre lo mejor, por ser una persona alegre llena de compasión y amor, por apoyarme en todas mis decisiones estuvieras de acuerdo o no, por aconsejarme y comprender mis estados de ánimo incomprensibles, por enseñarme que se puede sonreír hasta en los momentos más difíciles. Te deseo mucho éxito y bendiciones en tus proyectos. Te admiro por ser una mujer guerrera.

A mi padre, **Edgardo Antonio Chavarría**, por preocuparse siempre por mis estudios, por motivarme a estudiar una carrera y apoyarme durante el proceso para cumplir la meta de convertirme en profesional, por hacerme una chica fuerte capaz de afrontar con valentía cualquier situación adversa, sé que te sientes orgulloso de mis logros pese a todo.

A mi abuelita **Gloria Herrera Najarro** a la que considero mi segunda mamá, le agradezco por cuidar de mis hermanos y de mí, por su cariño, ternura y paciencia, por todos los incontables esfuerzos y sacrificios que hizo por nuestra familia, gracias por confiar en mí y llevarme siempre en sus oraciones. Le agradezco a Dios por permitirme disfrutar mis logros con mi querida Mamá Gloria.

A mi abuelito, **Manuel de Jesús Chacón**, quien desde el cielo nos cuida, gracias por sus cuidados, por sus consejos, por sus risas, abuelito sé muy bien que estarías orgulloso de mí de la profesión que elegí, me hubiera encantado tenerte a mi lado para aprender más de ti y de toda tu experiencia en la rama de la ingeniería de la construcción.

A mis hermanos, **Gerson Chavarría** y **Alejandro Chavarría**, por estar siempre conmigo, apoyarme, preocuparse por mi bienestar, hacer mi vida divertida y hacerme enojar con facilidad. No los cambio aunque sean extraños.

Tatiana Carolina Chavarría Chacón

A mis amigos y compañeros de la carrera, **Verenice Centeno**, por su apoyo, esfuerzo y compañerismo mostrado durante los años que compartimos juntas, por las incontables risas y los momentos de presión que vivimos; a **Christopher Alvarado**, por brindarme su amistad incondicional, apoyarme siempre, demostrarme lealtad y compañerismo durante nuestra formación profesional, gracias por hacer de la carrera una aventura divertida.

A mis amigos de la carrera de Ingeniería Industrial, **Celina Landaverde, Gabriela Rosa, Diana Arévalo y Adrián Panameño**, con los que compartí mis primeros dos años de la carrera, los que considero los mejores por los momentos llenos de risa y alegría que compartimos, gracias por estar siempre conmigo, por su apoyo, cariño y amistad.

A todos mis compañeros de la carrera con los que compartí momentos inolvidables, gracias por su apoyo y por hacer el proceso más liviano.

A un buen amigo **Ángel Recinos**, por apoyarme y consolarme en los momentos de fragilidad, gracias por estar siempre para mí.

A mis compañeros de trabajo por su apoyo y palabras de ánimos, en especial a **Laura Menjívar**.

Tatiana Carolina Chavarría Chacón

INDICE GENERAL

CAPITULO I	17
GENERALIDADES	17
1.1 Introducción.....	18
1.2 Antecedentes.....	18
1.3 Planteamiento del problema	20
1.4 Objetivos	20
1.4.1 Objetivo general	20
1.4.2 Objetivos específicos	21
1.5 Alcances	21
1.6 Limitaciones	22
1.7 Justificación	22
CAPITULO II	23
ANALISIS CURRICULAR	23
2.1 Antecedentes.....	24
2.2 Análisis de los contenidos programáticos de las asignaturas impartidas por el departamento de Geotecnia.....	27
2.3 Contenidos programáticos de las asignaturas.....	29
2.3.1 Análisis geotécnico	29
2.3.2 Cimentaciones	32
2.4 Objetivos Generales de las Asignaturas	36
2.4.1 Análisis Geotécnico	36
2.4.2 Cimentaciones	36
2.5 Objetivos generales y objetivos específicos de las unidades de estudio	37
2.5.1 Análisis geotécnico	37
2.5.2 Cimentaciones	41
2.6 Estructura general del contenido de las unidades de estudio	44
2.7 Estructura del contenido de las guías de laboratorio.....	44
CAPITULO III	45
ANÁLISIS GEOTÉCNICO	45
UNIDAD 1: TECNICAS DE INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO	46

1.1	Introducción.....	46
1.2	Métodos de exploración in situ	47
1.2.1	Pozos a cielo abierto (PCA)	47
1.2.2	Sondeos	49
1.2.3	Métodos Geofísicos	78
1.3	Muestreo	84
1.3.1	Muestreo Alterado	85
1.3.2	Muestreo Inalterado.....	87
1.4	Ensayos de laboratorio	96
	UNIDAD 2: ESTADO DE ESFUERZOS EN LA MASA DE SUELOS	101
2.1	Introducción.....	101
2.2	Generalidades sobre la distribución de esfuerzos en los suelos	101
2.2.1	Esfuerzos a los que está sometido la masa de suelo	101
2.3	Esfuerzos Geoestáticos	103
2.3.1	Esfuerzos geoestáticos verticales	103
2.3.2	Esfuerzos geoestáticos horizontales.....	103
2.3.3	Cálculo de Esfuerzos	104
2.3	Esfuerzos Inducidos	106
2.4	Efectos de la transmisión de presiones al suelo por la cimentación a diferentes profundidades	109
2.4.1	Influencia del tamaño de la cimentación	110
2.5	Teorías Elásticas de los suelos	112
2.5.1	Teorías de Boussinesq	112
2.5.2	Teoría de Westergaard	127
2.5.3	Teoría de Newmark	128
2.5.4	Teoría del Método 2:1	133
2.5.5	Teoría de Burmister	133
2.6	Ejercicios Resueltos	136
2.7	Ejercicios Propuestos.....	150
	UNIDAD 3: RED DE FLUJO EN EL SUELO.....	155
3.1	Introducción.....	155

3.2 Definición de red de flujo	156
3.2.1 Componentes de una red de flujo	159
3.3 Trazo de la red de flujo	160
3.3.1 Comportamiento de la red de flujo en tablaestacas	164
3.3.2 Consideraciones para el trazo de redes de flujo	167
3.4 Cálculo del caudal	167
3.4 Cálculo de Presiones	169
3.5 Casos Especiales	170
3.5.1 Flujo en medio anisótropo.....	170
3.5.2 Permeabilidad en suelos estratificados	173
3.6 Ejercicios resueltos	174
3.7 ejercicios propuestos.....	178
UNIDAD 4: ASENTAMIENTOS Y EXPANSIONES EN LOS SUELOS	183
4.1 Generalidades.....	183
4.2 Efecto de los asentamientos y expansiones en una estructura	196
4.3 Cálculo de asentamientos en suelos	198
4.3.1 Asentamientos por métodos elásticos	202
4.3.2 Asentamientos diferenciales (teoría de la consolidación).....	207
4.4 Expansiones en los suelos arcillosos.....	210
4.4.1 Concepto de capa activa.....	215
4.4.2 Métodos de obtención de la capa activa.....	216
4.4.3 Métodos para la obtención de expansiones en suelos arcillosos	218
4.5 Ejercicios Resueltos	224
4.6 Ejercicios propuestos.....	232
4. 7 Guías de Laboratorio	235
4.7.1 Ensayo Lambe (basado en INV E-132-07).....	235
4.7.2 Hinchamiento Libre (Retomado de UNE 103 601 / Expansión Libre- Retomado de ensayo de Presión de hinchamiento ASTM D-4546).....	248
4.7.3 Presión de Hinchamiento (Retomado de UNE 103 602 / Ensayo para calcular la presión de hinchamiento de un suelo en edómetro ASTM D-4546)	255
UNIDAD 5: PRESIONES LATERALES DE TIERRA Y EMPUJE.....	262
5.1 Introducción.....	262

5.2 Generalidades.....	263
5.3 Teorías para el cálculo de presiones laterales de tierras y empujes	264
5.3.1 Teoría de Rankine: Estado en reposo, activo y pasivo	265
5.3.2 Cálculo de empujes debido al agua.	285
5.3.3 Cálculo de empujes debido a sobrecargas	286
5.3.4 Teoría de Coulomb	292
5.3.5 Método gráfico de Cullmann	298
5.4 Teorías para el cálculo de empujes debido a sismos en la masa de suelo	300
5.4.1 Teoría de la Presión Lateral de Tierra de Mononobe-Okabe	300
5.5 Otras teorías	304
5.5.1 Método Semiempírico de Terzaghi.....	304
5.6 Ejercicios Resueltos	310
5.6.1 Teoría de Rankine	310
5.6.2 Empuje por influencia del nivel freático.....	314
5.6.3 Empuje por influencia de sobrecargas	316
5.6.4 Teoría de Coulomb	317
5.6.5 Método Gráfico de Cullman	319
5.7 Ejercicios Propuestos	323
UNIDAD 6: CAPACIDAD DE CARGA DE LOS SUELOS EN CIMENTACIONES SUPERFICIALES	328
6.1 Introducción.....	328
6.2 Generalidades.....	328
6.2.1 Mecanismo de fallas en cimentaciones superficiales.....	331
6.3 Teorías para el cálculo de Capacidad de Carga	333
6.3.1 Teoría de Terzaghi	334
6.3.2 Teoría de Skempton.....	339
6.3.3 Teoría de Meyerhof	341
6.3.4 Teoría de Hansen.....	345
6.3.5 Teoría de Vesic.....	349
6.4 Influencia de cargas excéntricas en el cálculo de la capacidad de carga	351
6.4.1 Capacidad de Carga última cargada excéntricamente en un sentido	352
6.5 Influencia de cargas inclinadas en el cálculo de la capacidad de carga.....	354

6.6 Influencia del nivel del agua freática en el cálculo de capacidad de carga	356
6.7 Capacidad de carga admisible	358
6.8 Determinación de la capacidad de carga a partir del ensayo SPT	359
6.9 Ejercicios resueltos	364
6.10 Ejercicios Propuestos	385
UNIDAD 7: CAPACIDAD DE CARGA DE LOS SUELOS EN CIMENTACIONES PROFUNDAS	392
7.1 Introducción.....	392
7.2 Generalidades	392
7.3 Mecanismo de transmisión de carga a través de cimentaciones profundas	394
7.4 Teorías para el cálculo de Capacidad de Carga en cimientos profundos	396
7.4.1 Capacidad de carga en la punta.....	401
7.4.2 Capacidad de carga en el fuste	406
7.4.3 Capacidad de carga basada en el ensayo SPT.....	416
7.4.4 Capacidad de Carga Admisible	418
7.5 Capacidad de carga de grupos de pilotes	418
7.6 Asentamiento del grupo de pilotes	424
7.7 Ejercicios Resueltos	435
7.8 Ejercicios Propuestos	441
UNIDAD 8: ESTUDIO GEOTECNICO	443
8.1 Generalidades	443
8.2 Tipos de Estudio Geotécnico	444
8.3 Planificación de la campaña geotécnica	445
8.3.1 Recopilación y análisis de la información disponible	446
8.3.2 Reconocimiento del lugar	449
8.3.3 Investigación exploratoria o preliminar.....	451
8.3.4 Estudio definitivo	452
8.3.5 Diseño de la campaña geotécnica	455
8.3.6 Contenido del Informe Geotécnico	468
8.3.7 Revisión de los estudios geotécnicos	471
8.4 Consideraciones dadas por normativas técnicas.....	476
8.4.1 Norma Salvadoreña	476

8.4.2 Otras Normas.....	477
8.5 Ejercicios Resueltos	489
8.6 Ejercicios Propuestos.....	496
CAPITULO IV	499
CIMENTACIONES	499
UNIDAD 1: GENERALIDADES DE LAS CIMENTACIONES.....	500
1.1 Introducción.....	500
1.2 Definición de cimentación	500
1.2.1 Ingeniería de Cimentaciones	501
1.3 Factores a considerar en una cimentación	502
1.4 Factores que determinan el tipo de cimentación.....	503
1.5 Parámetros necesarios para determinar el tipo de cimentación	504
1.6 Clasificación de las Cimentaciones	504
1.6.1 Cimentaciones Superficiales	504
1.6.2 Cimentaciones Profundas.....	507
UNIDAD 2: MUROS DE RETENCION	512
2.1 Introducción.....	512
2.2 Generalidades.....	512
2.2 Tipos de muros de retención	513
2.3 Aplicación de muros de retención	519
2.4 Calidad de los suelos utilizados como relleno en muros de retención	521
2.5 Predimensionamiento de Muros.....	522
2.6 Tipos de fuerzas que actúan sobre muros de retención	526
2.7 Revisión de estabilidad del muro	527
2.7.1 Factores de seguridad contra Volteo, deslizamiento y hundimiento.....	529
2.8 Diseño de elementos de estabilización	531
2.8.1 Inestabilidad por deslizamiento	531
2.8.2 Inestabilidad por volteo.....	533
2.8.3 Distribución de presiones en la base del muro	536
2.9 Drenaje en muros	540
2.10 Juntas.....	544

2.11 Zonas de protección	546
2.12 Ejercicio Resuelto.....	547
2.13 Ejercicio Propuesto	565
UNIDAD 3: ENTIBADOS	570
3.1 Generalidades.....	570
3.2 Clasificación de entibados	572
3.2.1 Clasificación de acuerdo a la profundidad.....	572
3.2.2 Clasificación de acuerdo al sistema empleado.....	577
3.2.3 Entibación con cajones de blindaje	584
3.3 Elementos de un sistema de entibados.....	586
3.4 Comportamiento de un sistema de entibados.....	587
3.5 Teorías para el cálculo de presiones sobre entibados.....	590
3.5.1 Entibados en suelos friccionantes	591
3.5.2 Entibados en suelos cohesivos	595
3.6 Metodología para el diseño de sistemas de entibados.....	599
3.6.1 Características del suelo y entorno	599
3.6.2 Profundidades críticas en excavaciones	600
3.6.3 Selección de las envolventes de presiones laterales.....	601
3.6.4 Proceso de diseño.....	601
3.7 Ejemplo del diseño de un sistema de entibados	607
3.8 Ejercicio Propuesto	616
UNIDAD 4: CIMENTACIONES SUPERFICIALES	617
4.1 Generalidades.....	617
4.2 Tipos de cimentaciones superficiales	618
4.3 Distribución de presiones en zapatas.....	619
4.4 Dimensionamiento de zapatas	624
4.5 Dimensionamiento de zapatas sin excentricidad	626
4.5.1 Zapatas aisladas.....	626
4.5.2 Zapatas combinadas	627
4.5.3 Losas de cimentación.....	631
4.6 Zapatas con cargas excéntricas	633

4.6.1 Zapatas Rectangulares.....	633
4.6.2 Zapatas de colindancia	639
4.7 Ejercicios Resueltos	644
4.8 Ejercicios Propuestos.....	652
UNIDAD 5: CIMENTACIONES PROFUNDAS	655
5.1 Generalidades.....	655
5.2 Funciones y usos de los pilotes.....	655
5.3 Clasificación de cimentaciones profundas	656
5.3.1 Clasificación según las dimensiones	657
5.3.2 Clasificación según el material con el que están fabricados	657
5.3.3 Clasificación según su proceso constructivo	659
5.4 Fricción Negativa	667
5.5 Dimensionamiento de pilotes.....	672
5.6 Grupo de pilotes	673
5.6.1 Determinación del número de pilotes.....	675
5.6.2 Distribución de pilotes.....	675
5.6.3 Dimensionamiento de zapata cabezal.....	678
5.7 Eficiencia de grupos de pilotes	678
5.8 Métodos de Interpretación de ensayos de capacidad de carga en pilotes.....	679
5.9 Ejercicios Resueltos	687
5.10 Ejercicios Propuestos.....	695
UNIDAD 6: TALUDES	697
6.1 Introducción.....	697
6.2 Elementos a tomar en cuenta en el diseño de taludes	707
6.3 Estudios necesarios para diseñar taludes.....	707
6.4 Criterios para el diseño de taludes	709
6.5 Métodos de análisis de estabilidad de taludes.....	717
6.6 Factores de seguridad (normativa técnica)	741
6.7 Drenajes.....	742
6.7.1 Drenaje superficial.....	743
6.7.2 Drenaje subterráneo.....	746

6.7.3 Diseño de canales	748
6.8 Zonas de protección	750
6.9 Revestimientos	753
6.10 Métodos de estabilización de taludes	756
6.11 Ejercicio Resuelto.....	761
6.12 Ejercicios Propuestos	766
UNIDAD 7: METODOS DE REFORZAMIENTOS DEL SUELO	767
7.1 Anclajes activos.....	769
7.1.1 Definición de anclaje activo	773
7.1.2 Campo de aplicación.....	775
7.1.3 Criterios de diseño	778
7.1.4 Ejercicio de aplicación del diseño del anclaje activo	810
7.2 Anclajes pasivos	835
7.2.1 Definición de anclaje pasivo	836
7.2.2 Campo de aplicación.....	853
7.2.3 Criterios de diseño	858
7.2.4 Diseño del anclaje pasivo.....	860
7.2.4 Ejercicio de aplicación del diseño del anclaje pasivo	914
7.2.5 Ejercicio Propuesto	946
CAPITULO V	947
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	947
Conclusiones	948
Recomendaciones.....	949
BIBLIOGRAFIA.....	950

CAPITULO I

GENERALIDADES

CAPITULO I

GENERALIDADES

1.1 Introducción

En el año 2010 la Escuela de Ingeniería Civil realizó un autoestudio del Programa de la Carrera, motivada por la necesidad de realizar un proceso de mejora continua.

Las conclusiones del autoestudio fueron claras, determinando que es necesaria la actualización de la Currícula de la Carrera de ingeniería Civil, ya que cuenta con más de 19 años desde que entró en vigencia el plan 1998 y es por ello que, la Escuela solicitó a todos los departamentos realizar un análisis independiente de cada una de las asignaturas que imparten.

Es así como el departamento de Geotecnia ejecutó la revisión completa de los contenidos que aporta para la formación de los futuros profesionales de la carrera. La revisión de los contenidos programáticos de las asignaturas determinó la necesidad de incorporar algunos tópicos que permitan adquirir a los alumnos, conocimientos que reflejen los avances tecnológicos que se están aplicando en nuestro medio.

Por lo que se planteó además, la necesidad de llevar a cabo la introducción de una nueva asignatura llamada Análisis Geotécnico y el establecimiento de la materia Cimentaciones como una asignatura de carácter obligatorio, y no técnica electiva, como se está impartiendo actualmente, con la finalidad que todos los estudiantes adquieran en su formación el mismo nivel de conocimientos, debido a la importancia que ésta asignatura tiene en la solución de los diferentes problemas de las cimentaciones en las estructuras.

Es así como el trabajo de graduación tiene como finalidad servir como guía al docente encargado de impartir las materias Análisis geotécnico y Cimentaciones. El desarrollo del contenido programático de las asignaturas fue ejecutado tomando como punto de partida el establecimiento de los objetivos generales y específicos de cada unidad de estudio, definidos previamente por el departamento.

Para cada unidad de estudio se elaboró un guión de clases con el desarrollo de las temáticas definidas en el programa de estudio, guías de ejercicios resueltos donde se explica paso a paso la resolución de ejemplos, guías de discusión con el objetivo de que el estudiante sea capaz de resolverlos aplicando la teoría enseñada previamente y guías de laboratorio en los temas donde se requiera su aplicación práctica.

1.2 Antecedentes

La carrera de Ingeniería Civil estuvo antecedida por la Ingeniería en Agrimensura; se conoce que el 19 de agosto de 1864, se decretó la fundación de la Facultad de Agrimensura y el 28 de junio de 1927 en una sesión del Consejo Superior Universitario a moción del Ing. Julio Mejía se acordó la apertura de la Escuela de Ingeniería Civil. Es así como en mayo de 1933 se graduaron los primeros Ingenieros Civiles.

CAPITULO I

GENERALIDADES

Debido al comportamiento dinámico de la sociedad, economía y la tecnología, se hace necesario realizar reformas curriculares, que se adapten a las distintas necesidades propias de cada época; a través de los años, se ejecutaron diversas reformas a la Currícula de la carrera de Ingeniería Civil, entre las que se pueden citar la de los años 1952, 1954, 1966, 1970, 1973, 1978 y 1998 que correspondió a la última reforma hecha y es la que se encuentra vigente a la fecha y siendo una reforma del plan 1978. En dicha reforma se revisaron los programas de las asignaturas, efectuando modificaciones a manera de cumplir con la Ley de Educación Superior recién aprobada.

Con lo anterior se hace notar que la Currícula con que se cuenta en la actualidad, tiene 19 años desde su implantación en el año 1998. A partir de esto se puede afirmar que se hace necesario una reforma a la currícula, con el objeto de fortalecer el conocimiento de los estudiantes, haciendo los programas de estudio compatibles con el presente.

La forma de abordar el problema curricular es mediante la evaluación diagnóstica, la cual permite tener un juicio crítico, y da a conocer las características obtenidas en los estudiantes con base en un diagnóstico interno del plan de estudio actual. Además, la serie de conocimientos mínimos que debe poseer el egresado y la eficacia del sistema que lo forma, se realiza por medio de un diagnóstico externo o dicho de otra forma un diagnóstico de la práctica profesional.

La reforma curricular está motivada:

1. Por diseño. Cuando se detecta en la sociedad la necesidad de contar con recursos humanos, con oficios o profesiones que no son formados sistemáticamente en los niveles educativos.
2. Por rediseño. Cuando se da un reajuste en el proceso de formación de alguna carrera, porque el medio requiere capacidades nuevas en el egresado.
3. Por adecuación. Cuando se realizan cambios en algunos componentes del currículo vigente, por no estar cumpliendo los objetivos o por causar deficiencia en el producto.

En el año 2010 la Escuela de Ingeniería Civil realizó un autoestudio del Programa de la Carrera, motivada por la necesidad de realizar un proceso de mejora continua.

Producto de ello, se presentó un plan de mejora extraído de las debilidades encontradas en el proceso de autoestudio, en éste se plantearon proyectos priorizados en base a exigencias de acreditación de acuerdo al Manual de Acreditación de la Agencia Centroamericana de Acreditación de Arquitectura y de Ingeniería (ACAAI) y a proyectos de significancia especial para nuestra institución.

Las conclusiones del autoestudio fueron claras, es necesario una actualización a la Currícula de la Carrera y es por ello que en el departamento de Geotecnia se está llevando a cabo una revisión de los contenidos programáticos de las asignaturas que se imparten, descubriendo la necesidad de incorporar algunos tópicos que permitan adquirir por parte de los estudiantes, conocimientos que reflejen los avances tecnológicos que se están aplicando en nuestro medio.

Además se demostró que para la formación de los futuros ingenieros, es necesario incorporar la asignatura de Cimentaciones obligatoria y no técnica electiva como se imparte actualmente.

CAPITULO I

GENERALIDADES

1.3 Planteamiento del problema

La currícula de cualquier carrera no es una estructura fija que alberga el contenido organizado del aprendizaje, se trata de un instrumento dinámico que refleja las metas y experiencias educativas a ser alcanzadas y proporcionadas para lograr ese fin.

Por tanto, la calidad y eficiencia en la selección del contenido de las asignaturas, repercute en la formación de profesionales, a medida que avanza la tecnología, la currícula debe ser actualizada haciéndola compatible con el presente, permitiendo que los futuros profesionales se desarrollen de manera integral.

En la carrera de Ingeniería Civil, la última Reforma hecha a la Currícula se llevó a cabo en el año 1998. Por tanto se hace necesario realizar una actualización acorde a las necesidades del presente.

La Escuela forma a sus estudiantes en cinco áreas de desarrollo: Construcción y Vías terrestres, Hidráulica y Saneamiento ambiental, Estructuras, Geotecnia y Representaciones Gráficas, cada una de las áreas sufrirán modificaciones a partir del análisis que se realice de forma independiente. Por su parte en el Área de Geotecnia, a la fecha se han realizado modificaciones que conducen a la diversificación de las materias que se imparten, creándose la materia de Análisis Geotécnico y ampliando la materia de Cimentaciones. Estas materias buscan reforzar los conocimientos que actualmente son impartidos a los estudiantes al cursar las materias de Geología, Mecánica de Suelos y Cimentaciones T. E.

Con la Asignatura Análisis Geotécnico se pretende aplicar las diversas teorías para el estudio e interacción de suelos, mediante la utilización de conceptos y parámetros impartidos en la asignatura Mecánica de Suelos. Así mismo Cimentaciones toma como base el análisis geotécnico, es decir, el estudio del comportamiento del suelo, para la toma de decisiones y la resolución de problemas.

De manera conjunta, la finalidad que conlleva las asignaturas que se impartirán en el departamento de Geotecnia, es abonar al perfil del estudiante conocimientos que por naturaleza propia de la carrera, se vuelven indispensables para su buen desempeño profesional.

La finalidad del presente trabajo es desarrollar de manera teórica-práctica el contenido programático de las asignaturas Análisis Geotécnico y Cimentaciones, plasmando los objetivos generales y específicos de cada unidad, desarrollando guiones de clases, guías de laboratorio (cuando aplique) y ejercicios prácticos, así como también guías de discusión.

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo general

CAPITULO I

GENERALIDADES

- Desarrollar el contenido programático de las Asignaturas “Análisis Geotécnico “y “Cimentaciones”, para su incorporación en la reforma Curricular del Departamento de Geotecnia de la Escuela de Ingeniería Civil.

1.4.2 Objetivos específicos

- Definir los objetivos generales y específicos de cada una de las unidades de estudio de las asignaturas.
- Realizar las respectivas revisiones bibliográficas que permitan desarrollar de manera objetiva, los temas que conforman las unidades.
- Desarrollar guiones de clase utilizando el material producto de la revisión bibliográfica.
- Elaborar Guías de Laboratorio de los temas que así lo requieran, haciendo uso de Normativas Internacionales, métodos de ensayo (ASTM, UNE).
- Establecer guías de discusión de cada unidad, así como también desarrollo de problemas, que permitan fortalecer la teoría previamente dada.

1.5 Alcances

- Proporcionar a los estudiantes un medio para consultas bibliográficas así como también brindar las respectivas referencias bibliográficas utilizadas a lo largo del desarrollo del contenido programático de las asignaturas.
- Desarrollo del contenido programático de las asignaturas: Análisis Geotécnico y Cimentaciones, las cuales serán incorporadas al Plan de Estudio propuesto.
- Establecer los objetivos Generales y Específicos de cada unidad.
- Elaboración de guiones de clase, para proporcionar al docente una guía didáctica, que sirva como base para la enseñanza a la comunidad estudiantil.
- Elaboración de Guías de Laboratorio (donde aplique), haciendo uso de Normativa Internacional.
- Formulación de guías de discusión y ejercicios resueltos.

CAPITULO I

GENERALIDADES

1.6 Limitaciones

- La inaccesibilidad a bibliografía técnica actualizada como lo son las normas ASTM, libros de texto, entre otros, utilizadas para el desarrollo de los guiones de clase y los ensayos de laboratorio.

1.7 Justificación

Ante el desarrollo social, económico y tecnológico de un país, propio de la época en que se encuentre, se hace necesario un proceso sistemático de revisión y actualización curricular, en la cual sean incorporados temáticas tomando en cuenta las nuevas tecnologías, de ésta manera mejorar, modificar y adicionar aspectos que renuevan el perfil del profesional en formación.

La actualización de la currícula garantiza la instrucción de estudiantes de acuerdo a las necesidades actuales, preparándolos con herramientas indispensables para su desenvolvimiento en el campo laboral.

Al revisar las materias que se imparten en éste departamento, se pretende brindar el conocimiento de forma gradual, siguiendo un orden lógico, de tal forma que en las primeras materias se imparta el fundamento teórico de Geología y de mecánica de suelos, en la siguiente se apliquen los conceptos adquiridos previamente, para la obtención del comportamiento del suelo y en la última, aplicar los conocimientos para la solución de problemas prácticos de cimentaciones de diferentes estructuras.

Desde el punto de vista didáctico-pedagógico, el desarrollo del contenido programático de una asignatura desempeña un papel importante en el proceso de formación profesional, a través del cual se imparte al estudiante conocimientos teórico-prácticos; a su vez proporciona al docente una guía didáctica que sirva como base para la enseñanza a la comunidad estudiantil. A partir de lo anterior, el objetivo del presente trabajo, trata del desarrollo completo y detallado de las temáticas actualizadas de las asignaturas Análisis Geotécnico y Cimentaciones, así como también de prácticas de laboratorio que sean complemento del conocimiento teórico.

CAPITULO II

ANALISIS CURRICULAR

CAPITULO II

ANALISIS CURRICULAR

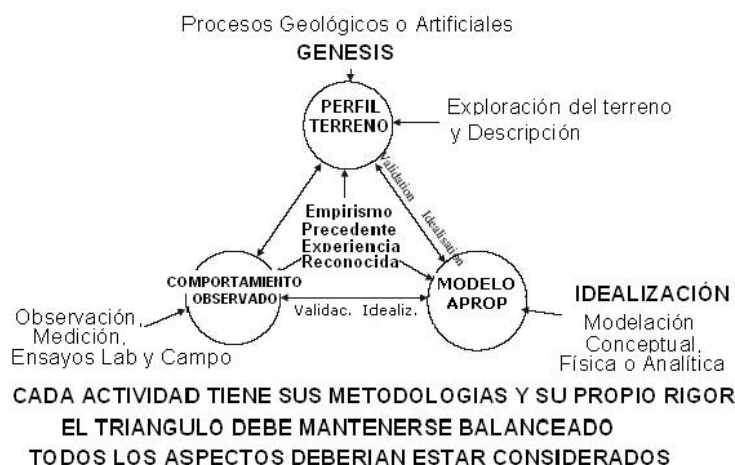
2.1 Antecedentes

La Escuela de Ingeniería Civil forma a sus estudiantes en cinco áreas de desarrollo: Construcción y Vías terrestres, Hidráulica y Saneamiento ambiental, Estructuras, Geotecnia y Representaciones Gráficas. Por su parte el área de Geotecnia se encarga del estudio de la interacción de las construcciones con el terreno (geología, Mecánica de suelos, cimentaciones). En la actualidad se habla no sólo de Geotecnia como una rama de la ingeniería civil, sino como Ingeniería Geotécnica como tal.

Inicialmente la Ingeniería geotécnica (IG) se fundamentaba únicamente en el conocimiento empírico debido a que la parte teórica presentaba un escaso desarrollo. A través de los años, con el aporte de diversos autores y con los avances tecnológicos, la IG actual, se constituye de una parte científica-teórica y otra aplicada-experimental, existe entonces una dualidad entre ciencia ingenieril y práctica ingenieril.

Se dice entonces que la IG forma parte de un tetraedro, encontrándose en el centro del mismo, en donde tres de sus vértices constituyen lo teórico (geología, obtención del comportamiento, adopción de un modelo) y el cuarto vértice corresponde a la práctica, basada en el empirismo desarrollado a través de la experiencia. Lo anterior representa lo que se conoce como Geotecnia Moderna, ver figura No 1.1.

Figura No 1.1: Tetraedro Geotécnico, basado en el triángulo de Burland (2007)



Fuente: R. Rocca "La evolución a largo plazo de la Ingeniería Geotécnica"

En la Geotecnia Moderna para la solución de problemas, el proceso debe de iniciar con la indagación del ambiente geológico, es decir la obtención del perfil del terreno mediante la exploración y descripción del mismo, la obtención del comportamiento del suelo constituye el segundo paso, mediante la observación, medición, ensayos de laboratorio y de campo, una vez obtenidos los parámetros, se procede a adoptar un modelo matemático adecuado mediante la

CAPITULO II

ANALISIS CURRICULAR

idealización, que permita proyectar la efectividad de la solución e identificar problemas potenciales. Lo anterior describe el aspecto teórico que vendría a ser complementado por la parte empírica basada en la experiencia, la cual permite la formulación de criterios y la toma de decisiones.

A medida avanza la tecnología se hace necesario adaptar el conocimiento a la época correspondiente, con el objetivo de simplificar procesos, agilizar la obtención de resultados, aumentar la eficiencia en la proyección de modelos, etc; por lo que se cuenta con una proyección de la IG a largo plazo.

Utilizando como base el tetraedro, el desarrollo de la IG estará enfocada en el acercamiento del vértice del terreno (ambiente geológico) al vértice del comportamiento.

En el futuro el progreso del vértice del terreno estará definido por: el desarrollo globalizado de modelos tectónicos, geológicos y geomorfológicos que permita una mejor abstracción de los ambientes geológicos, mejoría en la obtención de perfiles mediante cambios de escala; pasando del análisis macro al análisis micro dentro del mismo objeto de estudio, desarrollo de procedimientos como por ejemplo estimaciones geoestadísticas que permitan extrapolar resultados de prospecciones en terrenos de gran extensión con un número limitado de datos y la implementación de mejores técnicas de búsqueda de anomalías en sitios, mediante algoritmos probabilísticos.

Por su parte, el vértice del comportamiento basará su desarrollo: en la obtención de propiedades a través de ensayos de laboratorio y de campo adaptando nuevas tecnologías que permitan reducir tiempo y costos, el conocimiento de suelos regionales, es decir, una descripción detallada de los suelos de cada región a manera de representarlos mediante un mapa y la incorporación de conceptos estadísticos y probabilísticos en la obtención del comportamiento.

Con lo anterior, se hace notorio el continuo progreso de la IG a través de los años, y con ello se plantea la necesidad de que estos cambios sean del conocimiento de los profesionales que se dediquen a ésta área, por lo que la Universidad de El Salvador y específicamente la Escuela de Ingeniería Civil, decide adoptar el enfoque de la Geotecnia Moderna, a su malla curricular.

Es así como en el año 2010, la Escuela realizó una autoevaluación interna, para determinar el estado general de la carrera, lo que dio pauta a que en cada departamento se realizara de forma independiente una revisión de los contenidos de sus asignaturas que permitiera identificar las fortalezas y deficiencias en los contenidos de éstas, y mejorar a partir de este análisis los contenidos de las asignaturas.

Actualmente el departamento imparte las asignaturas: Geología aplicada, Mecánica de Suelos y Cimentaciones T. E.; los conceptos brindados en Geología son necesarios para cursar Mecánica de Suelos y ésta a su vez, es pre-requisito de la asignatura de Cimentaciones T.E.

En principio **Geología Aplicada** consiste en el estudio de los materiales y recursos (minerales, rocas, suelo, agua superficial y subterránea, etc.) presentes en la Tierra y de sus procesos de

CAPITULO II

ANÁLISIS CURRICULAR

formación, se centra en las alteraciones que éstos han experimentado desde su origen. Proporciona las bases y conceptos necesarios para el curso de la asignatura Mecánica de Suelos.

Mecánica de Suelos es la aplicación de las leyes de la mecánica y la hidráulica a los problemas de ingeniería que tratan con el material superficial suelto producto de la descomposición de la rocas (suelo), la asignatura incluye teorías sobre el comportamiento de los suelos sujetos a cargas, basadas en simplificaciones, investigación sobre las propiedades físicas y mecánicas de los suelos y aplicación del conocimiento teórico y empírico a los problemas prácticos.

Cimentaciones T.E se encarga de aplicar las propiedades físicas y mecánicas de los suelos, para determinar su comportamiento cuando es sometido a cargas a través de una cimentación, impartir los conceptos teóricos (comportamiento del suelo) y resolución de problemas teóricos, necesarios para la proyección de estructuras tales como: Muros de retención, entibados, taludes, cimentaciones superficiales y cimentaciones profundas.

Ahora bien, a partir de la revisión realizada a los contenidos actuales de las asignaturas se detectó que existen contenidos que se repiten; así como, que existen técnicas, de uso reciente en el país, las cuales no están siendo incluidas dentro de la currícula y que es necesaria su implementación. Por lo que se planteó la necesidad de llevar a cabo la apertura de una nueva asignatura llamada **Análisis Geotécnico** y el establecimiento de la materia **Cimentaciones** como una asignatura de carácter obligatorio, debido a la importancia que ésta tiene en la formación de los futuros profesionales.

Con la Asignatura Análisis Geotécnico se pretende aplicar las diversas teorías para conocer el comportamiento del suelo ante las cargas aplicadas y en Cimentaciones se parte del análisis geotécnico, para la solución de problemas de cimentaciones de diversas estructuras, tomando en cuenta su funcionalidad y la economía para la toma de decisiones.

Con los cambios realizados las asignaturas se presentan en el siguiente orden: Geología Aplicada, Mecánica de Suelos, Análisis Geotécnico y Cimentaciones. Éstas serán impartidas en forma didáctica, siguiendo un orden lógico basado en el enfoque de la Geotecnia Moderna.

CAPITULO II
ANALISIS CURRICULAR

2.2 Análisis de los contenidos programáticos de las asignaturas impartidas por el departamento de Geotecnia

En la tabla No 2.1 se presenta un análisis del estado de los contenidos programáticos de las asignaturas según como se imparten actualmente comparándolo con la nueva propuesta:

Tabla No 2.1: Contenidos programáticos de las asignaturas del Departamento de Geotecnia

UNIDAD	CONTENIDOS PROGRAMATICOS ACTUALES			CONTENIDOS PROGRAMATICOS PRODUCTO DE LA REVISION CURRICULAR			
	GEOLOGIA APLICADA	MECANICA DE SUELOS	CIMENTACIONES	GEOLOGIA APLICADA	MECANICA DE SUELOS	ANALISIS GEOTECNICO	CIMENTACIONES
1	INTRODUCCION	INTRODUCCION A LA MECANICA DE SUELOS	REFUERZO DE MECANICA DE SUELOS	INTRODUCCION	INTRODUCCIÓN A LA MECÁNICA DE LOS SUELOS.	TECNICAS DE INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO	GENERALIDADES DE LAS CIMENTACIONES
2	ESTRUCTURA Y COMPOSICION DEL INTERIOR DE LA TIERRA	PROPIEDADES FISICAS DE LOS SUELOS	INTRODUCCION A LAS CIMENTACIONES	ESTRUCTURAS Y COMPOSICION DE LA TIERRA	PROPIEDADES FÍSICAS DE LOS SUELOS	ESTADOS DE ESFUERZO EN LA MASA DE SUELO	MUROS DE RETENCION
3	MATERIALES DE LA TIERRA	GRANULOMETRIA DE LOS SUELOS	EXPLORACION DEL SUBSUELO	MATERIALES DE LA TIERRA	GRANULOMETRÍA DE LOS SUELOS	RED DE FLUJO EN EL SUELO	ENTIBADOS
4	GEODINAMICA INTERNA	PLASTICIDAD DEL SUELO	PRESIONES LATERALES DE TIERRA Y EMPUJE	GEODINAMICA INTERNA	PLASTICIDAD DEL SUELO	ASENTAMIENTOS Y EXPANSIONES EN LOS SUELOS	CIMENTACIONES SUPERFICIALES
5	GEODINAMICA EXTERNA	CLASIFICACION DE SUELOS	MUROS DE RETENCION	GEODINAMICA EXTERNA	CLASIFICACIÓN DE SUELOS	PRESIONES LATERALES DE TIERRA Y EMPUJES	CIMENTACIONES PROFUNDAS
6	MAPA GEOLOGICO DE EL SALVADOR	PROPIEDADES MECANICAS DE LOS SUELOS	ENTIBADOS EN EXCAVACIONES	GEOLOGIA Y GEOMORFOLOGIA DE EL SALVADOR	PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS SUELOS	CAPACIDAD DE CARGA DE LOS SUELOS EN CIMENTACIONES SUPERFICIALES	TALUDES
7	PROPIEDADES MECANICAS DE LOS SUELOS	COMPACTACION DE LOS SUELOS	TABLAESTACADOS	MECÁNICA DE LAS ROCAS	COMPACTACIÓN DE LOS SUELOS.	CAPACIDAD DE CARGA DE LOS SUELOS EN CIMENTACIONES PROFUNDAS	METODOS DE REFORZAMIENTOS DEL SUELO
8	DEPOSITOS DE MATERIALES ROCOSOS PARA LA CONSTRUCCION	ESTADO DE ESFUERZOS EN LA MASA DE SUELO	ESTABILIDAD DE TALUDES	BANCOS DE MATERIALES		ESTUDIO GEOTECNICO	
9	HIDROGEOLOGIA	EXPLORACIÓN DE LOS SUELOS	CAPACIDAD DE CARGA DE LOS SUELOS	HIDROGEOLOGIA			
10			CIMENTACIONES SUPERFICIALES (ZAPATAS)				
11			CIMENTACIONES PROFUNDAS				
12			TRASMISION DE ESFUERZOS EN UNA MASA DE SUELO				

Fuente: Propia

CAPITULO II

ANALISIS CURRICULAR

Al realizar el análisis de los contenidos de las materias que imparte el departamento de Geotecnia, se deja entre ver que existen temas que se repiten, como por ejemplo: propiedades mecánicas de los suelos, estados de esfuerzos en la masa de suelo, exploración de los suelos; y además que el contenido es bastante extenso, lo que repercute en la posibilidad de no lograr profundizar de manera adecuada en las temáticas. También producto del análisis curricular se detectó la necesidad de incorporar algunas temáticas que actualmente es de mucho uso en la ingeniería en nuestro país. Dentro de los que se encuentran: métodos de reforzamiento del suelo, estudio geotécnico.

Además se detectó que los responsables de impartir las materias impartían temáticas que se consideran necesarias, pero que no se encuentran contenidas en el programa, por lo que se prevé la necesidad de incorporarlas, algunos ejemplos de ello son: para el cálculo de capacidades de carga del suelo: el efecto de cargas no centradas, cálculo de asentamientos y expansiones, cálculo de redes de flujos, entre otros.

Todo los resultados obtenidos producto del análisis se incorporaron, resultando con ello, la necesidad de incluir una nueva materia (Análisis Geotécnico), establecer Cimentaciones como una materia obligatoria y añadir las temáticas antes citadas a las materias que imparte el departamento.

Las materias en la nueva currícula del departamento se ordenaron de tal forma, que el conocimiento lleve un orden lógico, que facilite el aprendizaje del estudiante, de manera que permita alcanzar los objetivos planteados, y llevar a este a un nivel de conocimiento que le permita desenvolverse de manera eficiente en su quehacer profesional en esta área.

En la tabla No 2.1, se muestran las asignaturas antes y después del análisis curricular, los contenidos han sido ordenados, ubicados y complementados estratégicamente en las nuevas asignaturas a ser incorporadas en la reforma curricular (Análisis Geotécnico y Cimentaciones),

Así mismo los contenidos sombreados en amarillo indican las temáticas completamente nuevas, ya que el departamento de geotecnia identificó el vacío presentado en los contenidos actuales mediante la revisión interna realizada previamente.

2.3 Contenidos programáticos de las asignaturas

A continuación se presenta los contenidos temáticos de las asignaturas a incorporarse con la reforma curricular en el departamento de Geotecnia y una breve explicación de cada unidad de estudio.

2.3.1 Análisis geotécnico

Contenido:

Unidad 1: TECNICAS DE INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO

1.1 Métodos de investigación del suelo y rocas en campo

1.1.1 Pozos a cielo abierto

1.1.2 Sondeos:

1.1.2.1 SPT, CPD, Presiométricos, permeabilidad, piezómetros, molinete, placa de Carga.

1.1.2.2 Rotativos.

1.2.3 Métodos geofísicos: eléctricos, sísmicos y gravimétricos.

1.2 Muestreo en campo: Pozos a cielo abierto y sondeos.

1.3 Ensayos de laboratorio y tipos de muestras requeridas.

La finalidad es transmitir los distintos métodos de exploración del subsuelo, el poder elegir el método exploratorio según las condiciones que se tengan en campo, los recursos con los que se cuenten, la información que se desee obtener, entre otras variantes.

Así mismo la unidad tiene como objetivo explicar el proceso de muestreo, así como también la información que es posible recopilar mediante ensayos de laboratorio.

Unidad 2: ESTADOS DE ESFUERZO EN LA MASA DE SUELO

2.1 Generalidades sobre distribución de esfuerzo en los suelos.

2.2 Esfuerzos geo estáticos: Presiones totales, neutras e intergranulares o efectivas.

2.3 Esfuerzos inducidos.

2.4 Efectos de la transmisión de presiones al suelo por la cimentación a diferentes profundidades.

2.5 Teorías elásticas de los suelos.

Se analiza el estado de esfuerzo en el suelo dado de manera natural debido al propio peso de los estratos y debido a la presencia de agua en los poros, llamados esfuerzos geoestáticos.

Por otra parte se analiza el comportamiento o reacción que se genera en el suelo al estar sometido a cargas inducidas, pudiendo evaluar el esfuerzo generado, quedando éste determinado por factores como: tipo de suelo, tipo de carga (puntual, distribuida), profundidad de análisis, entre otros.

CAPITULO II

ANALISIS CURRICULAR

Unidad 3: RED DE FLUJO EN EL SUELO

- 3.1 Definición de red de flujo y sus componentes.
- 3.2 Trazo de la red de flujo en presas, tablestacas, muros, etc.
- 3.3 Cálculo del caudal
- 3.4 Cálculo de las presiones Hidrodinámicas en una red de flujo

El cálculo de las trayectorias de flujo de agua a través de los suelos y las presiones de poros son muy complejas debido a que la permeabilidad varía de un punto a otro. Sin embargo se pueden obtener aproximaciones al aplicar criterios respecto a la filtración y sus efectos estudiando el flujo en condiciones sencillas, a partir de esquemas donde se plantean líneas de flujo y líneas equipotenciales, lo que constituye la red de flujo, mediante la cual es posible el cálculo del caudal circundante.

Unidad 4: ASENTAMIENTOS Y EXPANSIONES EN LOS SUELOS

- 4.1 Generalidades
- 4.2 Efecto de los asentamientos y expansiones en una estructura
- 4.3 Asentamientos en los suelos arenosos y arcillosos
- 4.4 Cálculo de asentamientos en suelos
 - 4.4.1 Asentamientos por métodos elásticos
 - 4.4.2 Asentamientos diferenciales (teoría de la consolidación)
- 4.5 Expansiones en los suelos arcillosos.
 - 4.5.1 Concepto de capa activa
 - 4.5.2 Métodos de obtención de la capa activa (Succión).
 - 4.5.3 Métodos para la obtención de expansiones en suelos arcillosos.

En esta unidad se estudia el comportamiento y cálculo de asentamientos del suelo presentados por la imposición de cargas, dichos asentamientos forman parte del diseño de las estructuras. Así mismo, se analizan y calculan el fenómeno de las expansiones en suelos especiales (arcillosos) los cuales son susceptibles a experimentar cambios de volumen a partir de la variación en el contenido de humedad.

Unidad 5: PRESIONES LATERALES DE TIERRA Y EMPUJES

- 5.1 Generalidades
- 5.2 Teorías para el cálculo de presiones laterales de tierras y empujes:
 - 5.2.1 Teoría de Rankine: Estado en reposo, activo y pasivo
 - 5.2.2 Teoría de Coulomb: Estado activo y pasivo
 - 5.2.3 Cálculo de empujes debido al agua.
 - 5.2.4 Cálculo de empujes debido a sobrecargas: cargas distribuidas, puntuales o lineales.
 - 5.2.5 Método gráfico de Cullman.
- 5.3 Teorías para el cálculo de empujes debido a sismos en la masa de suelo

CAPITULO II

ANALISIS CURRICULAR

- 5.3.1 Teoría de la Presión Lateral de Tierra de Mononobe-Okabe (según norma técnica de Cimentaciones Salvadoreña).
- 5.3.2 Otras teorías

El objetivo de la unidad es que el estudiante conozca y sea capaz de calcular los empujes derivados de las masas de suelo, utilizando diversas teorías, tomando en cuenta factores como, tipo de suelo (friccionante, cohesivo o una combinación), presencia de sobrecargas, presencia de agua, entre otros. El cálculo de los empujes es utilizado en el diseño de muros y taludes, ya que una vez conocido el empuje resultante, es posible prever la estabilidad del muro o talud proyectado y evitar su posible falla.

Unidad 6: CAPACIDAD DE CARGA DE LOS SUELOS EN CIMENTACIONES SUPERFICIALES

- 6.1 Generalidades
- 6.2 Mecanismo de fallas en cimentaciones superficiales: general, local y punzonamiento.
- 6.3 Teorías para el cálculo de Capacidad de Carga:
 - 6.2.1 Teoría de Terzaghi
 - 6.2.2 Teoría de Skempton
 - 6.2.3 Teoría de Vesic
 - 6.2.4 Teoría de Hansen
 - 6.2.5 Teoría de Meyerhoff
- 6.4 Influencia de cargas excéntricas en el cálculo de la capacidad de carga.
- 6.5 Influencia de cargas inclinadas en el cálculo de la capacidad de carga.
- 6.6 Influencia del nivel del agua freática en el cálculo de capacidad de carga
- 6.7 Capacidad de carga admisible
- 6.8 Determinación de la capacidad de carga a partir del ensayo SPT.

En ésta unidad se analizan las diversas teorías presentadas por diversos autores para determinar la capacidad de carga de los suelos, en los cuales es asentada una cimentación del tipo superficial (zapatas), se analizan bajo diversas condiciones tales como: presencia de cargas excéntricas, cargas inclinadas, efecto del nivel freático, etc. También se estudia la determinación de la capacidad de carga admisible del suelo considerando factores de seguridad, así como también a partir del ensayo SPT, dada a través de correlaciones.

Unidad 7: CAPACIDAD DE CARGA DE LOS SUELOS EN CIMENTACIONES PROFUNDAS

- 7.1 Generalidades
- 7.2 Mecanismo de transmisión de carga a través de cimentaciones profundas.
- 7.3 Teorías para el cálculo de Capacidad de Carga en cimientos profundos:
 - 7.4.1 Capacidad de carga en fuste
 - 7.4.2 Capacidad de carga en la punta
 - 7.4.3 Capacidad de carga basada en ensayos in situ
- 7.5 Capacidad de carga de grupos de pilotes.

CAPITULO II

ANALISIS CURRICULAR

7.6 Asentamiento del grupo de pilotes

7.7 Ensayos de capacidad de carga en pilotes

Así como se estudió la capacidad de carga en cimentaciones superficiales, se trata de analizar la capacidad de carga cuando se cuenta con cimentaciones profundas. Se inicia describiendo las funciones y usos, se explica en qué casos es necesario implementar cimentaciones profundas. La forma en cómo es transferida la carga de la estructura al suelo; teniendo claro el funcionamiento de éste tipo de cimentación es posible determinar la capacidad de carga para las distintas modalidades, así como también evaluar asentamientos de grupos de pilotes.

Unidad 8: ESTUDIO GEOTECNICO

8.1 Objetivo del estudio Geotécnico

8.2 Tipos de estudios Geotécnicos

8.3 Planificación de campaña geotécnica:

8.3.1 Recopilación y análisis de la información disponible

8.3.2 Reconocimiento del lugar

8.3.3 Investigación exploratoria o preliminar

8.3.4 Estudio definitivo

8.3.5 Diseño de la campaña geotécnica

8.4 Revisión de los estudios geotécnicos

8.5 Consideraciones sobre diferentes normativas técnicas relacionadas con los estudios geotécnicos.

8.5.1 Norma Técnica Salvadoreña

8.5.2 Otras Normas

El Estudio Geotécnico es el conjunto de trabajos de exploración, muestreo, análisis, modelización, cálculo e interpretación necesario para conocer con la precisión suficiente las características geológico-geotécnicas de un terreno en el que va a ejecutarse una obra. Se debe realizar previamente a la ejecución del Proyecto para que éste pueda definir las acciones al terreno, permite proyectar la cimentación de la estructura de manera eficiente y económica.

2.3.2 Cimentaciones

Los conceptos necesarios para la comprensión de los ítems que a continuación se presentan, fueron dados en la asignatura Análisis Geotécnico, es por ello que Cimentaciones está dedicada a la formulación de criterios y toma de decisiones.

Unidad 1: GENERALIDADES DE LAS CIMENTACIONES

1.1 Definición de cimentación (definir ingeniería de cimentaciones)

1.2 Importancia de la cimentación en una estructura

1.3 Factores a considerar en una cimentación

1.4 Factores que determinan el tipo de cimentación

CAPITULO II

ANALISIS CURRICULAR

- 1.4.1 Parámetros necesarios para determinar el tipo de cimentación
- 1.5 Tipos de Cimentaciones superficiales y profundas

Se parte del concepto de cimentación, su función, importancia, tipos de cimentaciones, los criterios a considerar y que determinan el tipo de cimentación a utilizar, la información con la que se debe contar para proyectar la cimentación de manera eficiente y lo más económica posible, no dejando de lado la seguridad.

Unidad 2: MUROS DE RETENCION

- 2.1 Generalidades
- 2.2 Tipos de muros de retención
- 2.3 Aplicación de muros de retención
- 2.4 Calidad de los suelos utilizados como relleno en muros de retención
- 2.5 Predimensionamiento de Muros rígidos y flexibles
- 2.6 Tipos de fuerzas que actúan sobre muros de retención
- 2.7 Revisión de estabilidad del muro: factores de seguridad contra Volteo, deslizamiento y capacidad de carga.
- 2.8 Diseño de elementos de estabilización (muerto y diente)
- 2.9 Drenaje en muros
- 2.10 Juntas
- 2.11 Zonas de protección
- 2.12 Ejercicios de aplicación

La unidad inicia con definiciones generales de muros, la clasificación de las estructuras de contención y el predimensionamiento de muros de tipo gravedad. Posteriormente se realiza el análisis respectivo para validar dicho predimensionamiento, las acciones a las que estará sometido el muro están dadas por las presiones laterales de tierras y empujes antes vistas y también acciones externas. Los factores de seguridad para los cuales se diseña están dados por la Norma Técnica Salvadoreña, de lo contrario al no poder satisfacer los requerimientos de la Norma se procede a un redimensionamiento o bien puede optarse por añadir elementos de estabilización (diente o muerto y tensor) esto si las condiciones lo permiten.

Unidad 3: ENTIBADOS

- 3.1 Generalidades de entibados
- 3.2 Clasificación de entibados
- 3.3 Elementos de un sistema de entibados
- 3.4 Teorías para el cálculo de presiones sobre entibados.
 - 3.4.1 Entibados en suelos friccionantes
 - 3.4.2 Entibados en suelos cohesivos
- 3.5 Metodología para el diseño de sistemas de entibados

CAPITULO II

ANALISIS CURRICULAR

3.6 Ejemplo del diseño de un sistema de entibados

Los entibados son estructuras provisionales utilizadas para garantizar la estabilidad en excavaciones; como toda estructura de soporte, estará sometida a cargas y acciones provenientes de los empujes laterales del suelo y acciones externas, por lo que se pretende conocer las metodologías para el cálculo y diseño del sistema de entibados, es decir, de los elementos que lo conforman.

Unidad 4: CIMENTACIONES SUPERFICIALES

4.1 Generalidades

4.2 Tipos de cimentaciones superficiales

4.3 Distribución de presiones en zapatas (comportamiento rígido o flexible)

4.4 Dimensionamiento de zapatas con cargas Centradas y excéntricas: rectangulares, cuadradas, combinadas, corridas, unidas con vigas de amarre y losa de cimentación.

Para ser capaz de proyectar una cimentación y determinar la mejor opción tanto económica como funcional, es imprescindible conocer la clasificación de cimentaciones superficiales y sus tipologías. Se estudia la reacción del suelo ante el emplazamiento de la cimentación utilizando dos hipótesis: distribución lineal y uniforme de presiones, dependiendo de las excentricidades de las cargas con respecto a los centroides de los cimientos, lo que se busca es dimensionar a partir de la capacidad de carga admisible del suelo. El dimensionamiento consiste en determinar el ancho y el largo de los distintos tipos de zapatas y losas de fundación, de manera tal que con dichas dimensiones, no se sobrepase la capacidad de carga admisible del suelo. Así mismo se exponen criterios para la selección de los distintos tipos de zapatas.

Unidad 5: CIMENTACIONES PROFUNDAS

5.1 Definición

5.2 Funciones y usos de los pilotes

5.3 Clasificación de cimentaciones profundas

5.4 Fricción negativa

5.4 Dimensionamiento de pilotes: diámetro y longitud

5.5 Grupo de pilotes

5.5.1 Determinación del número de pilotes

5.5.2 Distribución de pilotes

5.5.3 Dimensionamiento de zapata cabezal

5.6 Eficiencia de grupos de pilotes

5.7 Métodos de Interpretación de ensayos de capacidad de carga en pilotes

CAPITULO II

ANALISIS CURRICULAR

Las cimentaciones profundas transmiten las cargas de la superestructura hacia los estratos profundos mediante la interacción con el suelo, son utilizadas cuando los estratos superficiales no poseen la capacidad de carga suficiente para soportar las cargas impuestas.

Se pretende mostrar el procedimiento para el dimensionamiento de pilotes, determinación del número de pilotes y la zapata cabezal del grupo de pilotes. Así también se incluyen los métodos de ensayo para la determinación de la capacidad de carga de un pilote seleccionado al azar, con el objetivo de verificar la resistencia o capacidad de carga in situ, determinar el comportamiento carga-asentamiento, entre otros.

Unidad 6: TALUDES

- 6.1 Generalidades
- 6.2 Elementos a tomar en cuenta en el diseño de taludes
- 6.3 Estudios necesarios para diseñar taludes
- 6.4 Criterios para el diseño de taludes
- 6.5 Métodos de análisis de estabilidad de taludes (gráficos, método de dovelas, métodos numéricos)
- 6.6 Factores de seguridad (normativa técnica)
- 6.7 Drenajes
- 6.8 Zonas de protección.
- 6.9 Revestimientos
- 6.10 Métodos de estabilización de taludes

La unidad pretende enseñar el procedimiento de diseño de taludes, desde el establecimiento de la campaña de estudio del terreno, hasta la conformación de sus elementos y obras complementarias, una vez diseñado se somete a un proceso de revisión de la estabilidad, confrontando los resultados con la normativa técnica.

Unidad 7: METODOS DE REFORZAMIENTOS DEL SUELO

- 7.1 Anclajes activos
 - 7.1.1 Definición de anclaje activo
 - 7.1.2 Campo de aplicación
 - 7.1.3 Criterios de diseño
 - 7.1.4 Diseño del anclaje
- 7.2 Anclajes pasivos
 - 7.2.1 Definición de anclaje pasivo
 - 7.2.2 Campo de aplicación
 - 7.2.3 Criterios de diseño
 - 7.2.4 Diseño del anclaje pasivo

CAPITULO II

ANALISIS CURRICULAR

En la actualidad existen diversos métodos de reforzamiento del terreno dependiendo del objetivo que se persiga, así por ejemplo, si lo que se desea es densificar el suelo aumentando sus características portantes, se puede recurrir a técnicas tales como: compactación dinámica, columnas de grava (Geopier), procedimientos de vibrado profundo para el reacomodo de las partículas, micropilotes, geosintéticos, inyecciones de alta presión (Jet Grouting), precargas, etc. Debido a lo amplio del tema, en la unidad nos enfocaremos a las técnicas de anclajes.

Se estudian las tipologías de anclaje: activos y pasivos, los cuales se emplean como estructuras de contención de masas de suelo o roca, se analiza su aplicabilidad dependiendo las condiciones del sitio, materiales, mecanismos de trabajo y los parámetros de diseño y estabilidad.

2.4 Objetivos Generales de las Asignaturas

El departamento de geotecnia estableció los objetivos generales de las asignaturas, los cuales se muestran a continuación:

2.4.1 Análisis Geotécnico

- 1- Aprender las diferentes técnicas de investigación del subsuelo y el proceso de investigación a seguir en cuanto al muestreo y ensayos necesarios para la caracterización del suelo y la proyección de estructuras de ingeniería civil.
- 2- Que el estudiante sea capaz de aplicar diversas teorías del comportamiento del suelo, para determinar su respuesta ante la aplicación de cargas.
- 3- Evaluar los asentamientos producidos en el suelo debido a la influencia de cargas impuestas; así como también las expansiones presentadas en suelos arcillosos y sus efectos sobre las estructuras
- 4- Conocer la importancia y el objetivo principal del estudio geotécnico, así como los lineamientos para la planificación de la campaña haciendo uso de Normativas Técnicas.

2.4.2 Cimentaciones

- 1- El estudiante sea capaz de diferenciar y analizar los diferentes tipos de cimentaciones en función del tipo de construcción y el tipo de suelo existente en el lugar.
- 2- Que el estudiante pueda seleccionar y dimensionar la cimentación más adecuada en base a las cargas a transmitir, capacidad de carga existente en el suelo, y condiciones de espacio prevalecientes en el lugar de construcción.
- 3- Que el estudiante sea capaz de proyectar los elementos constituyentes de un talud, analizando a partir de la aplicación de un método de equilibrio, su estabilidad, que deberá cumplir los factores de seguridad recomendados en la normativa aplicada.
- 4- Que el estudiante sea capaz de adquirir criterios para la toma de decisiones; para aceptar, modificar o rechazar la obra propuesta en base a criterios de normativas técnicas.

CAPITULO II
ANALISIS CURRICULAR

2.5 Objetivos generales y objetivos específicos de las unidades de estudio

Una vez establecidos los contenidos programáticos de las asignaturas, es posible establecer los objetivos generales y específicos de cada unidad, en los cuales estará basado el desarrollo de las diferentes temáticas, las tablas No 2.2 y No 2.3.

2.5.1 Análisis geotécnico

Tabla No 2.2: Objetivos generales y específicos de la asignatura Análisis Geotécnico

Unidad	Título de la unidad	Objetivo general	Objetivos específicos
1	TECNICAS DE INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO	Conocer las diferentes técnicas de investigación del subsuelo, usos y limitaciones, para determinar sus características geotécnicas y los procedimientos a seguir en el proceso de investigación de campo en: la obtención de diferentes tipos de muestras y determinar los ensayos necesarios para la caracterización del suelo y la proyección de los elementos estructurales que transmiten las cargas al suelo.	<p>Que el estudiante sea capaz de:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Determinar las características, usos y limitaciones que tienen los métodos de investigación del subsuelo • Seleccionar la técnica de investigación del suelo más adecuada, dependiendo del alcance del estudio y de las características de los materiales existentes. • Diferenciar entre los métodos de muestreo en campo para la extracción de muestras alteradas como inalteradas. • Determinar en qué casos extraer muestras alteradas como inalteradas • Aplicar los procesos para la obtención de información a partir de ensayos de laboratorio a muestras recolectadas en campo, ya sean alteradas o inalteradas.
2	ESTADOS DE ESFUERZO EN LA MASA DE SUELO	Conocer y aplicar los mecanismos de transferencia de esfuerzos en una masa de suelo debido a cargas geostáticas e inducidas, utilizando teorías elásticas de los suelos.	<p>Que el estudiante sea capaz de:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Fundamentar los principios en que se basan las teorías de elasticidad del suelo. • Comprender la forma en que se transmiten y distribuyen los esfuerzos geostáticos e inducidos en una masa de suelo. • Aprender las teorías elásticas que se adapten a los tipos de suelo en nuestro medio.

CAPITULO II
ANALISIS CURRICULAR

			<ul style="list-style-type: none"> • Calcular mediante diversas teorías, el esfuerzo generado a partir de la influencia de diferentes tipos de cargas, aplicadas a la masa de suelo, considerando la profundidad de análisis y en base a factores geométricos.
3	RED DE FLUJO EN EL SUELO	<p>Conocer en qué consiste una red de flujo, la importancia de su determinación y la aplicación en la proyección de obras civiles que estarán en contacto directo con el agua.</p>	<p>Que el estudiante sea capaz de :</p> <p>Definir el concepto de red de flujo y las variables que intervienen en su análisis.</p> <ul style="list-style-type: none"> • Describa los pasos para el trazo de una red de flujo y el cálculo de su caudal. • Trazar redes de flujo de manera gráfica plasmando en ella los elementos que la constituyen • Calcular el caudal resultante que fluye por el suelo, dependiendo la permeabilidad que éste presente, teniendo como base el establecimiento de las redes de flujo. • Conocer las presiones generadas por influencia del agua, a través de la red de flujo actuante sobre una estructura civil.
4	ASENTAMIENTOS Y EXPANSIONES EN LOS SUELOS	<p>Aprender a determinar los asentamientos producidos en diferentes tipos de suelos debido a la influencia de cargas impuestas; así como también las expansiones presentadas en suelos arcillosos al entrar en contacto con el agua y sus efectos sobre las estructuras.</p>	<p>Que el estudiante sea capaz de:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Conocer y diferenciar los efectos que tienen los cambios de humedad, en los suelos plásticos y granulares. • Identificar los efectos que se derivan de los asentamientos y expansiones de los suelos sobre las estructuras. • Calcular asentamientos en los suelos utilizando métodos: elástico y la teoría de la consolidación. • Definir el concepto de capa activa y su efecto sobre las cimentaciones • Determinar las características de expansión a partir de los ensayos de expansión libre, presión de hinchamiento nulo y Lambe

CAPITULO II
ANALISIS CURRICULAR

			<ul style="list-style-type: none"> • Calcular expansiones en suelos plásticos.
5	PRESIONES LATERALES DE TIERRA Y EMPUJES	Conocer y aplicar las diferentes teoría que existen para calcular empujes de suelos sobre elementos de retención y que sirven para evaluar su estabilidad; en condición de fuerzas gravitatorias, hidráulicas e inducidas	<p>Que el estudiante sea capaz de:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Determinar las diferentes teorías en que se fundamentan los cálculos de empujes debido a la masa de suelo, agua cargas impuestas, y sísmicas • Calcular presiones laterales de tierras, empujes y ubicación de estas, utilizando las Teorías de Rankine, Coulomb y Mononobe-Okabe (empuje debido a sismos) y el método gráfico de Cullman. • Identificar los efectos de los empujes causados en la masa de suelo por la presencia de agua y sobrecargas.
6	CAPACIDAD DE CARGA DE LOS SUELOS EN CIMENTACIONES SUPERFICIALES	Conocer y aplicar las diferentes teorías para determinar la capacidad de carga en cimientos superficiales tomando en cuenta: el tipo de suelo, efecto del nivel freático y el efecto de las cargas aplicadas.	<p>Que el estudiante sea capaz de:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Identificar los diferentes mecanismos de falla en cimentaciones superficiales, • Describir las teorías de capacidad de carga para cimientos superficiales, usos y limitaciones que presentan cada uno de ellas. • Calcular la capacidad de carga última de un suelo mediante diversas teorías, tomando en consideración la influencia de condiciones especiales tales como: influencia de cargas excéntricas e inclinadas y la influencia de nivel de agua freática. • Obtener la capacidad de carga admisible de un suelo considerando factores de seguridad, a partir de combinaciones de carga • Determinar la capacidad de carga de un suelo a partir del ensayo SPT, mediante la aplicación de correlaciones.

CAPITULO II
ANALISIS CURRICULAR

7	CAPACIDAD DE CARGA DE LOS SUELOS EN CIMENTACIONES PROFUNDAS	<p>Determinar las condiciones para usar cimentaciones profundas a partir de las características geotécnicas del suelo; los mecanismos de transmisión de carga, teoría para el cálculo de capacidad de carga y asentamientos de un pilote y de un grupo.</p>	<p>Que el estudiante sea capaz de :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Describir los mecanismos de transmisión de carga a través de una cimentación profunda • Explicar los diferentes mecanismos de falla en cimentaciones profundas. • Analizar las teorías de capacidad de carga para cimientos profundos, usos y limitaciones dependiendo del mecanismo de transmisión de carga (pilote y grupo de pilotes). • Calcular la capacidad de carga de un suelo utilizando cimentaciones profundas a través de diversas teorías: capacidad de carga en fuste, en la punta y la capacidad de carga basada en ensayos in situ, en suelos homogéneos y estratificados • Determinar la capacidad de carga y asentamientos de un grupo de pilotes.
8	ESTUDIO GEOTECNICO	<p>Planificar, ejecutar y controlar las actividades de campo y laboratorio, análisis de resultados y redacción del informe geotécnico.</p>	<p>Que el estudiante sea capaz de:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Determinar los pasos que se deben seguir para la planificación preliminar y definitiva de una campaña geotécnica. • Definir en base a normas geotécnicas nacionales e internacionales, los lineamientos que se deben seguir para la planificación de la campaña (No. de sondeos, ubicación, profundidad y tipo de ensayos). • Indicar criterios para la elaboración y desarrollo del contenido del Informe Geotécnico. • Revisar e interpretar los resultados de los estudios geotécnicos para verificar que los estudios, contengan los requisitos mínimos requeridos según la obra.

Fuente: L. Mendoza & J. Landaverde (2016), Departamento de Geotecnia

CAPITULO II
ANALISIS CURRICULAR

2.5.2 Cimentaciones

Tabla No 2.3: Objetivos generales y específicos de la asignatura Cimentaciones

Unidad	Título de la unidad	Objetivo General	Objetivos Específicos
1	GENERALIDADES DE LAS CIMENTACIONES	Conocer la importancia y usos que tienen las cimentaciones en las estructuras, tipos y parámetros necesarios en su diseño (cargas a transmitir y condiciones de capacidad de carga del suelo).	<p>Que el estudiante sea capaz de:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Determinar la importancia que tiene una cimentación en una estructura, en la transmisión de las cargas de la superestructura al suelo • Diferenciar entre los diferentes tipos de cimentaciones. • Definir los pasos a seguir para decidir el tipo de cimentación, desde el punto de vista económico y de funcionalidad.
2	MUROS DE RETENCION	Conocer los diferentes tipos de elementos de retención, usos, diseño (dimensionamiento, y análisis de estabilidad), características de los materiales de relleno, drenajes y zonas de protección.	<p>Que el estudiante sea capaz de:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Definir lo que es un muro de retención. • Identificar los tipos de muros de retención, ventajas, desventajas en sus aplicaciones. • Dimensionar muros de retención y revisar su estabilidad al volteo, deslizamiento y capacidad de carga, en base a los criterios que establecen las Normativas Técnicas Salvadoreñas. • Diseñar elementos de estabilización para asegurar su estabilidad (muerto, diente, anclajes, etc.). • Especificar el tipo de drenaje, juntas y zonas de protección que deben tomarse en cuenta en el diseño.
3	ENTIBADOS	Enseñar la importancia de los entibados, características (protección temporal), usos en las obras de Ingeniería civil, partes del sistema, teorías para el cálculo de presiones	<p>Que el estudiante sea capaz:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Diferenciar entre la distribución de presiones que se genera en una estructura rígida y una flexible. • Identificar los factores que inciden en el sistema de entibados (naturaleza del terreno y ancho de la excavación).

CAPITULO II
ANALISIS CURRICULAR

		del suelo, procedimiento para el diseño de los elementos.	<ul style="list-style-type: none"> • Determinar la distribución de los elementos de apoyo y apuntalamiento que se requieren colocar a medida se profundiza la excavación. • Explicar las teorías para el cálculo de las fuerzas en los puntales, según el tipo de suelo. • Diseñar un sistema de entibados
4	CIMENTACIONES SUPERFICIALES	<p>Evaluar el comportamiento de una cimentación superficial a partir del tipo de suelo en el que se apoya.</p> <p>Diseñar cimientos superficiales a partir de la respuesta del suelo, configuración de cargas y limitaciones de espacio.</p>	<p>Que el estudiante se capaz de:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Determinar en que casos se utilizan cimentaciones superficiales. • Entender el mecanismo de distribución de esfuerzos bajo zapatas, (comportamiento rígido o flexible) • Definir los diferentes tipos de cimentaciones superficiales y sus usos, ventajas y desventajas. • Describir los pasos para dimensionar los diferentes tipos de cimentaciones superficiales bajo distintas condiciones de carga. • Dimensionar diferentes tipos de cimentaciones superficiales
5	CIMENTACIONES PROFUNDAS	<p>Enseñar los casos en que se requiere la utilización de cimentaciones profundas, su clasificación, dimensiones de pilotes, grupos de pilotes y eficiencia del grupo.</p>	<p>Que el estudiante sea capaz de:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Comprender los conceptos generales del uso de las cimentaciones profundas, clasificación, funciones, y acciones negativas (efecto parasitario). • Dimensionar un pilote y grupo de pilotes en base a las cargas impuestas y su capacidad de carga. • Distribuir el grupo de pilotes y definir las dimensiones de la zapata cabezal. • Evaluar la eficiencia del grupo de pilotes. • Interpretar los ensayos de capacidad de carga realizados en pilotes in situ, para la verificación de su capacidad.

CAPITULO II
ANALISIS CURRICULAR

6	TALUDES	<p>Enseñar aspectos generales de los taludes y el diseño de los mismos, como obras complementarias de proyectos de ingeniería civil.</p>	<p>Que el estudiante sea capaz de :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Definir lo que es un talud o ladera y los elementos que los constituyen. • Identificar los estudios necesarios para el diseño de los elementos que constituyen los taludes. • Aplicar criterios tomados de diferentes normativas técnicas para el diseño de los elementos de los taludes. • Evaluar la estabilidad de taludes a partir de métodos de análisis gráficos, método de dovelas o métodos numéricos, comparando los factores de seguridad con los requisitos establecidos en las normativas. • Determinar tipos y ubicación de obras de drenaje y zonas de protección y revestimientos. • Definir los distintos métodos de estabilización empleados en taludes (bermas, anclajes activos y pasivos).
7	METODOS DE REFORZAMIENTOS DEL SUELO	<p>Enseñar las técnicas de reforzamiento de suelos empleadas para aumentar la capacidad de resistencia de los mismos.</p>	<p>Que el estudiante sea capaz de:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Definir el concepto de anclajes activos, características, tipología, aplicaciones y mecanismos de funcionamiento. • Definir el concepto de anclajes pasivos, características, tipología, aplicaciones y mecanismos de funcionamiento

Fuente: L. Mendoza & J. Landaverde (2016), Departamento de Geotecnia

2.6 Estructura general del contenido de las unidades de estudio

En términos generales se presenta a continuación la estructura a desarrollar en cada una de las unidades de estudio de las asignaturas:

- Introducción.
- Conceptos, definiciones, generalidades.
- Desarrollo de las temáticas obedeciendo los objetivos previamente planteados.
- Resolución de problemas numéricos, con el objeto de fortalecer el fundamento teórico previamente impartido y despejar dudas.
- Establecimiento de Guías de discusión, para que el estudiante aplique los conceptos teóricos que fueron impartidos.
- Elaboración de Guías de Laboratorio para las temáticas que así lo requieran.

2.7 Estructura del contenido de las guías de laboratorio

- Alcance
- Definiciones
- Importancia y Aplicación del Método
- Materiales y Equipo
- Procedimiento
- Cálculos
- Reporte

CAPITULO III

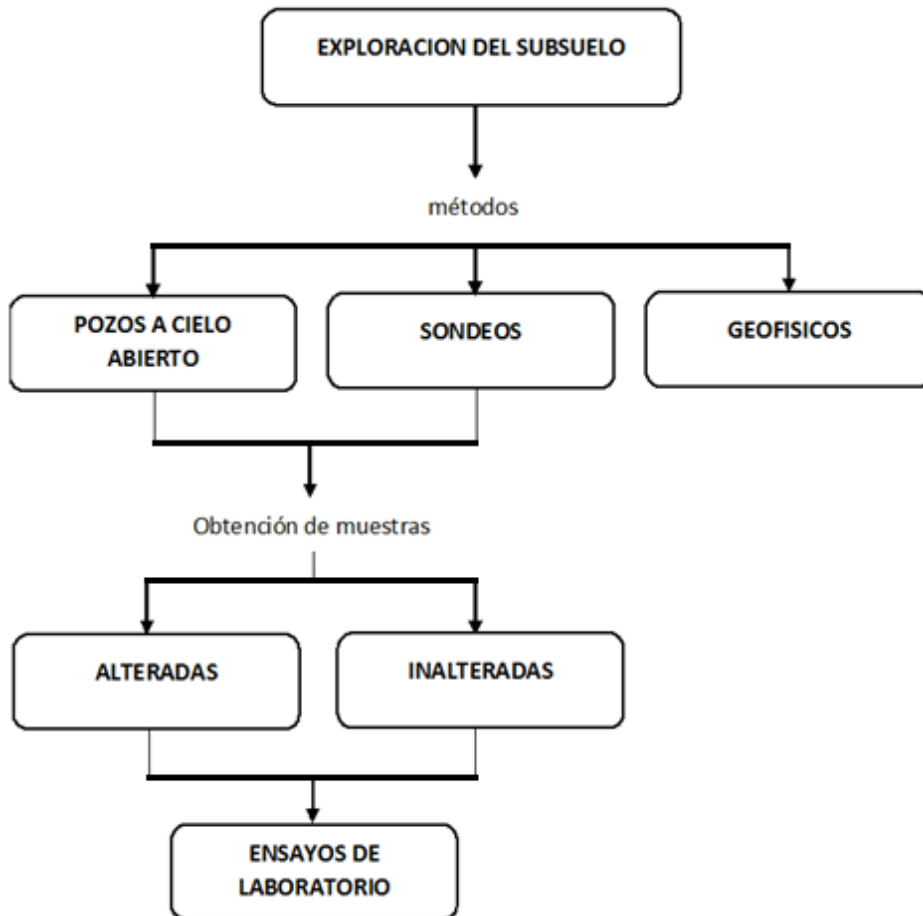
ANÁLISIS GEOTÉCNICO

UNIDAD 1: TECNICAS DE INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO

1.1 Introducción

La investigación del subsuelo consta de operaciones de campo y laboratorio necesarias para obtener un conocimiento razonable de las propiedades físicas, mecánicas y la disposición de los materiales en el subsuelo. Existen diversos métodos exploratorios, pero ningún método es el mejor para todos los casos, debido a lo complejo de los depósitos naturales y el propósito del estudio del subsuelo, por consiguiente es necesario llevar a cabo exploraciones preliminares que nos brinden características generales de los materiales del subsuelo y con ello elegir el método apropiado a utilizar, actualmente se dispone de una variedad de métodos de exploraciones y muestreos y su elección depende de la naturaleza del material y el objeto por el cual se realiza el estudio del suelo. En la figura No 1.1 se muestra el proceso general para realizar una exploración del subsuelo

Figura No 1.1: Proceso de exploración del subsuelo



Fuente: Propia

1.2 Métodos de exploración in situ

Métodos de exploración:

Son los métodos aplicados por el ingeniero Geotecnista para explorar en forma directa el sitio del subsuelo donde se pretende construir una obra civil o el estudio de su entorno, escoger el método de exploración depende del alcance u objetivo del estudio y del material que se tenga en el sitio.

Con las exploraciones se pretende eliminar o reducir algunas limitaciones, que se tienen al realizar los ensayos de laboratorio, tales como:

- El proceso de toma de la muestra produce una alteración de la estructura del terreno.
- La extracción de la muestra del terreno implica la anulación de los esfuerzos totales a las que estaba sometida in situ.
- Las presiones intersticiales, el agua de los poros queda en estado capilar, siendo esta succión la responsable de mantener la estabilidad de la muestra. El único control que se tiene sobre esta succión es la protección de la muestra contra la desecación o humectación a través de sus paredes.
- Las muestras extraídas tienen un tamaño pequeño, por lo que sólo son representativas de una porción reducida del terreno.

Los ensayos in situ permiten en principio obviar estas limitaciones, pero sólo en parte y, por otro lado, aparecen otras nuevas limitaciones:

Aunque se elimina la alteración debida a la toma de la muestra, en su lugar aparecen los efectos derivados de la instalación del elemento de ensayo in situ, por lo que deben ser complementados con ensayos de laboratorio.

Se han desarrollado muchas técnicas de exploración, algunas son apropiadas para una gran variedad de condiciones mientras que otras están limitadas a casos especiales. Los tipos principales de exploración para fines de reconocimiento del subsuelo son: Pozos a cielo abierto, Sondeos y Métodos geofísicos.

1.2.1 Pozos a cielo abierto (PCA)

Llamadas calicatas, catas o pozo a cielo abierto, son excavaciones de dimensiones suficientes para que el experto pueda bajar y examinar los diferentes estratos, aplicando su criterio al analizar el material y llevar un registro completo y detallado de las condiciones del mismo en sus diferentes estratos, tal como: color, textura, espesores, humedad. La figura No 1.2 muestra la estratigrafía encontrada en un PCA.



Figura No 1.2: Pozo a cielo abierto

Fuente: www.cuevadelcivil.com

CAPITULO III

ANALISIS GEOTECNICO

Estos métodos permiten hacer una observación visual directa y posibilitan la toma manual de muestras del suelo ya sean alteradas o inalteradas, aunque están limitados a profundidades de 3 a 4 metros, debido a la dificultad de controlar el flujo de agua bajo el nivel freático (aunque podría alcanzar en casos extremos los 10 m, tomando en cuenta su costo).

La dimensión mínima en planta que podrían tener es de 75 cm pero conviene alcanzar 1.0 m, ya que es conveniente que el técnico posea espacio suficiente para la correcta extracción de las muestras, sobre todo inalteradas.

Los pozos son un medio rápido y económico de obtener información del subsuelo. En algunos casos según la profundidad alcanzada normalmente mayores de 1.2 metros, es necesario ademar, por la inestabilidad que pueda presentar la excavación.

Consideraciones:

- No conviene su utilización en terrenos de alta permeabilidad (granulares), en los que el nivel freático se encuentra a menor profundidad que la requerida en la investigación, puesto que la afluencia de agua (flujo) no permite la revisión del terreno. (Ejemplo de ello se muestra en la figura No 1.3).
- En suelos granulares no debe utilizarse como único método exploratorio del suelo, ya que en ellos es imposible tomar muestras inalteradas para ensayos de laboratorio, por lo que debe ser complementado con ensayos de penetración.
- Al realizar una excavación se alteran las condiciones naturales del terreno en toda la profundidad del reconocimiento, por lo tanto es conveniente desplazar su localización respecto a la ubicación de las zapatas, para que éstas no se apoyen sobre terrenos removidos. De igual manera no debe ejecutarse una calicata en zonas cercanas a zapatas existentes, podría provocar inestabilidad en la misma.

El informe del reconocimiento debe incluir un reporte fotográfico y un registro para cada una de las excavaciones, incluye:

- Una panorámica general del sitio.
- Una fotografía de la maquinaria con la que se realizó la excavación.
- Dos fotografías de cada pozo a cielo abierto, una de ellas del interior y otra del material excavado.

Registro de información de un pozo a cielo abierto

En el registro de una excavación a cielo abierto se debe considerar lo siguiente:

1. Número, situación, cota de superficie del PCA y profundidad alcanzada.
2. Fecha de realización
3. Método de excavación y dimensiones en planta

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

4. Corte estratigráfico, con identificación de los estratos atravesados, inclinación e irregularidades.
5. Nivel freático, afloramientos o humedad presentada, especificando de ser posible el caudal observado.
6. Especificar los niveles en los que se ha extraído la muestra o se ha realizado ensayos como por ejemplo: placa de carga o ensayo de corte de veleta.
7. Otras, como describir la estabilidad de las paredes de la excavación y con posterioridad a ella, dificultad de la excavación, tiempo utilizado y cualquier otra información que se estime de interés.

Figura No 1.3 Pozo a cielo abierto con nivel freático superficial



Fuente: www.cuevadelcivil.com

1.2.2 Sondeos

El sondeo geotécnico o ensayo in situ, es un tipo de prospección manual o mecánica, perteneciente a las técnicas de reconocimiento geotécnico del terreno, llevadas a cabo para conocer sus características. Se trata de perforaciones de pequeño diámetro, (entre 65 y 140 mm) que, aunque no permiten la visión "in situ" del terreno, de ellos se pueden obtener testigos del terreno perforado, así como muestras y realizar determinados ensayos en su interior.

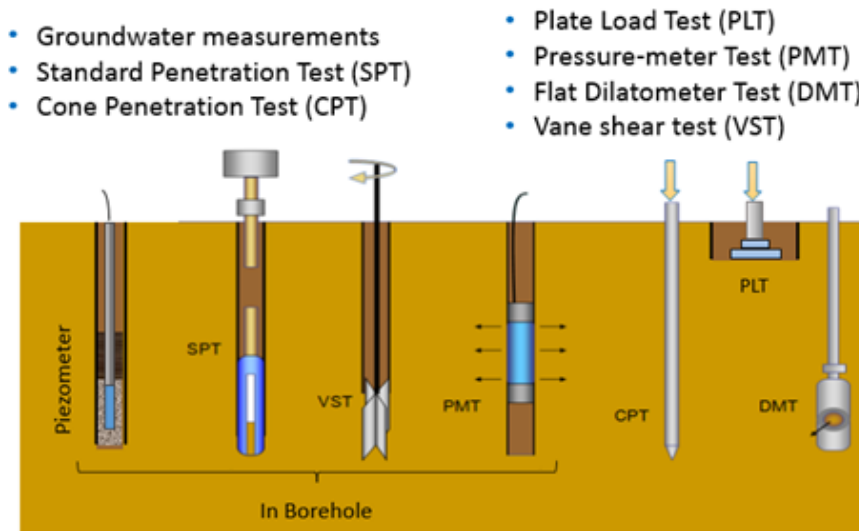
Dejando aparte los sondeos manuales con barrena o cuchara posteadora, los sondeos mecánicos se plantean para los siguientes requerimientos:

- Alcanzar profundidades superiores a las que se consiguen con pozos a cielo abierto.
- Reconocer el terreno bajo el nivel freático.
- Atravesar capas rocosas o de suelo muy resistente.
- Realizar ensayos "in situ" específicos, como el ensayo de penetración estándar SPT, presiómetro, molinete, permeabilidad "in situ", etc.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

En la figura No 1.4 se muestran las diferentes tipologías de sondeos mecánicos: Mediciones de agua subterránea, Ensayo de penetración estándar (SPT), ensayo de penetración del cono (CPT), Ensayo de placa de carga (PLT), Ensayo presiométrico (PMT), Ensayo del dilatómetro plano (DMT), Ensayo de la veleta de corte (VST).

Figura No 1.4: Tipos de sondeos



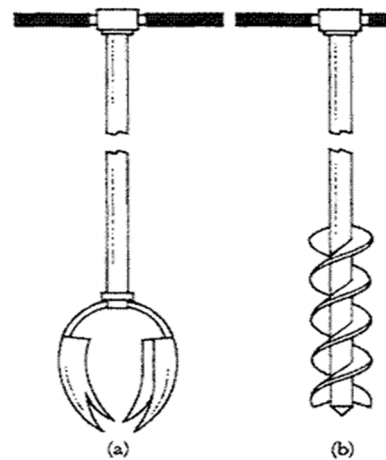
Fuente: www.cuevadelcivil.com

Sondeos Manuales

La barrena helicoidal y la pala posteadora son adecuados para aquellos casos en los que la profundidad de la exploración sea menor de unos 12 metros. Este tipo de sondeo es utilizable sólo en suelos blandos, como arenas, limos, arcillas blandas o mezcla de éstos, que no contengan gravas, cantos rodados o que estén endurecidos por cementación de sus partículas. Es utilizada para la obtención de muestras alteradas, así como también para determinar la ubicación del nivel freático.

El procedimiento inicia con la ayuda de un pico y una pala haciendo una pequeño agujero en la superficie para introducir la herramienta en él y por medio de giros, se hace avanzar ésta en el

Figura No 1.5: Herramientas Manuales



Fuente: ingenieriaviltips.blogspot.com

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

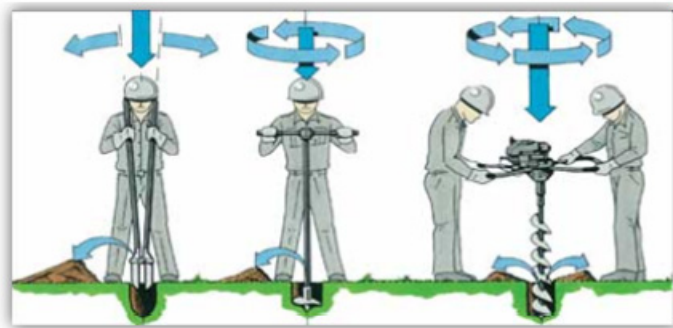
terreno, quedando aprisionada la muestra entre las hojas de la lámina curvada.

Un factor importante es que el paso de la hélice debe ser muy cerrado para suelos arenosos y mucho más abierto en suelos plásticos.

Los tipos de herramientas manuales utilizadas para llevar a cabo sondeos de poca profundidad, se muestran en la figura No 1.5, literal a) pala posteadora, b) barrena helicoidal.

La figura No 1.6 muestra el procedimiento para el correcto uso de las herramientas manuales.

Figura No 1.6: Uso de herramientas manuales



Fuente: civildocs.blogspot.com

Existen barrenos con mecanismos automatizados, capaces de hacer perforaciones hasta de 25 metros en tan sólo minutos, (ver figura No 1.7). Las barrenas mecánicas helicoidales pueden perforar sin interrupción y estas traerán a la superficie el material removido, pero tiene el inconveniente de que como no se tiene la seguridad sobre la profundidad exacta de la muestra, es necesario barrenar de 1.0 a 1.5 metros y sacar la muestra.

Frecuentemente es necesario ademar (encamisar) el pozo de sondeo, lo cual se realiza con tubería de acero hincada a golpes, de diámetro suficiente para permitir el paso de las herramientas muestreadoras. En la parte inferior una zapata afilada facilita la penetración. Para el manejo de la tubería de perforación y encamisado se usa un trípode provisto de una polea a una altura que permita las manipulaciones necesarias.

Figura No 1.7: Barreno Mecanizado



Fuente: civildocs.blogspot.com

Sondeos Mecánicos

Se consideran como un método sencillo e intuitivo de observar la consistencia de un terreno, forzando la penetración de un útil, relacionando dicha consistencia con la apreciación de la dificultad que opone el terreno a la hincada de este elemento. Igualmente puede deducirse de esta forma la cota de aparición de un estrato duro (por ejemplo el substrato rocoso) por la imposibilidad de penetrar más allá de dicha profundidad.

Con los datos de resistencia a la penetración que se obtienen en este tipo de ensayos, es posible, gracias a la experiencia geotécnica, establecer una serie de correlaciones para distintos tipos de suelo, con el fin de conseguir caracterizarlos geotécnicamente. Es necesario tener en cuenta, sin embargo, que su uso es la detección de capas estratigráficas del terreno ya conocidas y delimitadas por la ejecución previa de sondeos o por una gran experiencia local si la obra es de poca entidad.

Según la forma de aplicar la energía para la hincada del útil de penetración, los sondeos mecánicos pueden clasificarse en:

- **Penetrómetros dinámicos:**

Los Penetrómetros dinámicos o ensayos de penetración dinámica son un tipo de ensayos de penetración, empleados en la determinación de las características geotécnicas de un terreno, como parte de las técnicas de reconocimiento geotécnico.

Consisten en la introducción en el terreno de un elemento de penetración, generalmente de forma cónica, unido solidariamente a un varillaje. La hincada se realiza por golpeo de una maza con un peso definido, sobre un cabezal colocado en la parte superior del varillaje. Dicha maza se eleva a una altura fijada, y se deja caer libremente. El resultado del ensayo es el número de golpes necesario para que el penetrómetro se introduzca a una determinada profundidad.

Exceptuando el ensayo de penetración estándar o SPT, que es un tipo de penetrómetro que se realiza exclusivamente en el interior de un sondeo, el resto, (DPSH, DPH y Borros), se consideran penetrómetros continuos, ya que proporcionan una medida continua de la resistencia a la penetración, desde la superficie hasta la profundidad máxima que se quiere alcanzar con el ensayo, o hasta obtener el rechazo a la hincada.

- **Penetrómetros estáticos:**

Consisten en hincar una varilla terminada en una punta cónica, materializándose la energía de hincada, mediante gatos generalmente hidráulicos, que proporcionan la fuerza necesaria para profundizar en el terreno. La aplicación de esta fuerza requiere una reacción lo suficientemente elevada, que puede venir dada por el peso propio de la maquinaria hincadora (penetrómetro en camión), o mediante el anclaje al terreno con hélices.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

- **Otras tipologías de Sondeos:**

Existen otro tipo de ensayos, mediante los cuales se puede caracterizar el terreno, obteniendo parámetros geotécnicos de importancia entre los que se pueden mencionar:

- Ensayo de placa de carga
- Ensayo piezométrico
- Ensayo de permeabilidad

A continuación se describen los métodos más importantes de los sondeos mecánicos citados:

Penetrómetros dinámicos

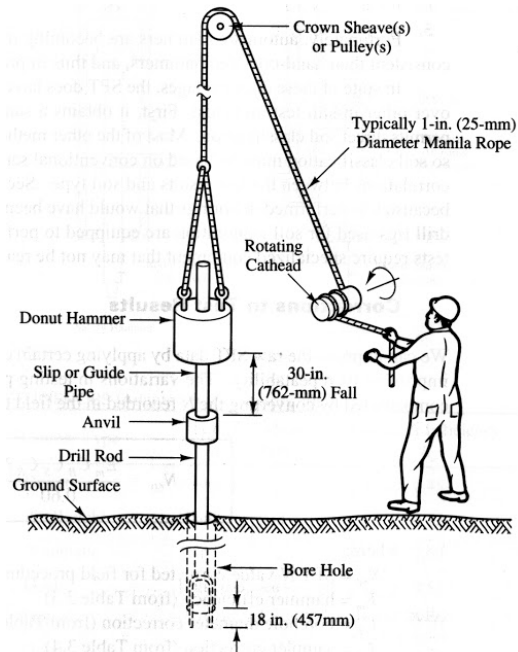
Método de penetración estándar (SPT)

Por sus siglas en inglés Standard Penetration Test, es el método más ampliamente usado entre todos los métodos exploratorios, en el que se obtienen mejores resultados y proporciona más útil información en torno al subsuelo, método de ensayo regido por la Norma ASTM D1586.

En suelos puramente friccionantes (granulares) el ensayo permite conocer la compacidad de los mantos (densidad), en suelos plásticos nos da una idea de la resistencia a compresión simple y mediante correlaciones es posible calcular la capacidad de carga de los suelos, el ensayo da como resultado muestras moderadamente alteradas, pero aceptables para la observación, clasificación y evaluación conforme a índices. Sin embargo el número de golpes está sujeto a muchas influencias durante la perforación y muestreo, así como a ciertos factores dados por los materiales que están siendo penetrados, por tanto es necesario realizar correcciones a los valores de N.

El equipo utilizado (ver figura No 1.8), consta de un muestreador de barril hendido o cuchara partida de 5 cm de diámetro externo. El penetrómetro se enrosca al extremo de la tubería de perforación; el procedimiento se basa en la resistencia que ofrece al suelo al avance del penetrómetro y consiste en hacerlo penetrar a golpes, dados por un martillo de 63.5 kg (140 lb), el cual cae desde una altura de 76 cm (30 pulgadas) con energía constante, se registra el número de golpes necesarios para lograr

Figura No 1.8: Equipo para Ensayo SPT



Fuente: <http://grupo1msd.blogspot.com/2014/12/medicion-de-la-resistencia-al-corte-del.html>

CAPITULO III

ANALISIS GEOTECNICO

una penetración de 30 cm (1 pie). La prueba se repite cada 45 cm, pero para considerar la falta de apoyo o aflojamiento del terreno, los golpes de los primeros 15 cm no se toman en cuenta, siendo el valor de N, los golpes necesarios para aumentar la penetración de 15 a 45 cm ($N_{SPT} = N_{15-30} + N_{30-45}$). En nuestro país el ensayo se realiza penetrando cada 50 cm, considerando los primeros 20cm para limpieza y reacomodo y se cuentan los golpes necesarios para aumentar la penetración de 20 a 50 cm ($N_{SPT} = N_{20-35} + N_{35-50}$), ver figura No 1.9.

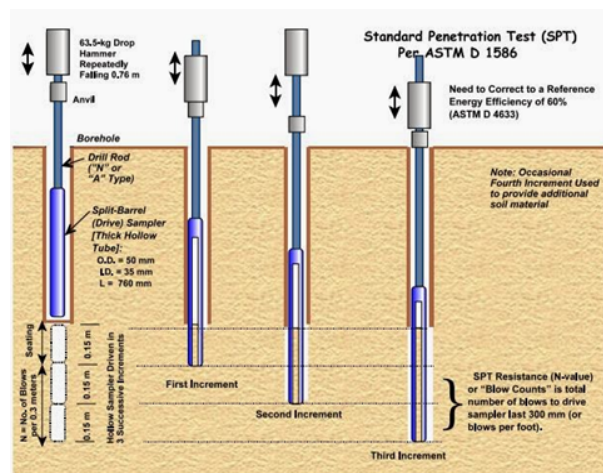
Si el número de golpes necesario para profundizar en cualquiera de estos intervalos de 15 centímetros, es superior a 50, el resultado del ensayo es rechazo (R), debiéndose anotar también la longitud hincada a lo largo del tramo en el que se han alcanzado los 50 golpes.

La cuchara muestreadora suele tener una longitud interior de 60 cm, es frecuente hincar mediante golpeteo hasta llegar a ésta longitud, con lo que se tiene un resultado adicional que es el número de golpes de 45 a 60 cm (N_{45-60}). Proporcionar éste valor no está normalizado y no constituye un resultado del ensayo, por lo que su función es únicamente indicativa.

Cuando el terreno atravesado está constituido por grava, la cuchara normal no puede hincarse, pues su zapata se dobla, en éstos casos se sustituye la cuchara por una puntaza cónica maciza de la misma sección (no normalizada), por lo tanto el ensayo no proporciona muestra. El número de golpes obtenido con dicha punta debe corregirse dividiendo por un factor considerado en el orden de 1.3.

Para cada ensayo SPT, se ha de indicar el lugar donde se ha realizado, el número de sondeo, el número de muestra, la profundidad a la que se ha realizado, situación del nivel freático, la fecha, el tipo de suelo, así como su descripción a partir de la muestra obtenida y el registro del sondeo.

Figura No 1.9: Ejecución del Ensayo SPT



Fuente: <http://grupo1msd.blogspot.com/2014/12/medicion-de-la-resistencia-al-corte-del.html>

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Un aspecto importante es el número de vueltas de la cuerda en el cabrestante, dicho aspecto influye en la energía con que cae el martillo, ya que está normado que la caída debe ser completamente libre, por lo que al utilizar más vueltas de las debidas, estaríamos restringiendo la caída del martillo, afectando la capacidad de penetración en el suelo; en la Figura No 1.10 se muestra el número de vueltas en base al ángulo y la posición del operador.

Correlaciones de las propiedades de los suelos con el valor de N

Los resultados del ensayo SPT pueden correlacionarse aproximadamente con algunas propiedades importantes del suelo, tal como: ángulo de fricción interna, cohesión, densidad relativa.

La correlación para las arcillas sólo puede considerarse como una aproximación tosca, pero para las arenas, con frecuencia es lo suficientemente segura y permite el uso de los valores de N en proyecto de cimentaciones.

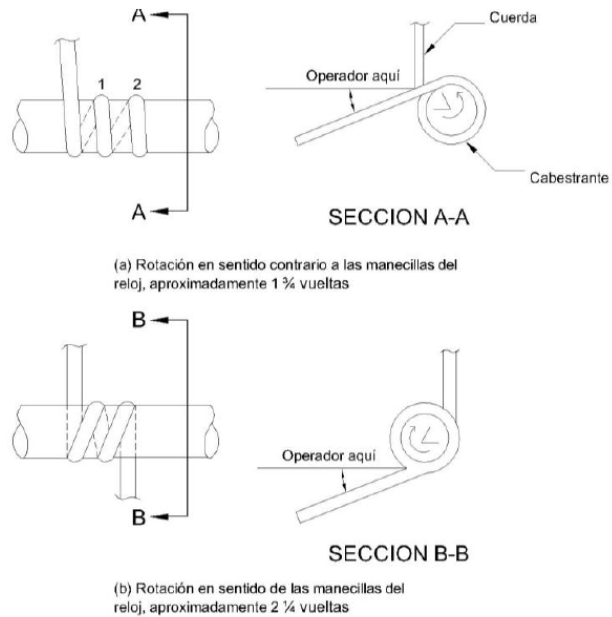
En la Tabla No 1.1 se presenta la correlación para la compacidad relativa de las arenas a partir del número de golpes:

Tabla No 1.1: Compacidad relativa de las Arenas (Terzaghi 1979)

Número de Golpes (N)	Compacidad Relativa
0 – 4	Muy suelta
5 – 10	Suelta
11 – 20	Firme
21 – 30	Muy Firme
31 – 50	Densa
Más de 50	Muy Densa

Fuente: L. Mendoza (2015), "Reconocimiento del Terreno", Curso de Cimentaciones T.E.

Figura No 1.10: Número de vueltas de la cuerda en el ensayo



Fuente: <http://www.insuma.co.cr>

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

En la Tabla No 1.2 se presenta la correlación para la consistencia de los suelos cohesivos a partir del número de golpes.

Tabla No 1.2: Consistencia de Suelos Cohesivos (Terzaghi 1979)

Número de Golpes (N)	Compacidad Relativa	Resistencia a la Compresión Simple (kg/cm ²)
< 2	Muy blanda	< 0.25
2 – 4	Blanda	0.25 – 0.50
4 – 8	Media	0.50 – 1.0
8 – 15	Firme	1.0 – 2.0
15 – 30	Muy Firme	2.0 – 4.0
> 30	Dura	> 4.0

Fuente: L. Mendoza (2015), “Reconocimiento del Terreno”, Curso de Cimentaciones T.E.

En las arenas saturadas, finas o limosas compactas o muy compactas, los valores de N pueden ser anormalmente grandes, debido a la tendencia de estos materiales a dilatarse cuando se deforman bajo esfuerzo cortante en condiciones no drenadas. Por lo tanto, los resultados de las pruebas de penetración deben ser interpretados conservadoramente. Además en el valor de N de los suelos sin cohesión influye en cierto grado la profundidad a la que se hace la prueba, debido al mayor confinamiento producido por la presión de sobrecarga, los valores de N al aumentar la profundidad pueden indicar compacidades mayores de las que realmente existen. La prueba proporciona datos para hacer una planificación más racional y específica de las exploraciones adicionales más convenientes en el sitio.

Corrección del valor de N

Se hace necesario la corrección del número de golpes del ensayo SPT, debido a que durante la realización del mismo influyen diversos factores, tales como:

- Equipos producidos por diferentes fabricantes.
- Diferentes configuraciones del martillo de hincas.
- La forma de control de la altura de caída, si es manual o si es con la manila en la polea del equipo (diámetro y condición de la manila, diámetro y condición de la polea, número de vueltas de la manila).
- La cercanía del revestimiento externo al sitio de ensayo, el cual debe estar alejado.
- La longitud de la varilla desde el sitio de golpe y el tomamuestras.
- El diámetro de la perforación.
- La presión de confinamiento efectiva al tomamuestras, la cual depende del esfuerzo vertical efectivo en el sitio del ensayo.

En la tabla No 1.3 se muestra la incidencia de estos factores en el valor de N campo:

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Tabla No 1.3: Factores de incidencia en el valor de N

Factor	Incidencia en el valor de N_{campo}
Eficiencia del equipo.	<ul style="list-style-type: none"> • Al utilizar equipos del tipo martillo anular, se tiene una eficiencia menor al 60% de la ETM, por lo que el valor de N_{campo} aumenta. • Si se emplea equipos con eficiencias iguales o mayores al 60% de la ETM el valor de N_{campo} disminuye.
Longitud del barrenaje.	<ul style="list-style-type: none"> • Si es menor que 3.05 m (10 pies), el valor de N_{campo} aumenta. • Si es mayor que 3.05 m (10 pies), el valor de N_{campo} disminuye.
Sección de la cámara de recuperación de la cuchara muestreadora.	<ul style="list-style-type: none"> • Si es constante, el valor de N_{campo} aumenta. • Si es variable, el valor de N_{campo} puede disminuir.
Tamaño del bloque de impacto.	<ul style="list-style-type: none"> • Si es muy pequeño, el valor de N_{campo} aumenta. • Si es grande, el valor de N_{campo} puede disminuir.
Número de vueltas del cable de perforación, alrededor del carrete del motor.	<ul style="list-style-type: none"> • Al aplicar muchas vueltas, el valor de N_{campo} aumenta. • Entre menos vueltas se aplique, el valor de N_{campo} disminuye.
Tasa de aplicación de golpes.	<ul style="list-style-type: none"> • Si la tasa de aplicación de golpes es muy baja el valor de N_{campo} aumenta. • Si la tasa de aplicación de golpes es alta, el valor de N_{campo} disminuye.
Diámetro del agujero.	<ul style="list-style-type: none"> • Si el diámetro del agujero es similar al diámetro externo del muestreador (muy pequeño), el valor de N_{campo} aumenta. • Si el diámetro del agujero es mucho mayor al del muestreador, el valor de N_{campo} disminuye.
Presión efectiva de confinamiento.	<ul style="list-style-type: none"> • Si la presión es menor que el umbral de 1 tsf, el valor de N_{campo} disminuye. • Si la presión es mayor que el umbral de 1 tsf, el valor de N_{campo} aumenta.

Fuente: J. Rivera & A. Torres (2012), "Prácticas que inciden en la calidad de los resultados obtenidos del ensayo de penetración estándar"

A continuación se presenta un resumen de las teorías dadas por diversos autores para la corrección de los valores de N.

Corrección de Meyerhof

Basada en el 70% de la relación de energía que puede transmitir el martillo.

$$N_{70} = 32 Dr^2 + 0.288 P' Dr^2$$

$$Dr (\%) = \frac{100N}{23+0.716N}$$

Dónde:

N₇₀: N corregido, aproximado al entero más próximo.

Dr: Densidad Relativa, en decimales.

N: Golpes SPT

P': Presión efectiva (γ_{sh}) en kN/m²

Corrección de Bowles

Según este autor se hace la corrección debido a factores de carga y factores relacionados con la energía, equipo y la perforación. La corrección por los procedimientos de campo y con base en las observaciones de campo parece razonable para estandarizar el número de penetración estándar como una función de la energía de entrada de hincado y su disipación alrededor del muestreador hacia el suelo circundante.

$$N_C = N_{SPT} * CN * \eta_1 * \eta_2 * \eta_3 * \eta_4$$

Dónde:

N_C : N corregido aproximado al entero más próximo.

CN : Corrección por efecto de presión de confinamiento (sobrecapa), utilizando teoría de Peck, Hanson y Tornburn.

η_1 : corrección por relación de energía,

η_R : corrección por longitud de barra

η_S : corrección por presencia de revestimiento de la perforación.

η_B : corrección por diámetro de perforación

η_1 : Corrección por la eficiencia del martinete

Actualmente existen una gran variabilidad en los equipos para realizar el ensayo ver figura No 1.11. En nuestro país el equipo que más se usa es el tipo anular o tipo dona, cuyo esquema se puede mostrar en la figura No 1.11a.

Sobre la variedad de equipos que pueden ser utilizados, existe una gran discusión sobre la eficiencia de la energía que los distintos equipos son capaces de generar, en relación a la energía estándar, sin embargo, al estimar la eficiencia de los diferentes equipos se tiene:

$$\eta_1 = \frac{\eta_H}{ERs} = \frac{\text{Relación de energía por martillo usado}}{\text{Relación de energía estandar}}, \text{ según el tipo de martillo se tiene entonces:}$$

Para el caso del Martillo del tipo anular, se estima que este equipo entrega una cantidad de energía de aproximadamente el 45% de la ERs , siendo este el de mayor uso en nuestro país.

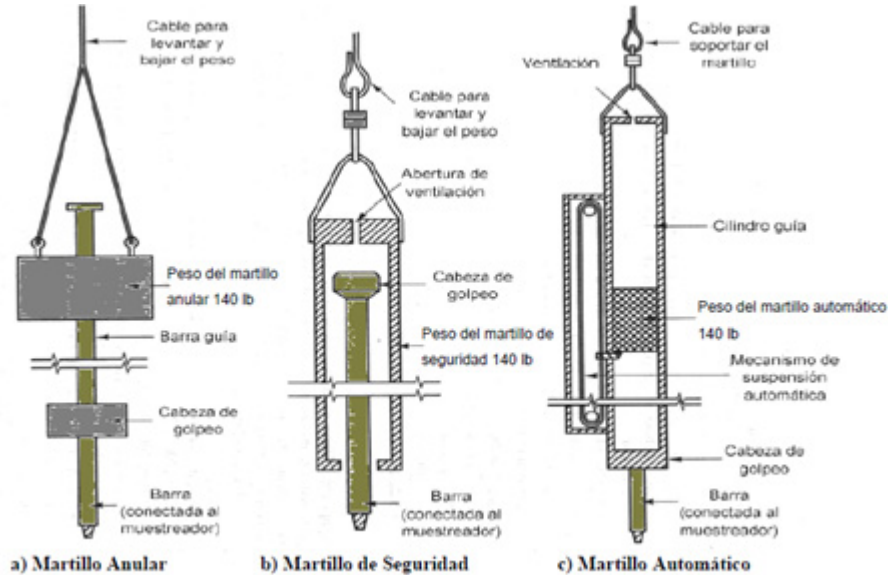
El martillo de seguridad entrega una cantidad de energía de aproximadamente el 60% de la ERs

El martillo automático se estima que entrega una cantidad de energía que oscila entre el 80% al 95% de la ERs (aunque existen equipos que pueden llegar a producir hasta el 100 de ERs).

Aunque de manera general, se puede decir que la magnitud de ERs puede variar de 30 a 90%. La práctica actual es expresar el valor N para una **relación energética estándar (ERs) promedio del 60%**. En la tabla No 1.4, se muestra los valores de η_H tomados en diferentes países según como se libera el martillo.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Figura No 1.11: Equipos de perforación de mayor uso en la práctica de Ensayos SPT



Fuente: J. Rivera & A. Torres (2012), "Prácticas que inciden en la calidad de los resultados

Tabla No 1.4: Variación de energía según martillo utilizado

País	Tipo de martinete	Liberación del martinete	η_H (%)
Japón	Toroide	Caída libre	78
	Toroide	Cuerda y polea	67
Estados Unidos	De seguridad	Cuerda y polea	60
	Toroide	Cuerda y polea	45
Argentina	Toroide	Cuerda y polea	45
China	Toroide	Caída libre	60
	Toroide	Cuerda y polea	50

Fuente: Braja M. Das "Principles of Geotechnical Engineering", Séptima edición

η_R : Corrección por longitud de barra

La energía entregada al muestreador se puede ver afectada en cierto grado por la longitud del barrenaje, a profundidades superficiales, se presenta un fenómeno de reversión de onda (contrarrestando parte de la energía), lo cual genera valores mayores de N campo, por lo que es usual aplicar algún tipo de corrección; comúnmente la profundidad en la que se genera este efecto oscila entre 0.0 m a 3.05 m.

En la tabla No 1.5 se muestra la corrección del valor de η_R según la longitud de la perforación.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Tabla No 1.5: Variación de η_R

Longitud de la barra, m	η_R
> 10	1.0
6-10	0.95
4-6	0.85
0-4	0.75

Fuente: Braja M. Das "Principles of Geotechnical Engineering",
Séptima edición

η_S : Corrección por el revestimiento de la perforación

Existen algunas condiciones donde pueden tenerse resultados no confiables, cuando se practica este tipo de ensayos en depósitos de arenas sueltas saturadas, que generan alta susceptibilidad al colapso de las paredes del agujero de perforación; lo que puede dar como resultado que se acumule suelo en condición suelta (procedente de las paredes del agujero), sobre la superficie del suelo natural a ser explorado. Dicha condición puede llegar a ocasionar que la cámara muestreadora se llene de material, antes de completar la corrida; condición que genera que los valores de N_{campo} obtenidos, se incrementen considerablemente, por lo que en ocasiones se recurre a la utilización de tuberías de revestimiento para estabilizar las paredes del agujero; esto, siempre que la zona inestable se encuentre a una mayor elevación que la superficie de inicio de ensayo. El efecto de lo anterior se puede reflejar aplicando, una corrección que se realiza por revestimiento η_S de la perforación, la que se muestra en la tabla No 1.6.

Tabla No 1.6: Variación de η_S

Variación de η_S	
Variable	η_S
Muestreador estándar	1.0
Con recubrimiento para arena y arcilla densas	0.8
Con recubrimiento para arena suelta	0.9

Fuente: Braja M. Das "Principles of Geotechnical Engineering", Séptima edición

η_B : Corrección por el diámetro de la perforación

La ASTM 1586-08a no indica un tamaño mínimo o máximo que debe tener el diámetro del agujero para la inserción de la cuchara muestreadora; sin embargo, el diámetro dependerá de

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

los barrenos o puntas de barrenos utilizados para realizar el agujero en el sitio de perforación; en general , para la mayoría de estos elementos, los diámetros sugeridos oscilan entre 2.25 a 6.50 pulgadas (el diámetro externo de la cuchara de muestreo es de 2.0 pulgadas). Se considera que estos límites están orientados a:

1. En el caso del diámetro menor (2.25 pulgadas), para disminuir la fricción entre el muestreador y las paredes del agujero, debido a que bajo condiciones de fricción los valores de N_{campo} pueden incrementarse.
2. Para el caso del diámetro mayor (6.5 pulgadas), es para evitar que el barrenaje se deforme excesivamente, lo cual ocasionaría que sea transferida una menor energía al barrenaje y probablemente ocasionar el pandeo de éste, derivando en una disminución en el valor de N_{campo}

La corrección que se realiza por diámetro de perforación η_B se muestra en la tabla No 1.7.

Tabla No 1.7: Variación de η_B

Diámetro, mm	η_B
60-120	1
150	1.05
200	1.15

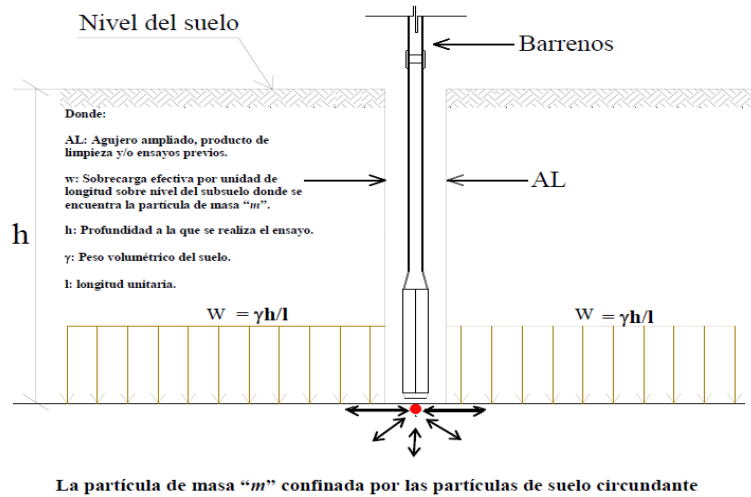
Fuente: Braja M. Das "Principles of Geotechnical Engineering",
Séptima edición

CN: por efecto de presión de confinamiento (σ'_{vo}) del suelo

Dentro del proceso de normalización del valor de N es importante tomar en cuenta el efecto de la presión efectiva de confinamiento, la que se puede ejemplificar tomando una partícula de suelo de masa "m" a una profundidad (h), la que se encuentra confinada en su parte inferior, así como lateralmente, todas las partículas adyacentes a la partícula (al mismo nivel) ejercen sobre esta, una presión de confinamiento que aumenta con la profundidad "h" (Ver figura No 1.12).

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Figura No 1.12: Esquematzación del efecto de la presión efectiva de confinamiento en una partícula de suelo de masa "m"



Fuente: J. Rivera & A. Torres (2012), "Prácticas que inciden en la calidad de los resultados obtenidos del ensayo de penetración estándar"

Por lo que se puede decir que a mayor profundidad de un deposito que se requiera evaluar a través del ensayo de SPT, se generan restricciones en la parte inferior y en los laterales, lo que ocasiona que el valor de N campo aumente sustancialmente, situación que se vuelve critica a partir de un valor de presión efectiva de confinamiento de 1.0 kg/cm². El efecto directo de la presión efectiva de confinamiento (σ'_{vo}) en el valor de N campo es que cuando σ'_{vo} es menor a 1.0 kg/cm², N campo disminuye; caso contrario sucede cuando de σ'_{vo} es mayor a 1.0 kg/cm².

A continuación se muestran diferentes teorías para corregir el valor de Ncampo por presión efectiva de confinamiento, (ver tabla No 1.8).

Tabla No 1.8: Resumen comparativo de correlaciones del ensayo SPT

Autor	Ecuación	Comentarios
Bowles	$CN = 0.77 \text{Log}_{10} \left(\frac{20}{P'} \right);$	<p>P'': Presión efectiva de referencia igual a 1.0 kg/cm² o 95.76 kPa</p> <p>P': Presión efectiva en kg/cm² o kPa</p> <p>Siempre que P' > 0.25 kg/cm²</p>

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Peck	$N_C = CN * N_{SPT}$ $CN = 0.77 \log_{10} \left(\frac{20}{P'} \right);$	<p>Siempre que $P' > 0.25 \text{ kg/cm}^2$</p> <p>P': Presión efectiva ($\gamma_s h$), en kg/cm^2</p> <p>Fácilmente puede comprobarse que CN tiene un valor unitario cuando $P' = 1.0 \text{ kg/cm}^2$</p>
Corrección de Liao-Whitman	$N_C = CN * N_{SPT}$ $CN = \sqrt{\frac{1}{P'}}$	<p>P': presión efectiva</p>
Corrección de Gibbs y Holtz	$N_C = CN * N_{SPT}$ $CN = \frac{35}{P' + 7}$	<p>Sólo si $P' < 280 \text{ kN/m}^2 = 28 \text{ T/m}^2$</p> <p>Dónde:</p> <p>N_C: N corregido aproximado al entero más próximo.</p> <p>CN: Corrección por presión efectiva de confinamiento</p> <p>P': Presión efectiva ($\gamma_s h$), en T/m^2.</p>

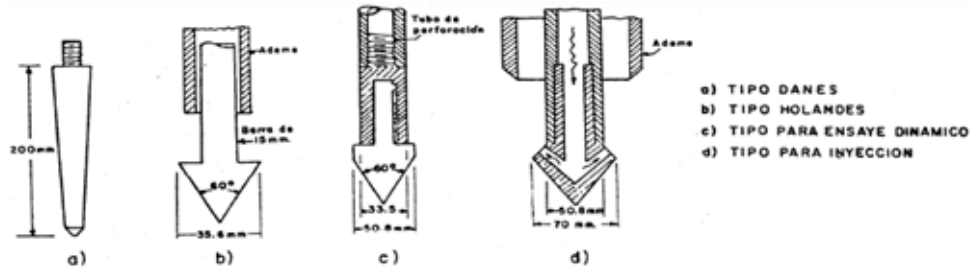
Fuente: L. Mendoza (2017)

Método de penetración cónica

Por sus siglas en inglés CPT (Cone Penetration Test) procedimiento normado por ASTM D5778. Estos métodos consisten en hacer penetrar una punta cónica en el suelo y medir la resistencia que el mismo ofrece. Dependerá del tipo de suelo, para saber qué procedimiento y qué tipo de cono utilizar, ya sea estático o dinámico. Si es estático el penetrómetro es empujado a una velocidad constante mediante un aparato transmisor y si es dinámico se procede al hincapie y posterior sobre-presión (golpeteo) sobre la cabeza. Existen cuatro tipos de penetrómetros cónicos, los cuales se muestran en la figura No 1.13.

- el *danés*, que es un cono.
- *holandés*, presenta una punta en forma de flecha.
- *ensaye dinámico*, el cual se parece al holandés pero el diámetro de la flecha es más grande de 50.8 mm a comparación del holandés que mide 35.6 mm.
- de *inyección*, el cual es el que presenta la flecha más grande de 70mm.

Figura No 1.13: Tipos de Conos



Fuente: <http://tesis.uson.mx/capitulo1.com>

Penetrómetro de cono dinámico

El método dinámico se basa en la variación observada de la resistencia a la penetración cuando cambian las características del suelo.

Es bastante similar al procedimiento de ensayo SPT, con la diferencia en que el ensayo no permite la extracción muestras, debido a la punta cónica utilizada y éste ensayo no es realizado dentro de un sondeo como en el caso del SPT.

En el ensayo se conecta el penetrómetro a las varillas de perforación y se introduce en el terreno contando los golpes por cada 30 cm de penetración (martinete de 63.5 kg y altura de caída de 76 cm) conforme se avanza en la profundidad requerida.

De los datos de esta prueba se obtiene una gráfica de número de golpes contra profundidad, pero para este tipo de prueba no existen las correlaciones mencionadas en el caso de la penetración estándar, se ha observado que para arenas, la prueba dinámica arroja un número de golpes del orden del doble de la prueba de penetración estándar y sólo nos da una idea de las características mecánicas del suelo en cuanto a la resistencia de estratos blandos o duros, ya que a través de éste no se obtienen testigos (muestras).

Es posible afirmar que estas pruebas son útiles en zonas cuya estratigrafía sea ya ampliamente conocida y se desee obtener información en un lugar determinado.

Penetración dinámica de registro continuo

Consisten en hincar un elemento con punta generalmente cónica en el terreno, desde su superficie hasta la profundidad deseada o hasta alcanzar el rechazo, midiendo la energía necesaria para profundizar intervalos de longitud definida, siendo esta energía el número de impactos de una maza que se eleva a una altura determinada y se deja caer libremente.

A diferencia del conocido y generalizado ensayo SPT, que suele dar información más bien discreta y a intervalos muy espaciados, el CPT, DPSH, DPH y Borros son capaces de rendir información

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

más confiable y a intervalos tan pequeños como de 20mm, lo que permite establecer perfiles precisos y evidenciar cambios pequeños que puedan ocurrir entre los estratos de suelos.

Entre los ensayos dinámicos de registro continuo se tienen:

- Penetración dinámica Pesado (DPH, dynamic probing heavy, Norma UNE 103802).
- Penetración dinámica Superpesado (DPSH, dynamic probing super heavy), Norma UNE 103801).
- Penetración de Borros: de origen sueco, que a pesar de no estar normalizado en España, ha sido utilizado con gran profusión hasta hoy en día.

En la Tabla No 1.9, se presenta la comparación entre los ensayos dinámicos de registro continuo.

Con este tipo de ensayo no se obtienen muestras, es por ello que estas pruebas deben ser complementarias a otras con las que se obtengan muestras. Pueden utilizarse en arenas, sueltas a muy compactas, en limos, gravas arcillosas y arenosas, sueltas a medianamente compactas. No debería utilizarse en bolos, gravas compactas o muy compactas y suelos cementados o muy preconsolidados.

Tabla No 1.9: Cuadro comparativo entre los métodos de registro continuo

Tipo de ensayo	DPSH	DPH	BORROS
N	20 cm	10 cm	20 cm
Rechazo	NDPSH > 100 golpes	NDPH > 100 golpes	NB > 100 golpes
	Tres valores consecutivos de NDPSH sean iguales o superiores a 75 golpes	Tres valores consecutivos de NDPH sean iguales o superiores a 75 golpes	
	El valor del par de rozamiento para hacer girar el varillaje una vuelta y media supere los 200 N·m.	El valor del par de rozamiento para hacer girar el varillaje una vuelta y media supere los 100 N·m.	
Peso de la maza	63.5 kg ± 0.5 kg	50 kg ± 0,5 kg	63.5 kg ± 0.5 kg
Altura de caída	76 cm ± 1 cm	50 cm ± 1 cm	50 cm ± 1 cm
Sección de la punta cónica, perpendicular al eje de penetración	20 cm ² (φ = 50.5 mm ± 0.5 mm)	15 cm ² (φ = 43.7 mm ± 0.3 mm).	11.34 cm ² (φ = 38 mm).

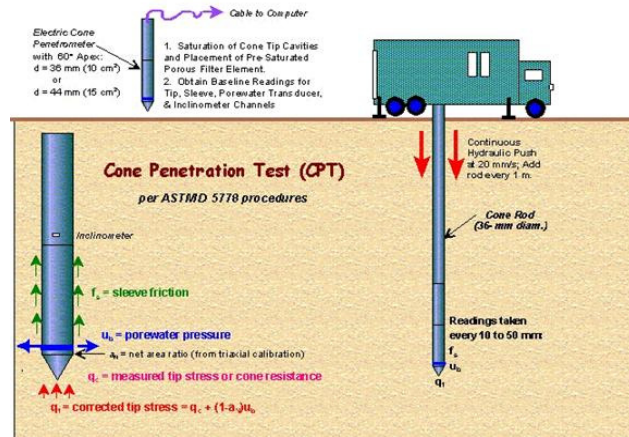
Fuente: L. Mendoza (2016), Curso de Cimentaciones T.E.

Penetrómetros Estáticos

Penetrómetro de cono estático

Mide el esfuerzo necesario para el desplazamiento lento de un cono dentro del suelo, provee información sobre la resistencia a intervalos muy pequeños. Durante ésta prueba la resistencia al cortante se obtiene mediante la relación matemática que está en función del ángulo con el que se introduce el cono y la fuerza utilizada para dicho fin. Con el valor de la resistencia a la penetración del cono se puede obtener el ángulo de fricción interna (φ) o la cohesión (C), utilizando las correlaciones respectivas.

Figura 1.14: Ensayo Cono Estático



Fuente: <http://grupo1msd.blogspot.com/2014/12/medicion-de-la-resistencia-al-corte-del.html>

En la figura No 1.14 se muestra el procedimiento y equipo utilizado durante el ensayo.

La implementación de este ensayo en suelos residuales es muy limitada debido a la dificultad de penetración, por lo tanto la prueba está sujeta a ser utilizada en suelos blandos (granulares o cohesivos) o suelos con densidad media, es decir, suelos finos.

La resistencia del cono estático puede ser utilizada para calcular la capacidad de soporte, densidad y resistencia de los suelos para partículas menores que el tamaño del cono, algunos conos poseen un medidor electrónico que da una información más exacta. La aplicación en problemas de estabilidad de taludes es el de determinar la resistencia al cortante no drenada de suelos cohesivos.

La resistencia al cortante está dado por:

$$S_u = \frac{q_c - RC_n Z_n}{N_c}$$

Dónde:

- S_u = resistencia al cortante no drenada
- q_c = resistencia del cono por unidad de área proyectada
- R = radio del cono
- C_n = peso de la capa N
- N_c = factor de capacidad de soporte o factor de cono
- Z_n = espesor de la capa N

CAPITULO III

ANALISIS GEOTECNICO

Una variante del CPT es el CPTU o piezocono, el cual incluye un sensor en la punta para evaluar la presión intersticial generada durante la hinca y la evolución de su disipación.

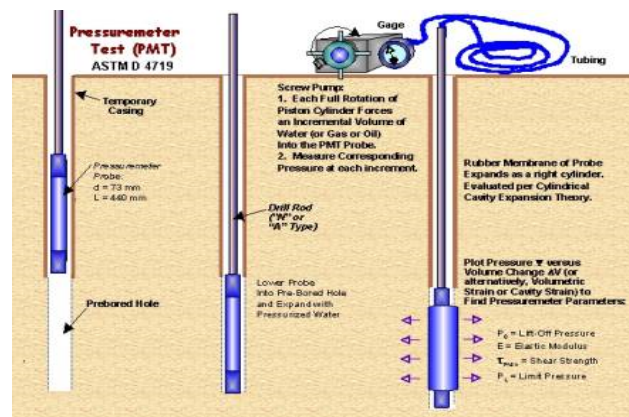
Otras tipologías de Sondeos

Ensayo presiométrico

Se trata de un procedimiento de medida de la deformación y de la resistencia del terreno sometido a un esfuerzo radial en el interior de un sondeo, mediante la introducción de un elemento cilíndrico al que se le aplica una presión interna con el fin de incrementar su volumen, es decir, se induce una expansión en el cilindro. Consiste en un muestreador con tres celdas, la superior y la inferior son celdas de guarda la intermedia es la celda de medición.

La medida de la presión ejercida a través de la sonda contra el terreno y la deformación del mismo, permite una estimación de la compresibilidad, determinándose el módulo presiométrico, (ver figura No 1.15).

Figura No 1.15: Ensayo Presiométrico



Fuente: <http://grupo1msd.blogspot.com/2014/12/medicion-de-la-resistencia-al-corte-del.html>

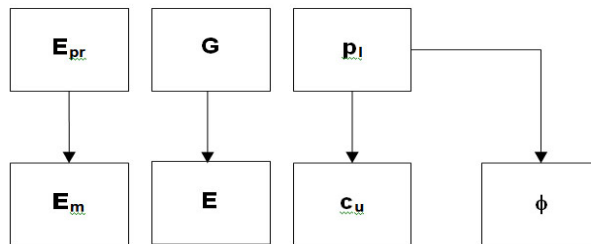
La falla en el suelo puede estimarse llevando la presión hasta la rotura del suelo (presión límite) o mediante una interpolación de la curva de tensión-deformación, la presión límite del ensayo puede relacionarse con los parámetros resistentes del terreno (ángulo de rozamiento interno en suelo puramente granular, o resistencia al corte no drenado en suelo puramente cohesivo).

Su principal aplicación es en suelos que no presenten procesos de cementación, ya que en ese caso y en rocas son utilizados los dilatómetros.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

En la figura No 1.16 se representan de forma esquemática, las relaciones que se pueden establecer entre los valores obtenidos en los ensayos presiométricos y los parámetros geotécnicos característicos del terreno:

Figura No 1.16: Esquema de relaciones



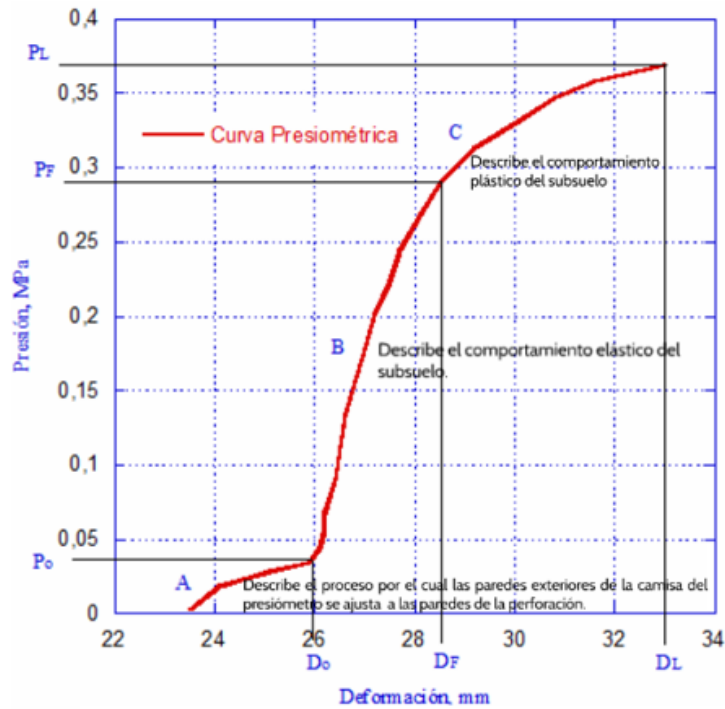
Fuente: www.geologiaygeotecnia.wordpress.com/ensayo-presiometrico

Dónde:

- E_{pr} : módulo presiométrico, estudio de la fase elástica del ensayo.
- G : módulo de corte
- p_l : presión límite, presión a la que el volumen de la sonda se convierte en dos veces volumen de la cavidad original del suelo.
- E_m : módulo edométrico de deformación, obtenido por correlación a partir del módulo presiométrico.
- E : módulo de Young o módulo elástico
- c_u : cohesión sin drenaje o resistencia al corte no drenado
- ϕ : ángulo de rozamiento interno

En la Figura No 1.17 se presenta el resultado al que se llega luego de realizar el ensayo presiométrico, se trata de una curva esfuerzo-deformación del suelo:

Figura No 1.17: Gráfico Presión- Deformación



Fuente: <http://www.estudiosgeotecnicos.info/index.php/presiometro-correlaciones/>

Ensayo de carga

Consiste en medir el desplazamiento vertical de un punto de la superficie de un suelo bajo el centro de una placa circular rígida, sometida a uno o varios ciclos de carga predefinidos, de forma de determinar la curva carga-asentamiento.

Permite la estimación de la capacidad de carga del suelo a través de métodos empíricos, así mismo permite analizar el módulo de deformación, con la limitante de proporcionar información del suelo hasta una profundidad igual a dos veces el diámetro de la placa utilizada.

El resultado del ensayo se representa es un diagrama esfuerzo-deformación. A partir de este ensayo se pueden obtener numerosos datos entre los que destacan:

- Obtención de la capacidad de carga del suelo para un asentamiento determinado.
- Determinación del módulo de reacción o coeficiente de balasto (K).
- Determinación de las características de la curva carga-deformación del suelo.
- Obtención del coeficiente de elasticidad del suelo (E).
- Realización de estudios sobre la estabilidad de pavimentos o bases de carreteras ya existentes.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Las normativas utilizadas actualmente para la realización de estos ensayos son las UNE 103808:2006, UNE 103807:2008 y ASTM E2835-11.

En rellenos compactados se suele emplear este ensayo como elemento de control de la capacidad carga del terraplén. Con este fin, se utilizan placas de diámetros de 30, 45 o 60 centímetros con espesores igual o superior que 1 pulgada (2.54 cm) y se aplican tensiones reducidas, sin llegar a rotura, determinando únicamente la deformabilidad del terreno. En suelos naturales este ensayo puede realizarse en superficie, o en el interior de una calicata realizada previamente.

La interpretación del ensayo es inmediata, tanto en deformabilidad como en resistencia, aplicándose las soluciones clásicas de Elasticidad y Plasticidad, para la obtención de los parámetros correspondientes.

En ocasiones, se emplea este ensayo para determinar la deformabilidad del terreno para la cimentación de grandes obras en macizos rocosos (como presas o túneles). Suele entonces acudir a placas de mayor tamaño, de hasta 1 metro de diámetro o lado, o incluso más. Las grandes cargas que hay que aplicar requieren disponer un elemento de reacción muy importante, que a menudo es el aspecto más complicado del ensayo. En la Tabla No 1.10, se muestran los diámetros de placas y la carga que deberá utilizarse, dependiendo el tipo de suelo y la precisión requerida del ensayo.

Tabla No 1.10: Diámetros de placa según tipo de suelo o ensayo

Tipo de suelo o ensayo	Diámetro de la placa (cm.)	Contracarga aproximada (Ton.)
Suelos granulares finos	30	10
Suelos granulares gruesos	75	30
Ensayos con gran precisión	75 ó 60	30 ó 20
Ensayos rápidos menos precisos	40 ó 30	15 ó 20
Determinación del módulo de reacción	75	30

Fuente: ESPINACE (1979)

Método Estático (ASHTO T 2 2 2 – 81)

El ensayo de carga puede ser estático o dinámico, dependiendo el elemento de reacción utilizado:

Método habitualmente utilizado, consiste en la aplicación de carga sobre una placa circular de diámetro conocido, mediante un gato hidráulico con su respectivo manómetro para la medición de la presión ejercida, utilizando un camión cargado o una máquina pesada como elemento de reacción para el gato (ver figura No 1.18).

CAPITULO III

ANALISIS GEOTECNICO

Figura No 1.18: Ensayo de Placa de Carga Estático



Fuente: Universidad Católica de Valparaíso, "Placa de Carga"

Este procedimiento es complejo, delicado y largo, ya que requiere el montaje de un puente de referencia para la medida del asentamiento de la placa, la instalación de varios comparadores o lectores de movimiento de la placa (al menos tres deformímetros con precisión de 0.01mm), la aplicación de varios niveles de carga y descarga con tiempos de espera en cada uno de ellos para la estabilización de los asentamientos.

Método Dinámico

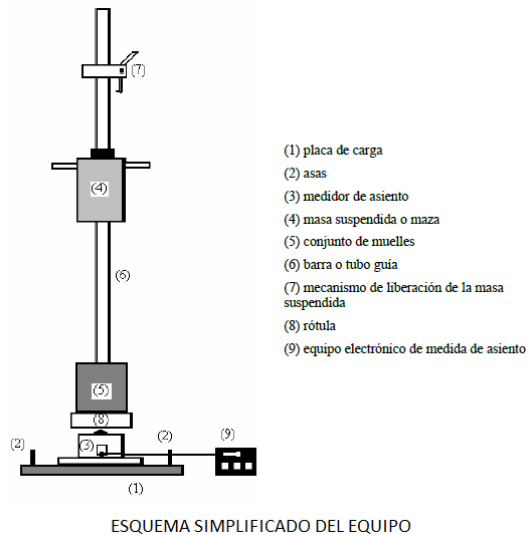
Método en el cual no se requiere utilizar elementos de reacción de carga, ni gatos hidráulicos para la transmisión de esfuerzos al suelo. Sino que consiste en equipos ligeros de impacto que realizan ensayos de placa de carga dinámica de 300 mm de diámetro, utilizando una masa de accionamiento manual como elemento de carga, y un dispositivo electrónico de medida de los movimientos de la placa (ver figura No 1.19).

El equipo comprende:

- placa de carga
- medidor de la deformación situado en el centro de la placa de carga en ángulo recto con la superficie receptora de la carga.
- equipo de carga consistente en un peso suspendido, conjunto de muelles, y barra o tubo guía con un resorte de liberación.

El dispositivo para la medida del asentamiento comprende un sensor (acelerómetro) y un equipo electrónico de registro de datos y cálculo. El equipo electrónico utiliza la señal del sensor para

Figura No 1.19: Esquema simplificado del equipo



Fuente: Tadeo C. (2006), "Ensayo de placa de carga dinámica"

CAPITULO III

ANALISIS GEOTECNICO

determinar el asentamiento de la placa al recibir el impacto de la maza. El equipo electrónico muestra y almacena el asentamiento máximo de cada impacto y el módulo de deformación dinámico.

El ensayo dinámico de carga con placa puede ser utilizado en suelos de grano grueso y en suelos de grano mixto así como en suelos de grano fino firmes o duros. El porcentaje de granos en el suelo de más de 63 mm debe ser insignificante. Puede ser aplicado para determinar el módulo de deformación dinámico E_{vd} en el rango de 15 a 70 MN /m².

Si el ensayo es realizado en arenas uniformes secas, en costras, o en suelos saturados cuyo nivel superior ha sido perturbado de algún otro modo, la zona alterada debe ser siempre retirada antes del inicio del ensayo. La densidad del suelo que se ensaya debe alterarse lo menos posible. Los resultados del ensayo para suelos de grano fino (limos, arcillas) solo pueden ser obtenidos satisfactoriamente y evaluados cuando estos suelos son de consistencia dura. La pendiente del área de ensayo no debe ser superior a 6%.

Ensayo piezométrico

Ensayo utilizado para el registro del nivel freático en sondeos (figura No 1.20), no sólo durante la perforación sino también tras su finalización. Si durante la ejecución del sondeo se utilizan lodos bentoníticos o geles especiales de perforación, se limpiará el sondeo una vez finalizado mediante la circulación de agua limpia.

La utilización de lodos bentoníticos o geles especiales debe hacerse con cuidado y en especial si se pretende realizar posteriores ensayos de permeabilidad.

Existen dos modalidades de piezómetros:

- Piezómetros con tubería de PVC convencional.
- Piezómetros con tubería Preussag.

Piezómetros con tubería de PVC convencional

Se construye con un tubo perforado o ranurado de PVC o galvanizado, que se introduce en el sondeo después de perforarlo.

Figura No 1.20: Sondas para la medición del Nivel Piezométrico en sondeo



Fuente: Herrera J. y Castilla J. (2006), "Utilización de Técnicas de sondeos en Estudios Geotécnicos"

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Suelen tener un diámetro útil entre 60 y 100 mm, sus uniones van soldadas o roscadas y sus extremos se tapan y protegen adecuadamente

Piezómetros con tubería Preussag

Necesitan perforaciones de diámetro mínimo de 116 mm (aproximadamente 12 cm), la tubería debe cumplir con un diámetro interno mínimo de 50 mm, la sonda se instala con centradores y un prefiltro granular en el espacio anular comprendido entre la tubería y el terreno.

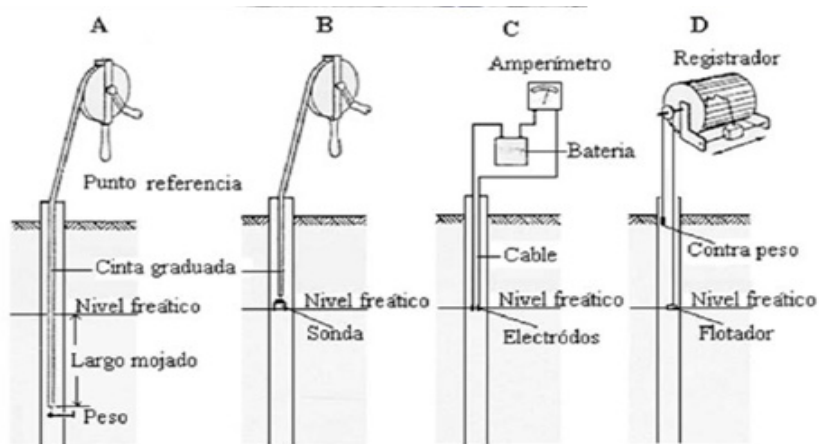
Las granulometrías del prefiltro y el paso de la rejilla son elegidos en función de los resultados de los análisis granulométricos realizados previamente sobre las muestras tomadas durante la perforación de los sondeos.

Cuando se perfore en seco, se anotará el nivel al que se detectó por primera vez el agua y la posterior evolución de los niveles de ésta. Si se perfora con agua, se realizarán al menos dos achiques de la misma, controlando los niveles de achique y las posibles recuperaciones de nivel, de modo que se garantice la comprobación y posición del nivel freático, hasta su posterior estabilización.

Como criterio general se considera que un nivel está estabilizado cuando no existen diferencias en las medidas efectuadas.

La Figura No 1.21 muestra el funcionamiento de los tipos de sondas piezométricas, para la medición del nivel freático en sondeos.

Figura No 1.21: Esquema de funcionamiento de los distintos tipos de Sondas piezométricas



Fuente: Herrera J. y Castilla J. (2006), "Utilización de Técnicas de sondeos en Estudios Geotécnicos"

Para el registro durante la prueba se debe hacer constar junto a cada medición de lo siguiente:

CAPITULO III

ANALISIS GEOTECNICO

- La fecha y la hora en la que fue efectuada.
- Profundidad del sondeo.
- Medición del nivel de agua al acabar el sondeo.
- Medición tras el achique
- Sucesivas mediciones.
- Observaciones que a criterio del experto puedan tener influencia en los niveles medidos, tales como: lluvias, riegos o mareas en caso de proximidad con la zona costera.

Ensayo de permeabilidad

La determinación de la permeabilidad es otro de los posibles objetivos de los ensayos in situ. Existen diferentes formas de ensayo, que pueden agruparse en tres: en catas, en sondeos y en pozos.

En cualquier caso, se obtiene la permeabilidad media de la zona afectada por el ensayo, que varía entre unos decímetros a centenares de metro. Siempre existe la incertidumbre sobre la razón de anisotropía en permeabilidad del terreno y, en terrenos formados por varios materiales, sobre las relaciones entre las permeabilidades de cada uno. Con determinadas disposiciones de ensayo, es posible obtener datos que permitan la estimación de estas razones, pero en general es un factor desconocido en la interpretación del ensayo.

Ensayos de permeabilidad en pozos a cielo abierto

En pozos a cielo abierto, es posible la realización de ensayos de permeabilidad, mediante llenado de agua hasta una cota superior al nivel freático circundante, y luego midiendo el descenso del nivel de agua en la cata con el tiempo, o bien achicando el agua del interior y dejando posteriormente recuperar el nivel. También se puede mantener fijo el nivel y medir el caudal de agua que debe aportarse o bombearse para seguir manteniéndolo fijo. En cualquier caso, el ensayo permite, mediante la aplicación de la formulación correspondiente, estimar el coeficiente de permeabilidad midiendo el tiempo de recuperación, ver figura No 1.22.

Figura No 1.22: Ensayo de Permeabilidad en un PCA



Fuente: <http://www.simscoop.es/servicios/geologia>

Ensayos de permeabilidad en sondeos

Las mismas variantes de ensayo en pozos a cielo abierto (midiendo niveles o caudales) son posibles en sondeos, se cuenta con dos procedimientos dependiendo el tipo de material:

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

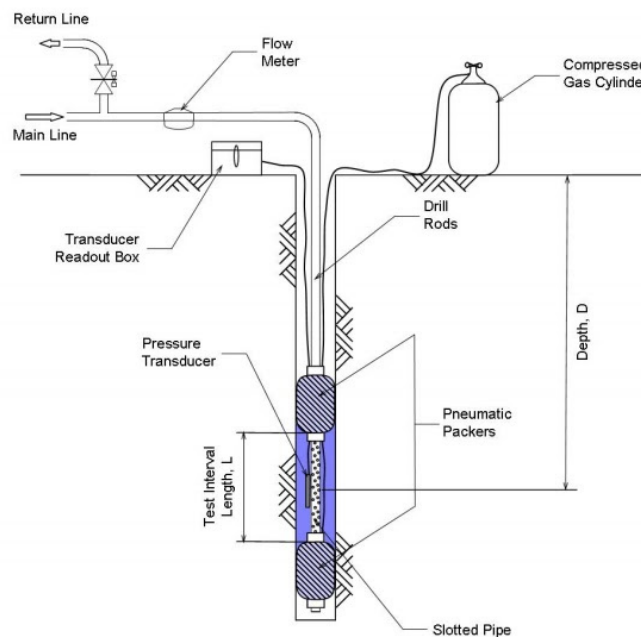
Ensayos Lugeon

Consistente en inyectar agua a presiones crecientes, en un tramo limitado por dos obturadores. Se define la unidad Lugeon como la permeabilidad que permite la admisión de 1 litro de agua por minuto y por metro lineal de sondeo, a una presión de 1 Mpa (10 kp/cm²).

Este ensayo se emplea en macizos rocosos, para definir la inyectabilidad de cimientos de presas de fábrica.

Es un ensayo en campo que se realiza con sondeos, únicamente en rocas consolidadas, para medir la permeabilidad. Consiste en medir el volumen de agua (V) que se inyecta durante un tiempo (t), es decir, el caudal $Q= V/t$ en un tramo de sondeo de longitud (L) a una presión (Ht), (Ver figura No 1.24).

Figura No 1.24: Esquema de Ensayo Lugeon



Fuente: <http://ussdams.com/proceedings>

Método rotativo

Cuando el sondeo alcanza una capa de roca con cierta dureza o cuando en el curso de la perforación las herramientas utilizadas tropiezan con un estrato grande de roca y no es posible lograr o cuando el número de golpes sea igual o mayor a 50, debe recurrirse a un procedimiento diferente para la obtención de muestras empleando máquinas perforadoras de rotación.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

La perforación por rotación, es aquella en la que una herramienta cortante produce la fragmentación de la superficie por: corte, compresión o la acción combinada de ambos, para terrenos inestables, cuyas paredes se derrumban con facilidad, por ejemplo: arenas, gravas, zonas descompuestas o alteradas.

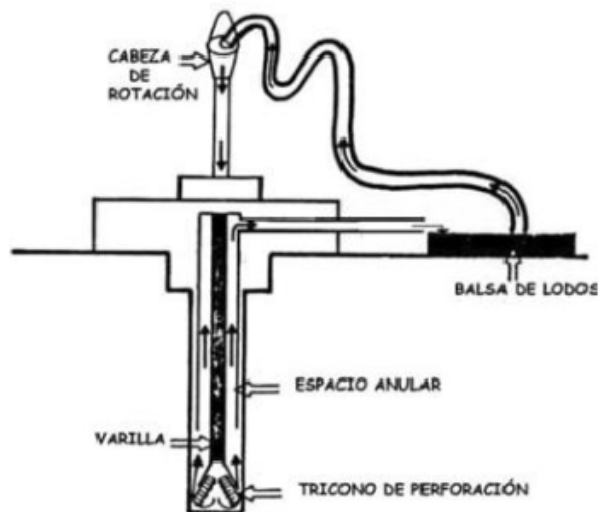
El principio utilizado por las **perforadoras rotativas** consiste en aplicar energía a la roca haciendo rotar un útil de corte o destrozar conjuntamente con la acción de una gran fuerza de empuje, con capacidad de 50% del peso de la maquinaria, ver figura No 1.25 y Figura No. 1.26.

Los **diámetros** habituales de barreno conseguidos con este tipo de perforadoras oscilan entre 50 y 311 mm, estando los mayores diámetros especialmente indicados para los grandes volúmenes de excavación.

Este sistema consta de una fuente de energía, una columna de barras o tubos individuales o conectados en serie, que transmiten el peso, la rotación y el aire de barrido a una boca con dientes de acero o de insertos de carburo de tungsteno que deben fragmentar la roca. De este modo, se puede distinguir la perforación con **tricono** y la perforación con **útiles de corte**, ver figura No. 1.27.

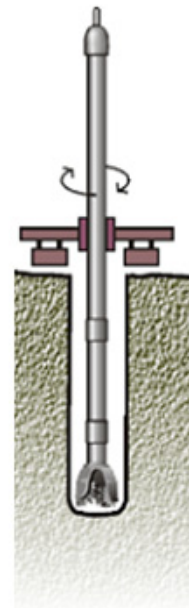
El primer sistema se aplica a rocas de dureza media a alta y el segundo a rocas blandas.

Figura No 1.26: Equipo de perforación rotativa con tricono



Fuente: <http://repositorio.educacionsuperior.gob.ec>

Figura No 1.25: Método Rotativo



Fuente:
<http://ussdams.com/proceedings>

Figura No. 1.27: Fragmentadores de roca



Fuente: <http://ussdams.com/proceedings>

1.2.3 Métodos Geofísicos

Los métodos geofísicos proporcionan la determinación de propiedades físicas del terreno, con la finalidad de:

- Realizar determinaciones geológicas como estratigrafía de los materiales, disposición de heterogeneidades, fallas, nivel freático, etc.
- Determinar propiedades de los suelos y rocas para deducir su comportamiento mecánico.

Estos deben considerarse como métodos complementarios de investigación y nunca como exclusivos y deberán acompañarse con prospecciones directas (calicatas o sondeos) que sirvan como parámetros para una correcta interpretación. Sin embargo tienen la ventaja de dar una idea más del conjunto y no puntual como es el caso de las prospecciones directas.

El principal inconveniente de los métodos geofísicos es el hecho de que distintas características en los materiales y sus posibles combinaciones pueden dar una misma respuesta física y por lo tanto errar en las interpretaciones. Los trabajos de campo e interpretación de las medidas deben ser realizados por personal altamente calificado y con experiencia en la ejecución y procesamiento de resultados.

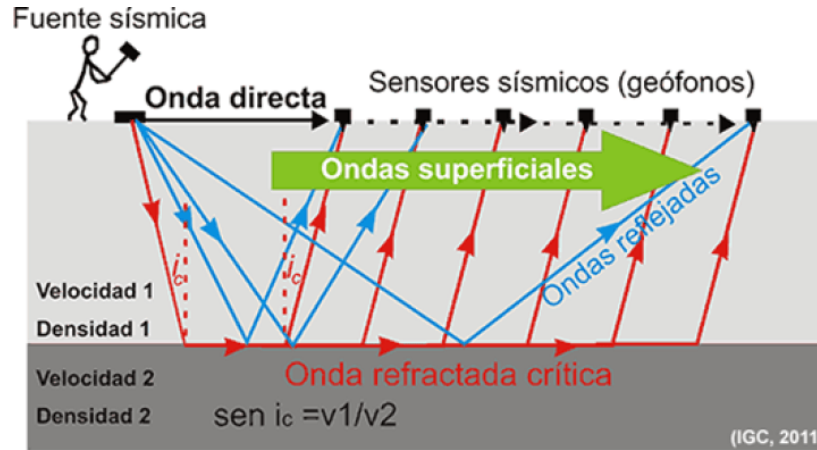
Métodos Geofísicos desde la Superficie

➤ **Sísmicos**

- Miden variaciones de la velocidad de propagación de ondas de choque a través del terreno.
- Sísmica de refracción / Sísmica de reflexión (ver figura No 1.28).
- Se utiliza para medir espesores de recubrimiento, profundidad de niveles freáticos, etc.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Figura No 1.28: Ondas sísmicas de refracción y reflexión



Fuente: www.ingenieriareal.com

Se basan en medir la velocidad de propagación de ondas de deformación en el terreno. Para ello, se provoca una vibración en un determinado punto (una pequeña explosión o un golpe de un mazo sobre una placa), y se mide el tiempo que tarda la onda producida en llegar a un instrumento captador (geófono) colocado a una cierta distancia. La velocidad de propagación es directamente el cociente entre la distancia y el tiempo empleado.

La velocidad varía entre unos centenares de metros por segundo en suelos flojos (en el aire es de 340 m/s) y varios miles de m/s en rocas. Es un parámetro muy útil para distinguir entre estratos de materiales diferentes, profundidad del estrato, espesor de zona alterada, etc. El método sísmico tiene la utilidad adicional de que existe una relación teórica bien fundamentada entre la velocidad de propagación de ondas y el módulo de elasticidad del material:

$$v = k\sqrt{E}$$

Donde el factor k depende de la densidad y coeficiente de Poisson del terreno y del tipo de ondas involucradas (de compresión, P o de corte, S).

Sin embargo, el nivel de tensiones que se induce en el ensayo es muy pequeño, comparado con los rangos de interés en cimentaciones. Como la ley tensión-deformación del terreno no es lineal, el módulo que se obtiene (que suele denominarse “módulo inicial” o “módulo dinámico”) es muy superior (entre 2 y 10 veces) al que corresponde al nivel de esfuerzos de interés, y por ello no debe ser utilizado directamente.

La Tabla No 1.11 muestra rangos de velocidad de propagación de ondas de compresión, en suelos típicos.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Tabla No 1.11: Rangos de ondas de propagación

Terreno	Velocidad V_p (m/s)
Rocas masivas	3000 – 6000
Arenisca, margas y argilitas	2000 – 5000
Rocas meteorizadas	500 – 3000
Suelos compactos	500 – 2000
Suelos flojos	200 – 400
Aire	340

Fuente: L. Mendoza (2015), "Reconocimiento del Terreno" Curso de Cimentaciones T.E.

Sísmica de refracción

La forma más usual de realizar las medidas es mediante la técnica de refracción. En ella, se colocan en la superficie una serie de geófonos a distintas distancias del centro emisor, y se registran los tiempos de llegada a todos ellos. Si el terreno es homogéneo, la primera onda recibida es la que viaja a lo largo de la superficie a velocidad v_a . Sin embargo, si a una cierta profundidad existe un material más resistente (con velocidad de propagación ($v_b > v_a$)), ocurre que, para geófonos situados a distancias grandes la onda que viaja por el material profundo llega antes que la superficial. El análisis de las curvas tiempo/distancia (curvas dromocrónicas), sus pendientes y puntos de quiebro, permite obtener las velocidades de cada estrato y sus espesores.

La interpretación se complica cuando el contacto entre los materiales no es horizontal o existen irregularidades en el interior del terreno. Por otra parte, si existen estratos profundos con menor velocidad de propagación, quedan "ocultos" al ser siempre más rápida la onda superficial.

Sísmica de reflexión

El método sísmico de reflexión recibe el registro del eco reflejado al incidir en el substrato rocoso la onda emitida en superficie. Su aplicación es, por tanto determinar aproximadamente la profundidad del substrato rocoso.

Generalmente se utiliza para explorar profundidades superiores a los 500 m, o en zonas inaccesibles (estudios bajo el mar).

Sísmica en sondeos

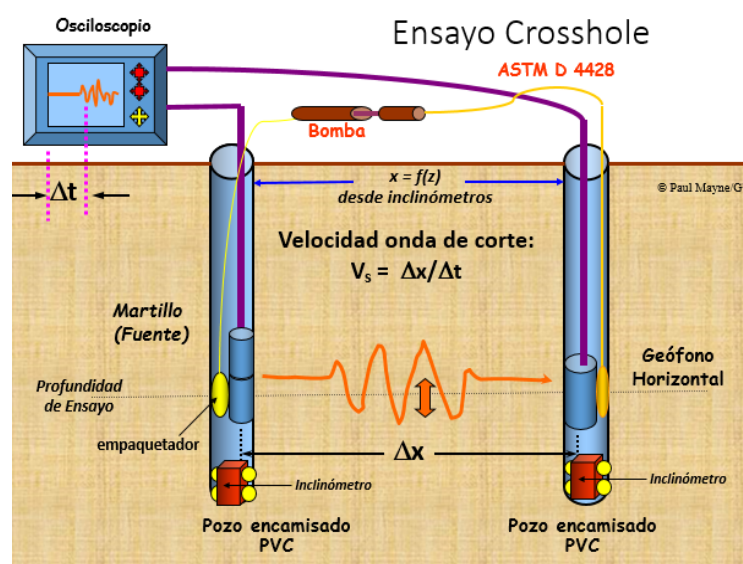
El método sísmico puede establecerse, además de en superficie, en el interior de un sondeo colocando una fuente emisora y un receptor (geófono), aislados entre sí, a distintas profundidades dentro del sondeo, se tienen dos tipologías:

- **Cross-hole**, determinación, entre dos sondeos, de las velocidades de las ondas 'P' y 'S' en suelos., (ver figura No 1.29).
- **Down-hole**, provee un método directo de medición de propagación de ondas de corte en el suelo (ver figura No 1.30).

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

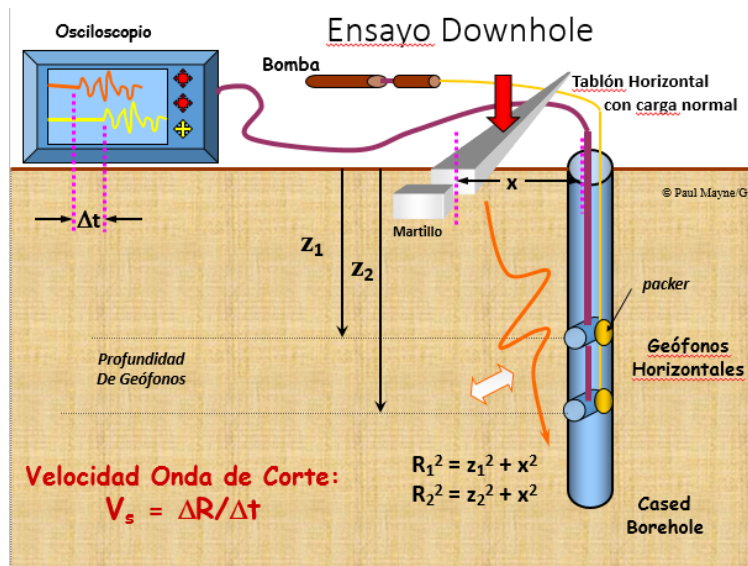
La llamada “tomografía sísmica” consiste en instalar fuentes emisoras múltiples, y geófonos también múltiples, en superficie y profundidad, cuyo análisis conjunto permite obtener el perfil del terreno en casos de variaciones laterales importantes o existencia de irregularidades.

Figura No 1.29: Ensayo Crosshole



Fuente: Dr. Paul W. Mayne, Georgia Institute of Technology

Figura No 1.30: Ensayo Downhole



Fuente: Dr. Paul W. Mayne, Georgia Institute of Technology

➤ **Eléctricos**

Estos métodos miden los campos de potencial eléctrico, tanto los naturales existentes en la corteza terrestre como los artificialmente provocados; así como las propiedades eléctricas de las rocas y del agua que rellena sus poros como: resistividad, conductividad, actividad electroquímica o constante dieléctrica.

Lo anterior lo realizan, midiendo la resistividad de un terreno al establecer una diferencia de potencial entre dos puntos de la superficie. El flujo de corriente a través del terreno discurre gracias a fenómenos electrolíticos, por lo que la resistividad depende mucho de la humedad y de la concentración de sales en el agua intersticial. Por ello, su relación con el comportamiento mecánico del terreno es sólo indirecta. Para valorar la significación de sus variaciones se precisa un cierto conocimiento de la naturaleza del terreno.

El método consiste en colocar cuatro electrodos alineados. Se conecta una batería a los electrodos exteriores, con lo que se establece un flujo eléctrico a través del terreno. Se mide la intensidad a la que circula entre los electrodos A y B (de corriente), así como la diferencia de potencial V_{MN} entre los electrodos intermedios, M y N (de potencial), ver figura No 1.31.

La resistividad media del terreno involucrado viene definida por:

$$\rho = k \frac{V_{MN}}{I}$$

Donde el factor k depende de las separaciones relativas entre electrodos. Es usual colocarlos equidistantes ($AM=MN=NB=a$), en cuyo caso vale $k=2\pi a$.

Sondeo eléctrico vertical (SEV)

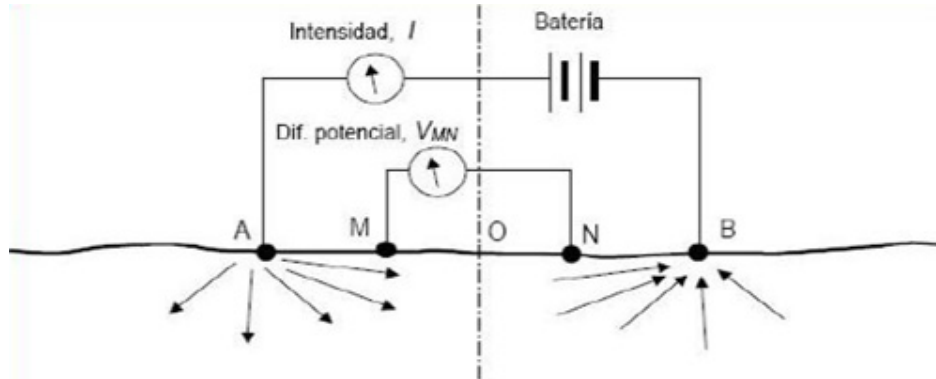
Su objetivo es buscar la variación de la resistividad con la profundidad en un determinado punto. Para ello se hacen diferentes medidas manteniendo el centro de la alineación en un punto fijo O pero variando la distancia entre los electrodos. Al incrementar la distancia aumenta la profundidad alcanzada por las líneas de corriente eléctrica, englobando, por tanto, una mayor profundidad de suelo.

El análisis de la variación de la resistividad aparente con el espaciamiento entre electrodos permite inferir la variación de la resistividad con la profundidad en la vertical del punto ensayado. La profundidad hasta la que puede aplicarse es de unos 20 m.

Perfil eléctrico

Se utiliza para investigar la variación lateral del tipo de terreno a pequeña profundidad. Se mantiene la misma distancia entre electrodos, desplazando todo el dispositivo. De esta forma se obtienen datos en un área determinada para un espesor constante del terreno.

Figura No 1.31: Configuración del Sondeo Eléctrico



Fuente: L. Mendoza (2016), "Reconocimiento del Terreno"

Este procedimiento tiene una aplicación interesante para determinar la agresividad de un suelo para tuberías de fundición como las utilizadas en abastecimientos de agua. Si la resistividad es baja, es posible que las corrientes parásitas existentes en el terreno (zonas cercanas a vías de ferrocarril, transformadores, subestaciones eléctricas, etc.) puedan afectar a estas tuberías provocando y acelerando su corrosión. Los criterios de necesidad de protección de estas tuberías suelen basarse en la resistividad del terreno como índice fundamental.

➤ **Magnéticos y gravimétricos**

Estos métodos miden las variaciones o anomalías en la vertical del campo gravitatorio terrestre (gravimétricos), además detecta cavidades, delimita zonas de relleno o yacimientos arqueológicos.

Estos métodos son similares al sísmico y eléctrico, basando su diferencia en el aparato usado. En el método magnético se usa un aparato llamado magnetómetro, que mide la componente vertical del campo magnético terrestre donde se hace el estudio, en varias estaciones próximas unas a otras.

En el método gravimétrico se mide la aceleración existente en el campo gravitacional en varios puntos de la zona a explorar, valores de dicha aceleración ligeramente más altos que el normal de dicha zona, indican la presencia de masas duras de roca y los valores medios y bajos indican la existencia de suelos blandos o cavernas.

En la Tabla No 1.12 se presentan rangos habituales de resistividad eléctrica de terrenos típicos.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Tabla No 1.12: Rangos de resistividad eléctrica

Terreno	Resistividad eléctrica, ρ ($\Omega.m$)
Rocas cristalinas masivas	500 – 100000
Areniscas, gravas y arenas secas	200 - 1500
Margas y argilitas	100 – 500
Arcillas y limos parcialmente saturados, arenas y gravas saturadas	50 – 150
Arcillas y limos saturados	5 – 50
Arena con agua salada	1 - 10

Fuente: L. Mendoza (2016), "Reconocimiento del Terreno"

Una de las desventajas de ambos métodos es que no identifican fronteras entre estratos, a menos que haya grandes diferencias de densidades.

1.3 Muestreo

Una vez ejecutados los ensayos en campo con los que es posible conocer propiedades mecánicas, capacidad de carga, deformación, estratigrafía, se deben complementar con pruebas de laboratorio, que permiten obtener una clasificación preliminar de un suelo o determinar sus propiedades, por lo que es necesario contar con porciones o muestras representativas de los materiales encontrados.

En cuanto al propósito con el que se toman las muestras, éstas se clasifican en muestras de inspección y de laboratorio. De las primeras sólo se requiere que sean representativas (alteradas); en cambio, las muestras destinadas a estudios de laboratorio deben llenar una serie de requisitos sobre tamaño, método de obtención, embarque, etc, (inalteradas).

Las muestras que se extraen en campo se pueden dividir en dos grupos:

Muestras alteradas: conservan sólo algunas de las propiedades del terreno en su estado natural.

Muestras inalteradas: conservan, al menos teóricamente, las mismas propiedades que tiene el terreno "in situ".

En el proceso de toma de muestra y traslado al laboratorio las muestras sufren alteraciones que, dependiendo del tipo de terreno, pueden ser elevadas. Esto reduce la fiabilidad de los resultados de ensayos realizados.

Los trabajos de muestreo de suelos tienen por objeto obtener la información necesaria para conocer los siguientes aspectos de los depósitos de suelos:

- Estratigrafía del sitio.
- Clasificación geotécnica de los suelos que forman cada estrato.
- Compacidad relativa o consistencia de cada tipo de suelo identificado en el perfil estratigráfico.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

- Resistencia al esfuerzo cortante, compresibilidad y permeabilidad de los suelos de cada estrato.

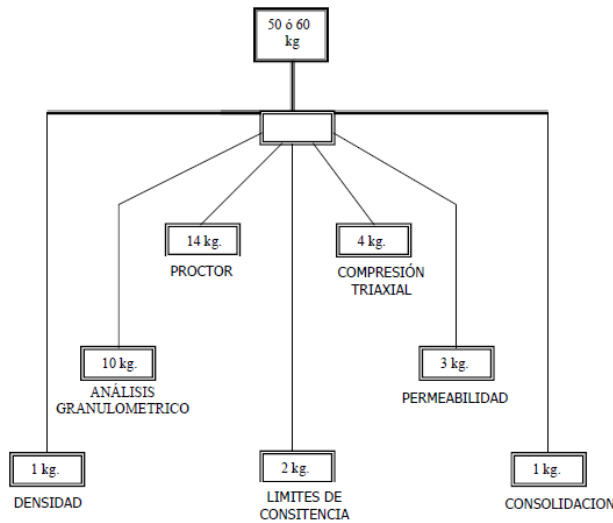
La cantidad de suelo que hay que enviar al laboratorio depende del programa de pruebas, y debe ser suficiente para repetir los ensayos cuyos resultados se juzguen incorrectos o dudosos.

1.3.1 Muestreo Alterado

Como se mencionó anteriormente las muestras alteradas son aquellas que conservan algunas propiedades del terreno en su estado natural.

Las muestras alteradas usuales en estudios de materiales provenientes de un banco de préstamo pueden constar de 50 a 60 kg de material. Para estudios especiales el laboratorio indicará las cantidades necesarias, siguiendo normativas de procedimientos. La Figura No 1.32 brinda una idea de la forma en la que se reparte una muestra de este tipo en el laboratorio, y de las cantidades que se necesitan para cada prueba:

Figura No 1.32: Repartición de muestra inalterada para ensayos de laboratorio



Repartición de una muestra en laboratorio

Fuente: B. Gómez González, "Procedimientos de exploración y muestreo de suelos y rocas", Universidad Tecnológica de México

A continuación se presenta la realización del muestreo para cada uno de los métodos de exploración del terreno, se exponen los métodos mediante los cuales se extraen muestras alteradas.

CAPITULO III

ANALISIS GEOTECNICO

Pozos a Cielo abierto

Se abren pozos de 1 m por 1.50 o 2 m hasta una profundidad de 5 m. o bien hasta encontrar material no excavable con pico y pala, como talpetate, roca o agua freática.

En una de las paredes del pozo, se va abriendo una ranura vertical de sección uniforme, de 20 cm de ancho por 15 cm de profundidad. El material excavado se recibe totalmente, si el muestreo es integral, en un bote de lámina; en caso contrario, debe recogerse, separando, el producto de cada una de las capas donde cambie el material.

Muestreo por capas.

La muestra de cada capa vacía en cajón protegido interiormente con forro de papel, o en un saco de malla cerrada para evitar pérdidas de material fino; al envase deberán sujetarse dos etiquetas de identificación (banco, pozo y profundidades), una dentro y otra fuera.

Muestreo integral.

El producto de varias capas debe colocarse en un solo envase, con tarjetas de identificación. Cuando la cantidad del material extraído sea grande, puede cuartearse y envasarse solo una parte.

Sondeos Manuales

La pala posteadora es uno de los métodos manuales de perforación, con el que se pueden obtener muestras alteradas hasta una profundidad de 10 m.

Se introduce la pala posteadora con movimiento, de rotación; una vez llena, se saca y se deposita el material sobre una superficie limpia (lámina o lona). Ésta operación se repite hasta llegar a la profundidad deseada, el producto de cada palada se deposita, en orden, formando hileras de pequeños montículos de material.

Muestreo por capas.

Las muestras que representan una capa deben reunirse en un solo envase, con sus respectivas tarjetas de identificación.

Muestreo integral.

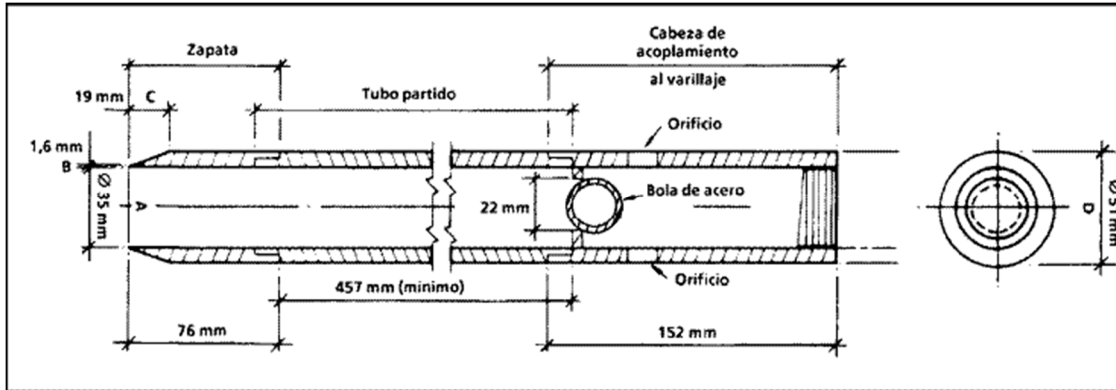
Se mezcla el material de todas las muestras y se deposita en un solo envase con sus correspondientes tarjetas de registro. Si el volumen total del material es grande, se puede cuartear y envasar una parte.

Ensayo de Penetración Estándar (SPT)

El muestreador de la prueba consiste en una cuchara de forma cilíndrica con diámetro exterior de 51 mm e interior de 35 mm (ver figura No 1.33), lo que supone una relación de áreas superior al 100%. Ya que el espesor de las paredes de la cuchara es muy grande con relación a su diámetro interior, la muestra que se recupera se considera como alterada. Sin embargo, permite visualizar el terreno en el que se ha realizado la prueba, y sobre la muestra realizar ensayos de identificación y también de humedad en el caso de arcillas.

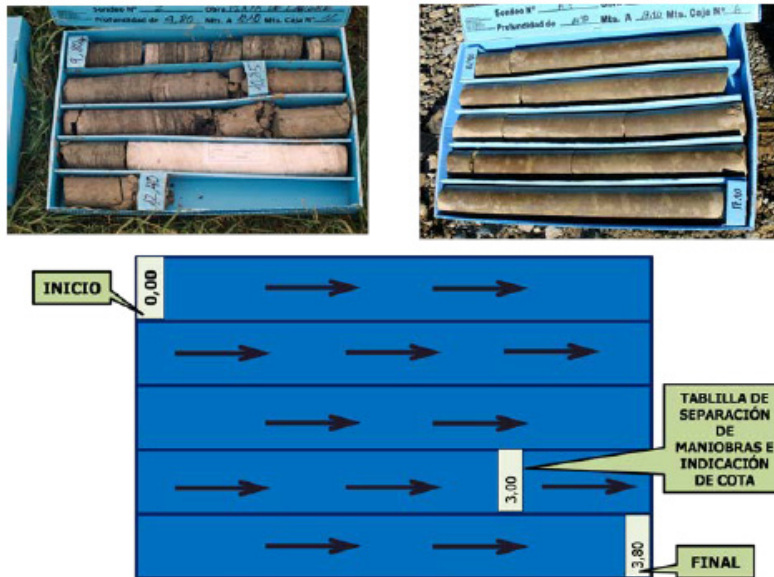
CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Figura No 1.33: Cuchara muestreadora SPT



Fuente: <http://notasingenierocivil.blogspot.com/2011>

Figura No 1.34: Colocación de muestras en una caja de sondeo



Fuente: Herrera J. y Castilla J. (2006), "Utilización de Técnicas de sondeos en Estudios Geotécnicos"

1.3.2 Muestreo Inalterado

Son aquellas muestras obtenidas por medio de muestreadores y usando técnicas en las cuales es posible preservar de la estructura natural del material; aunque se use la expresión "inalterada" se debe tener en cuenta que una muestra de suelo al ser retirada de sus condiciones naturales sufre algún tipo de remoldeo o alteración, se denomina así porque representan fielmente las condiciones del suelo in-situ. En estas muestras se realizan todos aquellos ensayos que permiten evaluar las condiciones de resistencia del suelo y comportamiento ingenieril y las

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

propiedades de permeabilidad, además determinar la humedad natural y todos los demás ensayos que se pueden ejecutar en las muestras alteradas.

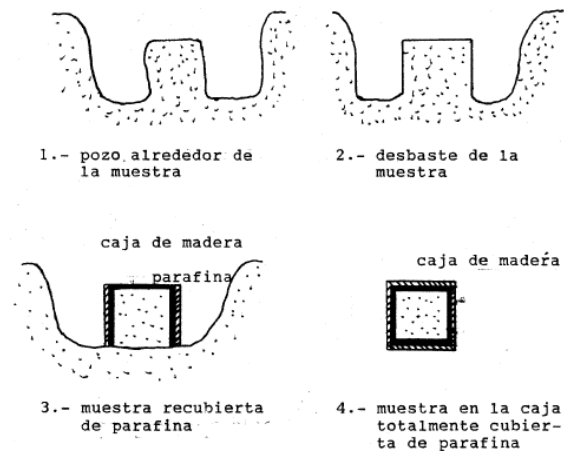
A continuación se describe brevemente el procedimiento de obtención de muestras inalteradas, mediante los diferentes métodos de exploración de los suelos.

Pozos a cielo abierto

La obtención de muestras inalteradas labradas directamente de cada uno de los estratos; las muestras pueden ser de forma cúbica, de 20cm por lado, o cilíndricas de 20cm de diámetro, después de labradas se protegen envolviéndolas en una capa de tela recubierta con una mezcla de cera, parafina y brea, en partes iguales, para evitar la pérdida de humedad; puede usarse también envoltura de plástico o madera.

La Figura 1.35 muestra el procedimiento general para la extracción de una muestra en un PCA.

Figura No 1.35: Muestra labrada en un PCA



Fuente: Universidad del Cauca, "Exploración del Suelo"

Muestreador Shelby o de pared delgada

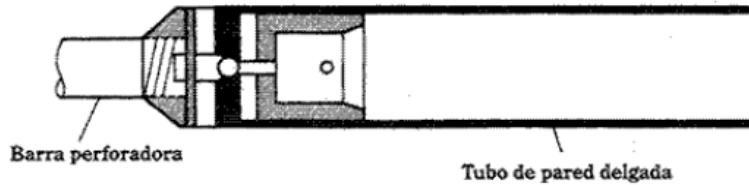
En los suelos finos cohesivos, como son: las arcillas, arcillas limosas o arenosas o mezclas de arena, limo y arcilla que contienen más de 20% de finos plásticos, pero no contienen grava, pueden obtenerse muestras inalteradas de calidad satisfactoria empleando muestreadores tubulares de pared delgada hincados a presión y velocidad constantes en perforaciones de pequeño diámetro, de 10 a 20 cm.

Existen varios diseños de tubos muestreadores de pared delgada, entre los cuales el más utilizado y sencillo es el tubo Shelby, ver figura 1.36.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Este tomamuestras carece de zapata y el tubo cilíndrico termina en un borde biselado. No se introduce camisa en el interior del tomamuestras para alojar la muestra, sino que la muestra se envía al laboratorio dentro del mismo tubo Shelby, habiendo parafinado los extremos. Dicho tomamuestras no puede ser reutilizado.

Figura No 1.36: Tubo Shelby



Fuente: <http://ingenieriaciviltips.blogspot.com>

Muestreador de doble tubo o pared gruesa

En arcillas duras, puede recurrirse al uso de un tubo con pared más gruesa, para darle mayor resistencia estructural; puede aceptarse una relación de áreas hasta de 20%, colocándole una zapata de corte alargada con un ángulo exterior no mayor de dos grados.

Consta de un tubo cilíndrico de pared gruesa con un elemento biselado en su extremo para favorecer la hincada denominado zapata, que es separable del tubo. Éste es bipartido (por dos generatrices opuestas) para la extracción posterior de la muestra una vez tomada. En el interior se aloja una camisa fina que generalmente es de PVC, aunque puede ser metálica, donde se introduce la muestra para enviarla al laboratorio, habiendo parafinado previamente las caras extremas para evitar pérdidas de humedad, ver figura No 1.37b.

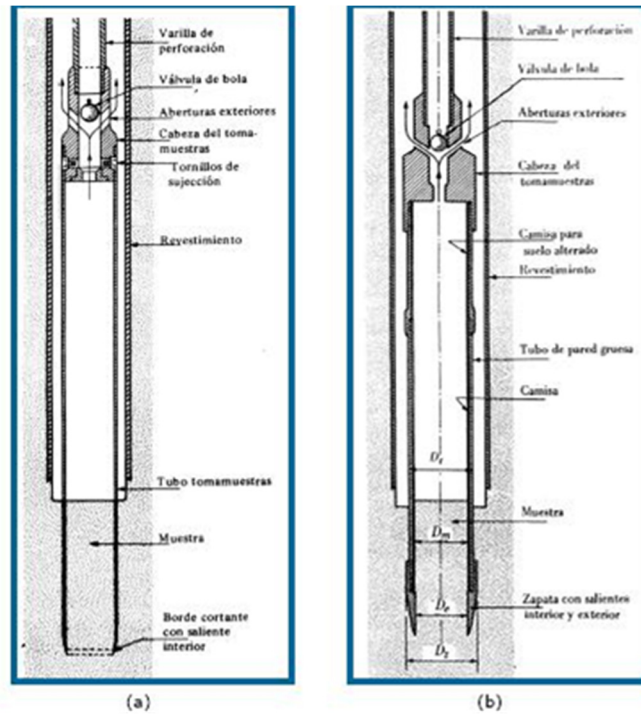
En la tabla No 1.13 se hace una comparación de las características de los muestreadores de pared delgada y muestreadores de pared gruesa, utilizados para la obtención de muestras inalteradas.

Tabla No 1.13: Características del tomamuestras de Pared gruesa y Pared delgada

Características del tomamuestras		Pared gruesa	Pared delgada
Relación de áreas	$R = \frac{(D_e^2 - D_i^2) \cdot 100}{D_i^2}$	< 25	< 10
Despeje interior	$D = \frac{(D_i - D_e) \cdot 100}{D_e}$	< 3	< 1
Espesor de zapata	$E = \frac{(D_e - D_i)}{2}$	< 10 mm	< 2 mm
Longitud de tomamuestras	L	> 500 mm	> 500 mm

Fuente: Jiménez Salas et al. "Geotecnia y Cimientos II"

Figura No 1.37: Tubos tomamuestras, a) Shelby b) Bipartido de pared gruesa



Fuente: Jiménez Salas et al. "Geotecnia y Cimientos II"

Testigos de roca

Un núcleo consiste en una muestra de roca tomada de un sondeo a una profundidad específica, por medios especiales, preservando su estructura geológica y sus características fisicoquímicas de la mejor manera posible, con la finalidad de realizar análisis petrofísicos y geológicos.

Se utiliza generalmente un tubo muestreador provisto de una broca de diamante o de carburo de tungsteno en su extremo inferior. El tubo muestreador más adecuado para propósitos geotécnicos es el llamado doble tubo giratorio, el cual permite

Figura 1.38: Testigos de Roca



Fuente: Herrera J. y Castilla J. (2006), "Utilización de Técnicas de sondeos en Estudios Geotécnicos"

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

recuperar la máxima longitud posible de muestra, según la intensidad del fisuramiento y grado de alteración de la roca perforada por el tubo (ver figura No 1.38).

Con base en la longitud de la muestra recuperada, por el tubo muestreado, y el tamaño de los fragmentos de muestra obtenidos, los cuales son un reflejo de la intensidad del fisuramiento natural de la roca y de su grado de alteración, se obtiene el índice de calidad de roca (RQD por sus siglas en inglés), el cual se define como la suma de las longitudes individuales de todos los fragmentos de muestra que exceden de 10 cm de longitud, expresada como un porcentaje de la longitud perforada por el muestreador, ver tabla No 1.14.

Se recomienda utilizar un muestreador cuyo tubo interior tenga una longitud de 1.50m y diámetro interior no menor de 57mm, con el fin de reducir el deterioro de las muestras que se producen en los muestreadores de diámetro menor.

Para realizar ensayos sobre estas muestras de roca y tener la garantía de que se conservan las propiedades del terreno “in situ”, aquellos testigos que vayan a ensayarse deberán protegerse de la intemperie para evitar su pérdida de humedad, envolviéndolos en una malla que será parafinado posteriormente.

Considerando el tipo de herramienta que se emplee para extraer un núcleo desde los diferentes estratos del subsuelo, éstos se clasifican en: convencionales, convencionales con tubo PVC, manga de goma, presurizados y orientados.

1. Núcleos Convencionales

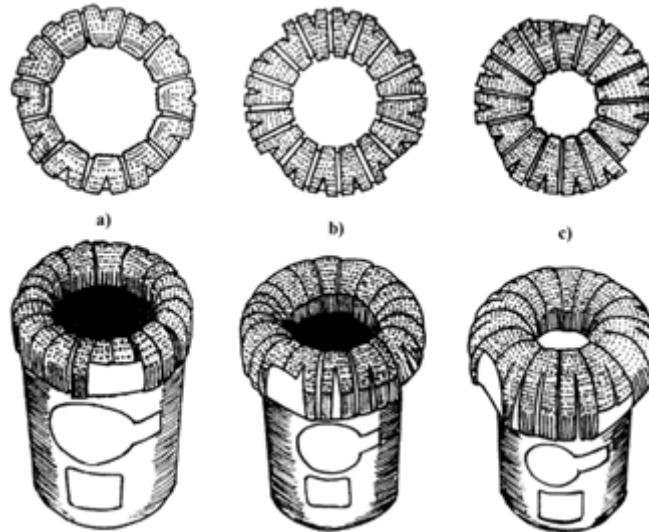
Se obtienen en formaciones consolidadas, en este caso el núcleo no posee recubrimiento. Para su toma se utiliza una herramienta que consta de un tubo externo y un tubo interno, el cual recibe el núcleo, un retenedor y una mecha de diamante con un hueco en su centro por donde penetra el núcleo para alojarse en el tubo interno, dependiendo del tipo de formación se emplea una mecha específica como se muestra en la Figura No 1.39. El diámetro de los núcleos cortados puede variar entre 1¼” – 6”, dependiendo del tipo de mecha y herramienta empleada.

Tabla No 1.14: Calidad de la roca según RQD

RQD	Rock mass quality
<25%	muy pobre
25-50%	pobre
50-75%	regular
75-90%	bueno
90-100%	muy bueno

Fuente: Universidad del Cauca, “Exploración del Suelo”

Figura No 1.39: Mechas usadas durante la toma de núcleos en formaciones:
a) medianamente duras, b) duras a muy duras y c) extremadamente duras

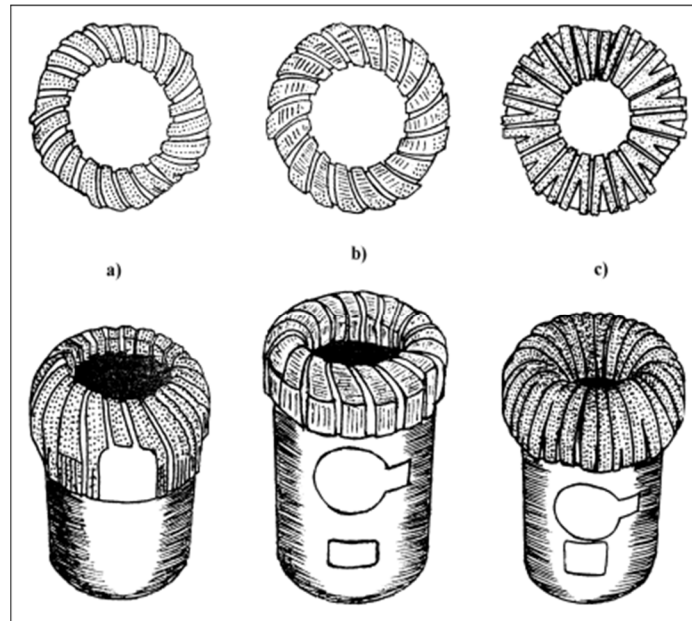


Fuente: <http://www.portaldelpetroleo.com/2013/01/nucleos>

2. Núcleos Convencionales con Tubo PVC

La herramienta empleada en este caso es similar a la descrita anteriormente, con la diferencia de que el tubo interno contiene en su interior un tubo de Cloruro de Polivinilo (PVC), dentro del cual queda contenido el núcleo, a medida que la herramienta penetra en la formación. Este tipo de herramienta se emplea en formaciones fracturadas, quebradizas o friables, ya que al quedar el núcleo recubierto por el tubo plástico puede manejarse fácilmente sin riesgo a que las muestras se disgreguen. En la Figura No 1.40, se muestran las mechas utilizadas para extraer núcleos en formaciones blandas y medianamente fracturadas, arcillosas y bien cementadas.

Figura No 1.40: Tipos de mechas utilizadas para la toma de núcleos en formaciones: a) fracturadas, b) arcillosas y c) bien cementadas.

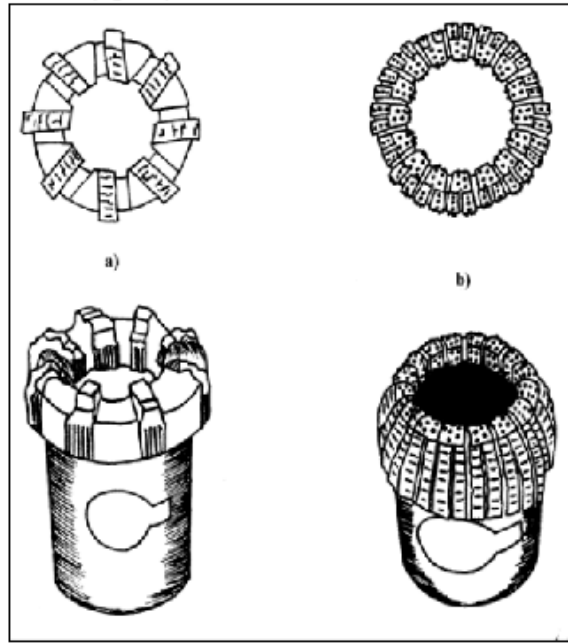


Fuente: <http://www.portaldelpetroleo.com/2013/01/nucleos>

3. Núcleos en Manga de Goma

Para la toma de núcleos en formaciones semi-consolidadas y no consolidadas que son muy blandas y friables, se usa una herramienta que consta de un tubo externo, un tubo interno dentro del cual se encuentra una junta de expansión, que posee una capacidad de estirarse cada 2 pies, un gato mecánico, una válvula con flujo en un solo sentido, una manga de goma, un retenedor de núcleos y una mecha de diamante con un hueco en su parte central que permite la entrada del núcleo al porta muestras (Figura No 1.41).

Figura No 1.41: Tipos de mechas utilizada para la toma de núcleos en formaciones: a) blandas y b) totalmente no consolidada.



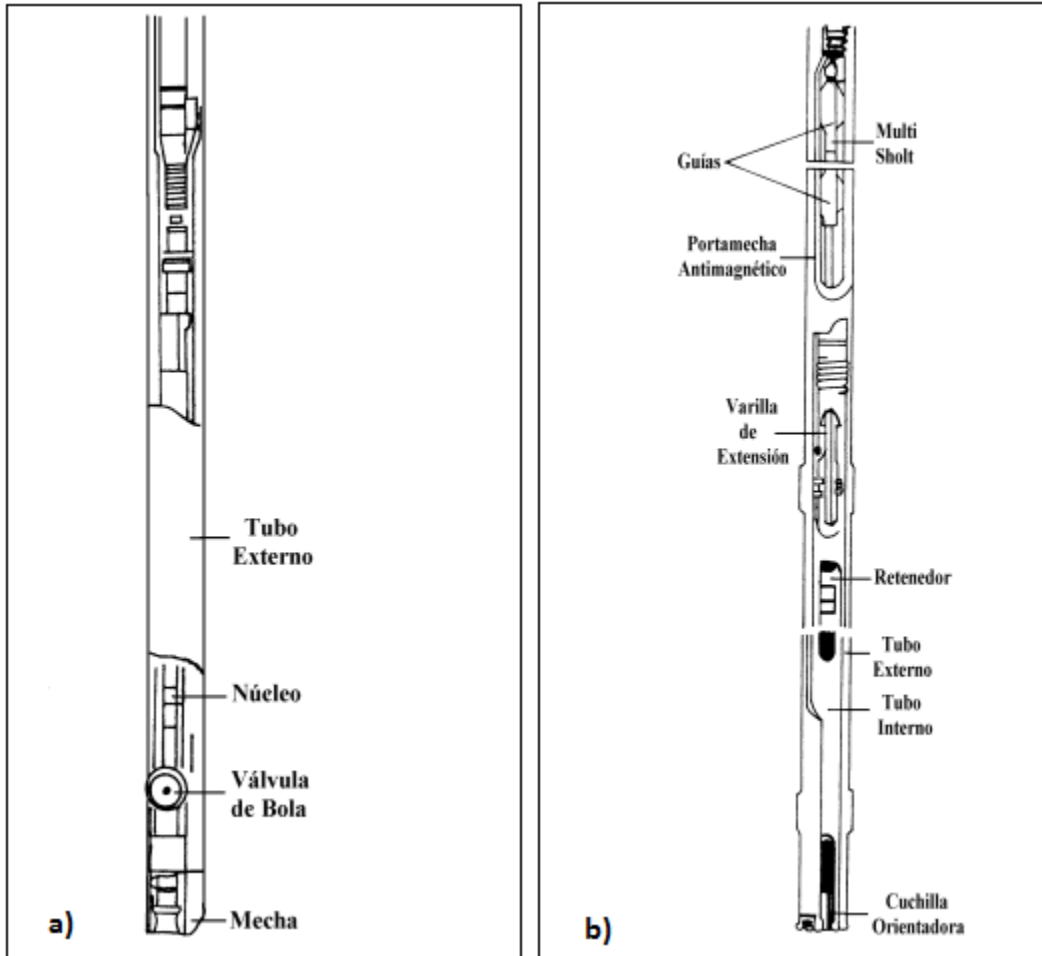
Fuente: <http://www.portaldelpetroleo.com/2013/01/nucleos>

4. Núcleos Presurizados

Para la toma de núcleos que se desean mantener en contacto con sus fluidos originales se utiliza una herramienta especializada que permite recuperar núcleos a la presión del yacimiento con un porcentaje de recobro excelente en formaciones consolidadas. Los fluidos del yacimiento se mantienen en su forma original, sin sufrir alteraciones al extraer el núcleo (Figura No 1.42). Si el proceso de perforación se hace con cuidado se pueden obtener núcleos con una invasión muy baja de fluidos de perforación, previniendo expansión de gas y pérdida de fluidos.

El corte de núcleos con esta herramienta se hace con una tecnología similar al corte de núcleos convencionales. Desafortunadamente, obtener este tipo de núcleo es muy costoso (10 veces el costo para obtener un núcleo convencional).

Figura No 1.42: a) Herramienta para la toma de núcleos presurizados, b) Herramienta para la toma de núcleos orientados.



Fuente: <http://www.portaldelpetroleo.com/2013/01/nucleos>

5. Núcleos Orientados

Para obtener éste tipo de núcleos se utiliza una herramienta muy parecida a la descrita anteriormente (Figura No 1.42), se puede usar para toma de núcleos de cualquier litología. Los núcleos orientados son muy importantes para el estudio de fracturas en las calizas del Cretáceo, debido a que permiten conocer la inclinación y dirección de las fracturas y las estructuras geológicas que poseen porosidad secundaria capaces de almacenar hidrocarburos o desarrollar un programa de estimulación de pozos, con la finalidad de incrementar la producción de un yacimiento.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

1.4 Ensayos de laboratorio

La determinación de las características geotécnicas de un terreno se realiza fundamentalmente mediante ensayos de laboratorio, ejecutados sobre las muestras obtenidas. La calidad de la muestra requerida depende del tipo de ensayo que se vaya a realizar, y éste, a su vez, de los parámetros o propiedades del terreno que se pretendan determinar.

Según la información proporcionada por los ensayos, estos se clasifican en:

Ensayos de identificación

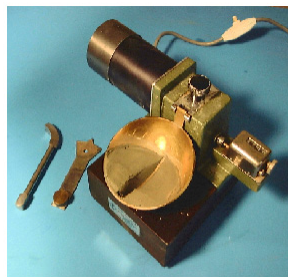
- Físicos: clasificación según su granulometría y plasticidad, peso específico de partículas, ver figura No 1.43.
- Químicos: contenido en sulfatos, carbonatos o materia orgánica.

Estas características son independientes del estado natural del terreno, por lo que los ensayos pueden realizarse sobre muestras alteradas.

Figura No 1.43: Ensayos de Identificación



Granulometría



Plasticidad



Peso Específico

Fuente: Universidad Mayor de San Simón/Depto. Geotecnia

Ensayos de estado

- Humedad natural, utilizada para explicar el comportamiento del suelo (cambios de volumen, cohesión, estabilidad mecánica), ver figura No 1.44.
- Peso específico seco o aparente.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Son características del terreno inherentes a su estado natural, por lo que se utilizan muestras inalteradas. Como excepción, en suelos finos pueden utilizarse muestras alteradas producto del ensayo SPT para la obtención de la humedad natural, siempre que se evite la pérdida de humedad en todo momento.

Ensayos de permeabilidad

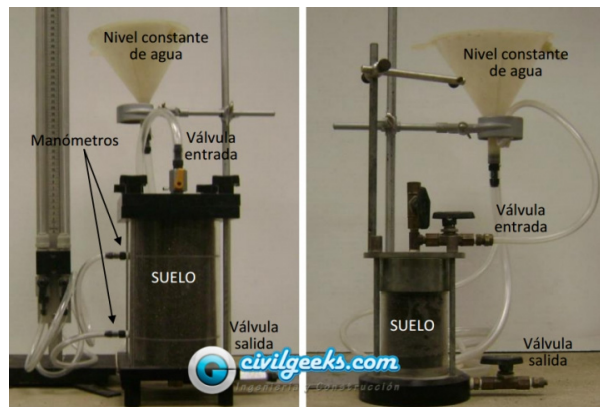
El ensayo determina el coeficiente de permeabilidad (K) de una muestra de suelo granular o cohesiva, entendiendo por permeabilidad a la propiedad de un suelo que permite el paso del agua a través de sus vacíos, bajo la acción de una carga hidrostática. El coeficiente de permeabilidad es una característica del terreno en su estado natural, ver figura No 1.45.
Debe utilizarse muestra inalterada.

Figura No 1.44: Ensayo de Estado (Humedad)



Fuente: <http://ingenieracivil.blogspot.com/2007>

Figura No 1.45: Ensayo de Permeabilidad



Fuente: civilgeeks.com

Ensayos de deformabilidad, consolidación y cambios de volumen

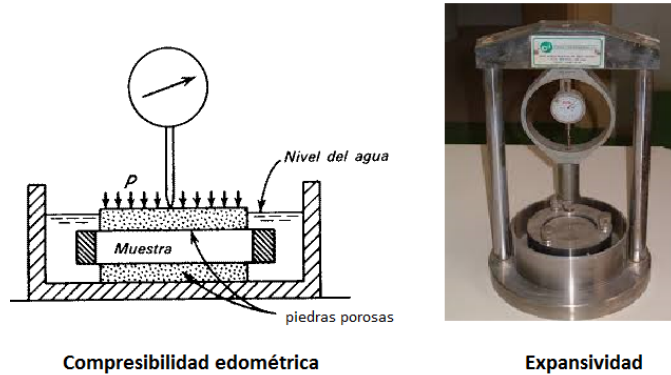
Dentro de los ensayos que se realizan para evaluar cambios volumétricos en la masa de suelo se pueden citar:

- Compresibilidad edométrica (Consolidación).
- Expansividad: presión de hinchamiento, hinchamiento libre e índice de Lambe.
- Colapso

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Salvo en la obtención del índice de Lambe, donde se utiliza probeta remoldeada (alterada), el resto de ensayos requiere muestra inalterada, (ver figura No 1.46)

Figura No 1.46: Ensayo de consolidación y cambios de volumen



Fuente: civilgeeks.com

Ensayos de resistencia

Pruebas cuyo fin es determinar las propiedades mecánicas del suelo, estas pueden ser:

Ensayos sobre suelos: compresión simple, corte directo y compresión triaxial, ver figura No 1.47. Se debe utilizar muestra inalterada.

- Compresión simple: ensayo por el medio del cual se determina la capacidad de resistencia a la compresión de un suelo antes de la falla.
- Corte directo: cuya finalidad es determinar la resistencia de una muestra de suelo, sometida a fatigas o deformaciones que simulen las que existen o existirán producto de la aplicación de una carga, se obtienen los parámetros que satisfacen la ecuación de Coulomb ($\tau = c + \sigma * \tan\phi$).
- Compresión triaxial: es uno de los métodos más confiables para determinar los parámetros de la resistencia al cortante.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Figura No 1.47: Ensayos de Resistencia



Compresión simple



Corte directo



Compresión Triaxial

Fuente: Universidad Mayor de San Simón/Depto. Geotecnia

Ensayos sobre rocas

Algunos ensayos que se pueden realizar en rocas son los siguientes:

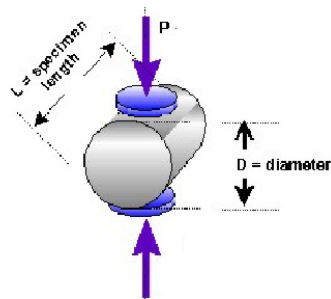
- Compresión simple y triaxial.
- Corte directo de diaclasas.
- Brasileño
- Carga puntual (Point Load).

A continuación se muestra algunos ensayos realizados sobre testigo de roca, ver figura No 1.48.

Figura No 1.48: Ensayos en testigos de rocas



Compresión simple



Ensayo Brasileño



Carga puntual

Fuente: Universidad Politécnica de Valencia/Depto. de Ingeniería del Terreno

Ensayos de compactación Proctor y C.B.R

Compactación Proctor

A través de él es posible determinar la densidad seca máxima de un terreno en relación con su grado de humedad, a una energía de compactación determinada.

Existen dos tipos de ensayo Proctor normalizados; el "Ensayo Proctor Standard" (ASTM D-698), y el "Ensayo Proctor Modificado" (ASTM D-1557). La diferencia entre ambos se encuentra en la energía utilizada, la cual se modifica según el caso variando el número de golpes, el pisón (cambia altura y peso), el molde y el número de capas.

Figura No 1.49: Ensayos de Compactación Proctor y C.B.R.



C.B.R



Proctor

Fuente: civilgeeks.com

C.B.R

El CBR es un ensayo para evaluar la calidad de un material de suelo con base en su resistencia, medida a través de un ensayo de placa a escala. CBR significa en español relación de soporte California, por las siglas en inglés de «California Bearing Ratio», (ASTM D 1883), ver figura No 1.49.

Se realizan sobre muestras alteradas.

Caben excepciones a lo indicado sobre utilización de muestras inalteradas:

Cuando se desee obtener las características geotécnicas de un material que se va a utilizar para relleno. Cuando no sea posible obtener muestra inalterada, como sucede con suelos arenosos, pueden fabricarse las probetas de ensayo, si se dispone de datos en cuanto a la humedad y peso específico naturales del terreno.

UNIDAD 2: ESTADO DE ESFUERZOS EN LA MASA DE SUELOS

2.1 Introducción

En la presente unidad se analiza el estado de esfuerzo generados por la masa de suelo, debido al peso propio de los estratos, llamados Esfuerzos Geoestáticos; desglosando dichos esfuerzos en: esfuerzos totales, esfuerzos debido a la presencia de agua en los poros (esfuerzos neutros) y esfuerzos efectivos, que consiste en la contribución de la parte sólida del suelo (granos). Así mismo, se analizara el efecto que tiene en el suelo la aplicación de cargas, pudiendo evaluar el esfuerzo generado, que se encuentra determinado por factores como: tipo de suelo, tipo de carga (puntual, distribuida), profundidad de análisis, entre otros; el cálculo de los esfuerzos inducidos se realiza mediante el empleo de las teorías de la elasticidad, dadas por diversos autores.

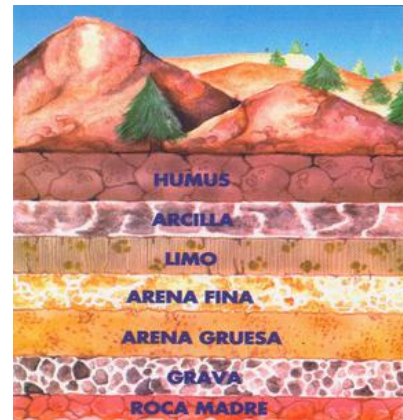
2.2 Generalidades sobre la distribución de esfuerzos en los suelos

El estudio de la distribución de esfuerzos en la masa de suelo, es un tema sumamente complejo en función de las muchas variables involucradas, además se debe tomar en cuenta que:

- a) El suelo no es homogéneo ya que tiene estratificaciones conformadas por distintos tipos de suelos, ver figura No 2.1.
- b) Esto involucra que por las características del mismo, al no ser homogéneo no es isótropo, ya que los parámetros elásticos no son iguales en todas las direcciones en los distintos tipos de suelos y también varían en profundidad.

En un estudio teórico no hay muchas alternativas y el investigador debe resolver el problema idealizando situaciones y simplificando estratigrafías o analizando cada situación mediante experimentación in situ o en laboratorio. Por lo tanto para el análisis de la distribución de esfuerzos en la masa de suelos, tomaremos el camino de la idealización teórica de la conformación del manto y por lo tanto, lo consideraremos Isótropo ($E_v = E_h$) y homogéneo (Teoría de Boussinesq).

Figura No 2.1: Suelo no homogéneo



Fuente:

<http://elsueloretalteco.blogspot.com>

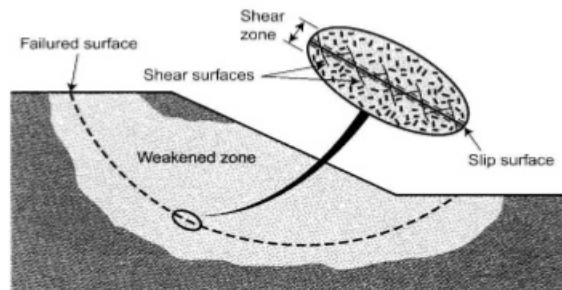
2.2.1 Esfuerzos a los que está sometido la masa de suelo

Dentro del contexto de la búsqueda de los esfuerzos y deformaciones en una masa de suelo, pueden identificarse diferentes categorías de problemas de Ingeniería:

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

- Los de ruptura, que son analizados considerando el equilibrio límite de una masa de suelo, que se encuentra en estado de falla a lo largo de una superficie de deslizamiento potencial (ver figura No 2.2), se supone que el suelo en ésta zona se encuentra en estado de equilibrio plástico.
- Los de distribución de esfuerzos y de deformaciones en un material supuesto elástico, cuando los niveles de sollicitación se restringen a un rango de trabajo muy por debajo del valor de falla (ver figura No 2.3), cuyas deformaciones no dependen del tiempo, llamados también deformaciones elásticas o inmediatos.

Figura No 2.2: Esfuerzos de ruptura en un talud



Fuente: <http://es.slideshare.net/estabilidad-de-taludes>

Figura No 2.3: Distribución idealizada en rango elástico



Fuente: S. Angelone (2007), "Distribución de Presiones"

Dentro de la elasticidad isotrópica, el modelo más desarrollado ha sido lógicamente el más simple, el llamado espacio de Boussinesq. Quien en 1885 desarrolló expresiones matemáticas para obtener el incremento de esfuerzo en una masa semi infinita de suelo debido a la aplicación de una carga puntual en superficie.

Los objetivos fundamentales de la ingeniería geotécnica es el de determinar los esfuerzos y deformaciones que se producen en el suelo. Para evaluar los esfuerzos en un punto del suelo se necesita conocer la localización, la magnitud y la dirección de las fuerzas que los causan.

Los esfuerzos de transmisión que percibe el suelo son causados por dos factores principales:

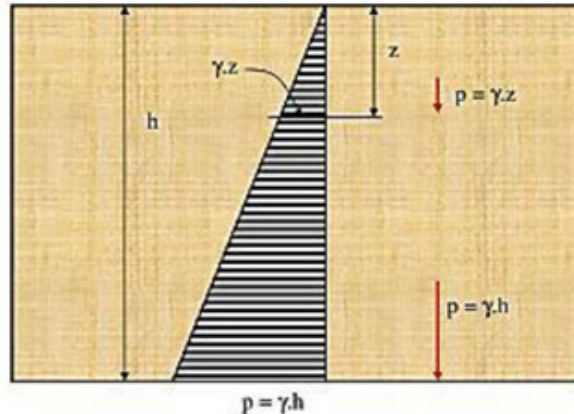
- **Peso propio del suelo, generando esfuerzos llamados Geoestáticos.**
- **La carga de la estructura, generando Esfuerzos Inducidos.**

2.3 Esfuerzos Geoestáticos

Estos son generados por el peso propio de los estratos de suelo. Los esfuerzos geoestáticos se presentan naturalmente en el suelo; sin embargo estos esfuerzos pueden también ser causado debido a actividades humanas, tales como el emplazamiento de terraplenes o la realización de excavaciones.

En la figura No 2.4 se muestra de forma simplificada un estrato de suelo en donde el esfuerzo que se genera, aumenta a medida aumenta la profundidad de análisis.

Figura No 2.4: Distribución de Esfuerzos debido al peso propio de la masa de Suelo



Fuente: L. Cruz "Esfuerzos en una masa de suelo"
Universidad del Cauca

2.3.1 Esfuerzos geoestáticos verticales

En el caso que acabamos de describir, no existen esfuerzos tangenciales sobre planos verticales y horizontales trazados a través del suelo. De aquí que el esfuerzo vertical geoestáticos a cualquier profundidad puede calcularse simplemente considerando el peso de suelo por encima de dicha profundidad.

Así pues, si el peso específico del suelo es constante con la profundidad, se tiene:

$$\sigma_v = \gamma_s h$$

Dónde:

h: profundidad

γ_s : peso específico del suelo.

En este caso, el esfuerzo vertical variará linealmente con la profundidad.

2.3.2 Esfuerzos geoestáticos horizontales

La relación entre los esfuerzos horizontal y vertical se expresa por un coeficiente denominado coeficiente de esfuerzo lateral o de presión lateral y se designa por el símbolo K.

$$K = \frac{\sigma_h}{\sigma_v}$$

Esta definición de K se emplea indiferentemente de que los esfuerzos sean geoestáticos o no. Incluso en el caso de que los esfuerzos sean geoestáticos, el valor de K puede variar entre amplios límites, según que el suelo resulte comprimido o expandido en dirección horizontal, bien por las fuerzas de la naturaleza o de los trabajos del hombre.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Frecuentemente tiene interés la magnitud del esfuerzo geostático horizontal en el caso especial en el que no se haya producido deformación lateral en el terreno. En este caso se habla del coeficiente de presión lateral en reposo y se designa por el símbolo K_0 .

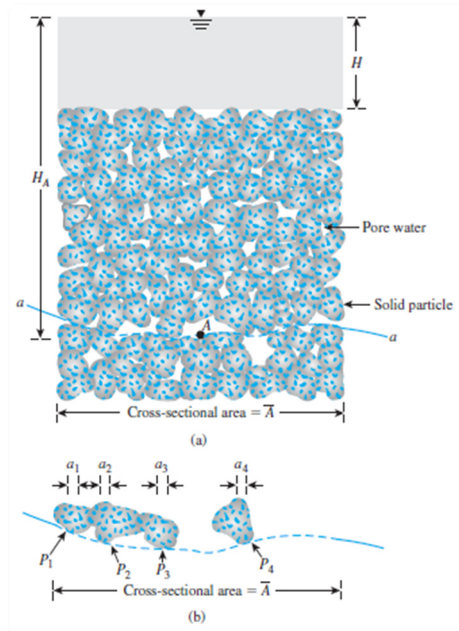
Los esfuerzos geostáticos verticales se desglosan en:

- Esfuerzos totales
- Esfuerzos neutros o presión de poros
- Esfuerzos efectivos (esfuerzos intergranulares)

Dichos esfuerzos se relacionan entre sí, ya que el esfuerzo total puede ser dividido en dos partes:

1. Una parte de dicho esfuerzo corresponde al agua contenida en los espacios vacíos (poros) de la masa de suelo, dichos esfuerzos actúan con igual intensidad en todas direcciones, llamado también **Esfuerzos neutros**.
2. El resto del esfuerzo total, corresponde al generado por el contacto entre las partículas sólidas de suelo. La suma de la componente vertical de las fuerzas desarrolladas en los puntos de contacto entre las partículas sólidas de la masa de suelo es llamado **esfuerzos efectivos**.

Figura No 2.5: Componentes de Suelo



Fuente: Braja M. Das, Principles of Geotechnical Engineering, Séptima edición Cap. 9

La figura No 2.5 muestra una porción de suelo completamente saturado en la que es posible apreciar los componentes del mismo (a) y las fuerzas actuantes en los puntos de contacto de las partículas de suelo generado en el punto A (b).

Cabe aclarar que en la figura No 2.5 se presenta una sección de suelo con un único estrato, pero en la realidad dependiendo la profundidad a la cual se realice el análisis, la estratigrafía puede ser amplia variando sus características.

2.3.3 Cálculo de Esfuerzos

Una vez identificadas las condiciones presentadas de manera natural, se procede al cálculo de los esfuerzos de manera sencilla, dichos esfuerzos se representan gráficamente mediante diagramas llamados **diagramas de presiones**, ver figura No 2.6.

- **Esfuerzos Totales (σ)**

$$\sigma = \gamma_s h$$

Dónde:

σ : Esfuerzo total

γ_s : Peso unitario del o los estratos de suelo

h : Profundidad del estrato en el punto de análisis.

- **Esfuerzos Neutros (μ)**

$$\mu = \gamma_w h_w$$

Dónde:

μ : Esfuerzo neutro.

γ_w : Peso unitario del agua

h_w : Profundidad o altura de la columna de agua

- **Esfuerzos Efectivos (σ')**

La importancia de calcular éste esfuerzo es que se considera a la parte sólida del suelo, como la única con capacidad portante a largo plazo, si bien es cierto a corto plazo, el agua contenida en los poros es capaz de soportar esfuerzos aplicados, pero a medida transcurre el tiempo el agua es drenada a través de los poros, quedando únicamente la contribución de la parte sólida.

Se dice que el esfuerzo efectivo funciona como el esqueleto del suelo y es el responsable de proveer la resistencia a la compresión y al corte del mismo.

$$\sigma' = \gamma' h = (\gamma_s - \gamma_w) h$$

Dónde:

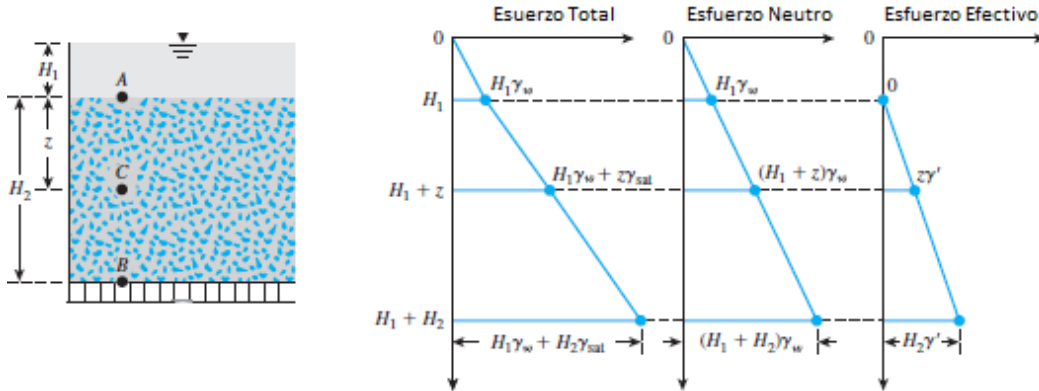
σ' : Esfuerzo efectivo.

γ' : Peso unitario efectivo

h : Profundidad del estrato en el punto de análisis.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Figura No 2.6: Diagramas de Presiones totales, neutras y efectivas



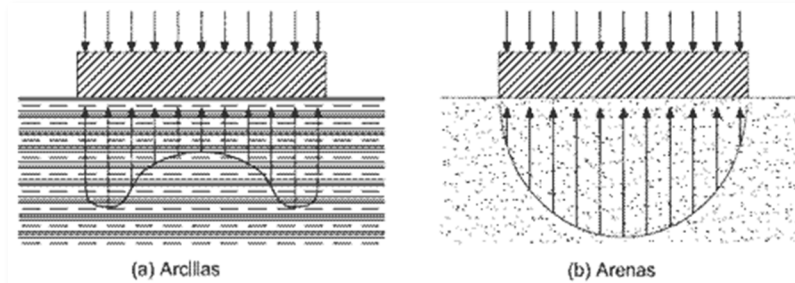
Fuente: Braja M. Das, "Principles of Geotechnical Engineering", Séptima edición, Cap. 9

2.3 Esfuerzos Inducidos

Cuando una estructura es apoyada en el terreno, transmite acciones al suelo donde se funda llamados esfuerzos inducidos. Estos esfuerzos producirán deformaciones, pero primero el suelo, considerado un medio continuo, disipa estos esfuerzos a medida que se profundiza en el o se considera un punto cualquiera dentro de la masa de suelos.

En la figura No 2.7 se muestra la generación de esfuerzos por el emplazamiento de zapatas en diferentes tipos de suelos.

Figura No 2.7: Esfuerzos generados por la aplicación de cargas en el suelo



Fuente: Braja M. Das "Principles of Geotechnical Engineering", Séptima edición, Cap. 9

La distribución de esfuerzos dentro de la masa de suelo depende de:

- Forma, tamaño y distribución del área cargada.
- Magnitud de la carga.
- Profundidad a la cual se evalúa o analiza el incremento de esfuerzo vertical.
- Distancia horizontal del centroide de la carga al punto en consideración (factores geométricos).

CAPITULO III

ANALISIS GEOTECNICO

Existen diferentes tipologías de sobrecargas, dependiendo de la estructura que se desee modelar:

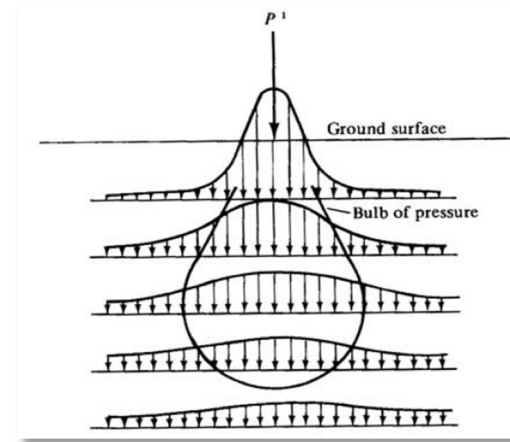
- ❖ Carga Puntual.
- ❖ Carga uniformemente distribuida sobre un área circular (tanques, diques).
- ❖ Carga uniformemente distribuida sobre un área rectangular (zapatas).
- ❖ Carga uniformemente distribuida sobre un área rectangular de longitud infinita (cimentación de muros).
- ❖ Carga distribuida de forma trapezoidal (terraplenes).

Cuando se aplican un sistema de cargas sobre el suelo, se desarrollan en su interior esfuerzos adicionales, en la mayor parte de los casos, las cargas aplicadas son verticales y la superficie del suelo es razonablemente horizontal.

En la Figura No 2.8 se muestra la aplicación de una carga puntual en la superficie de suelo, generando esfuerzos inducidos los cuales se van disipando a medida se avanza en profundidad, así mismo se muestra el bulbo de presiones (ver apartado No 2.4)

Las formas de determinar los valores de esfuerzos inducidos se han desarrollado íntegramente, los cuales se deben adicionar a los esfuerzos ya existentes debidos al peso del propio suelo (geoestáticos); por tanto el cálculo de esfuerzos inducidos se considera como el cálculo del incremento de esfuerzos en la masa de suelo.

Figura No 2.8: Aplicación de carga puntual



Fuente: Merlin G. and Richard L. "Soil Engineering", Cap. 17

El comportamiento esfuerzo-deformación de los materiales reales rara vez es simple y en el caso de los suelos ingenieriles frecuentemente es muy complejo. Para ilustrarlo nos referimos a la Figura No 2.9 y comparamos las relaciones esfuerzo deformación para un número de materiales ideales con la de un suelo real, ver figura No 2.9 e).

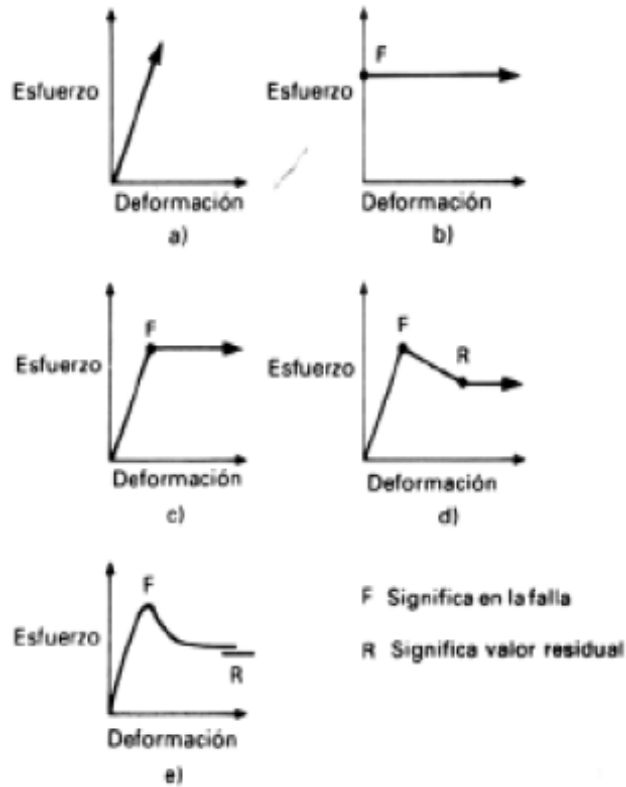
Sin embargo, dentro del contexto de la búsqueda de la resolución de los problemas de distribución de esfuerzos, en los que centraremos el interés en predecir los esfuerzos cuando se presentan niveles de sollicitaciones en un rango de trabajo muy por debajo del valor de falla y dentro de la parte inicial, aproximadamente lineal, de la curva esfuerzo deformación; para éstas condiciones, como se mencionó anteriormente, se supone que el suelo se encuentra en estado de equilibrio elástico, las distribuciones de esfuerzos y las deformaciones se determinan bajo el supuesto de que el suelo se comporta como un material homogéneo, isotrópico y linealmente elástico, cuyas propiedades se definen con el Módulo de Elasticidad E , y con la Relación de Poisson (μ).

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Esta idealización del terreno es sumamente simplificada, pero es la única para la cual se tienen resueltos, de una manera general los problemas de distribución de esfuerzos, de ahí su gran importancia.

La aproximación es razonable en el caso de esfuerzos normales verticales, que suelen ser poco sensibles al comportamiento del suelo. Sin embargo, el cálculo de otros esfuerzos mediante aproximaciones elásticas puede entregar resultados muy irreales, especialmente en el caso de los esfuerzos horizontales.

Figura No 2.9: Relaciones esfuerzo-deformación de materiales ideales a) elástico, b) elástico rígido, c) elastoplástico, d) elastoplástico con ablandamiento e) relación esfuerzo-deformación típica de un material real.



Fuente: Meter Berry –David Reid, “Mecánica de Suelos”

A continuación se muestran las características elásticas de interés para las predicciones de los esfuerzos inducidos:

- Módulo de Elasticidad $\gg E = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon}$

- Relación de Poisson $\gg \mu = \frac{\varepsilon_3}{\varepsilon_1}$
- Módulo de rigidez transversal $\gg G = \frac{E}{2(1-\mu)}$

2.4 Efectos de la transmisión de presiones al suelo por la cimentación a diferentes profundidades

Como se vio en el apartado 2.3 de este capítulo, se hace pertinente analizar la forma en cómo los esfuerzos resultantes del emplazamiento de las estructuras son transmitidos al suelo mediante las cimentaciones y cómo éstos se disipan a través de la profundidad, por lo que se explicara el concepto del **bulbo de presiones**.

Bulbo de presiones

Es la zona del suelo donde se producen incrementos de carga vertical considerables por efecto de una sobrecarga aplicada del tipo que sea. Esta zona forma un bulbo el cual se le llama de presiones y está conformada por isóbaras que son curvas que tienen en común que unen puntos de un mismo valor de presión.

El incremento de presión transmitido al terreno por una cimentación disminuye progresivamente en profundidad con la distancia a ésta. A efectos de cálculo y salvo en el caso de suelos blandos, se podrá suponer que el límite de interés se circunscribe a puntos del terreno en los que el incremento de la presión vertical resulte mayor o igual al 10% de la presión media de contacto bajo la cimentación.

Por lo que el bulbo está limitado en profundidad por la isobara que toma el valor de $\sigma_v = 0.10P$; el establecimiento del bulbo se realiza mediante la Teoría de Boussinesq, ver figura No 2.10.

Generalmente las profundidades a las cuales el valor del esfuerzo es igual al 10% de la carga impuesta viene dado por:

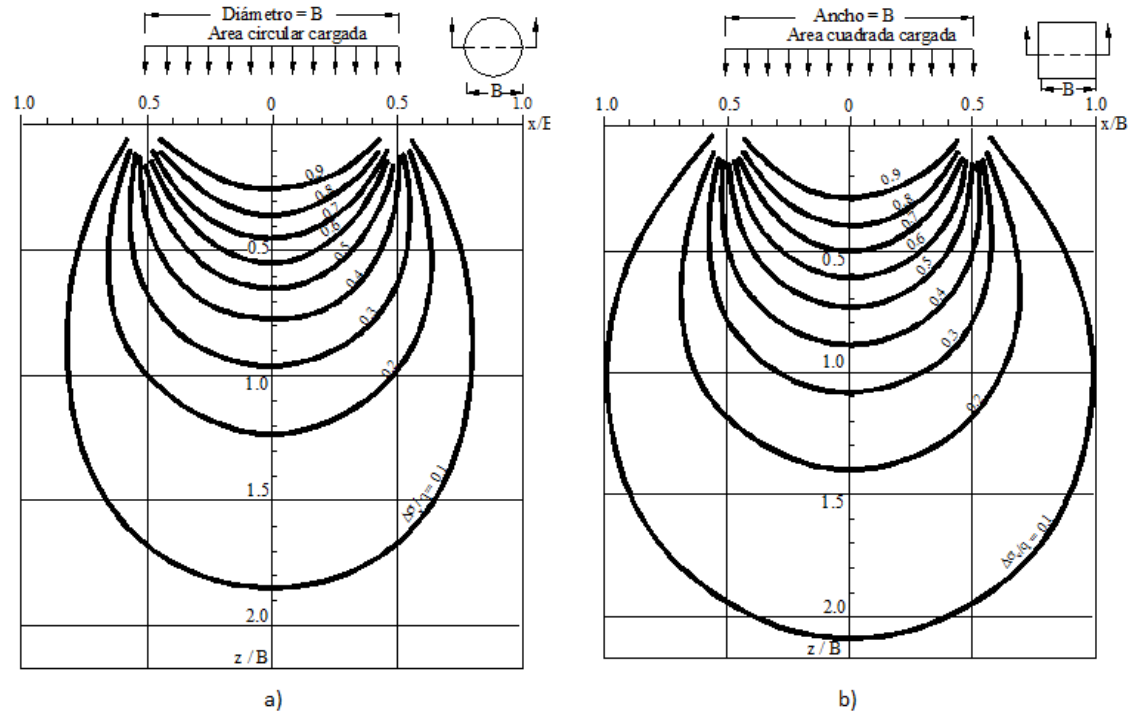
- 1.5B a 2B en el caso de cimientos aislados.
- 4B a 6B en el caso de cimientos corridos.

Dónde:

B: ancho de la cimentación (dimensión menor en planta).

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Figura No 2.10: a) Bulbo de presiones generado por una carga circular, b) Bulbo de presiones generado por una carga rectangular



Fuente: <http://www.cuevadelcivil.com/2011/06/metodo-de-boussinesq.html>

2.4.1 Influencia del tamaño de la cimentación

Las observaciones anteriores indican que, a igualdad del resto de condiciones, la deformación que experimentará una cimentación directa dependerá de las dimensiones del área cargada. Este efecto se muestra de forma cualitativa en la Figura No 2.11, en donde se representan dos zapatas que, recibiendo cargas distintas transmiten presiones medias idénticas al terreno. Habida cuenta que la zapata de mayor tamaño tendrá una profundidad de influencia mayor (mayor bulbo de esfuerzos y mayor volumen de terreno sobre tensionado), su deformación será también mayor.

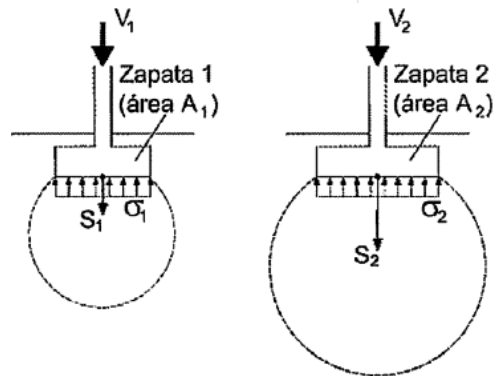
Como efecto adicional con respecto al fenómeno de la interacción, si ambas columnas pertenecen al mismo edificio y se encuentran conectados por la estructura, la tendencia a mayor deformación de la zapata No 2 originará una redistribución de esfuerzos en la estructura, que tenderá a su vez a descargar dicha zapata y transmitir parte de su carga a las zapatas adyacentes.

Se debe por tanto prestar especial atención al diseño de las cimentaciones de estructuras con gran heterogeneidad de cargas ya que, incluso en la hipótesis de homogeneidad del terreno, el dimensionado realizado exclusivamente en función de una determinada presión admisible podría dar lugar a deformaciones diferenciales inadmisibles. Asimismo, será de gran interés

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

disponer de suficiente información geotécnica referente al posible crecimiento del módulo de deformación del terreno con la profundidad, factor éste que puede contribuir a atenuar las deformaciones diferenciales asociados a la variación de las dimensiones de las zapatas.

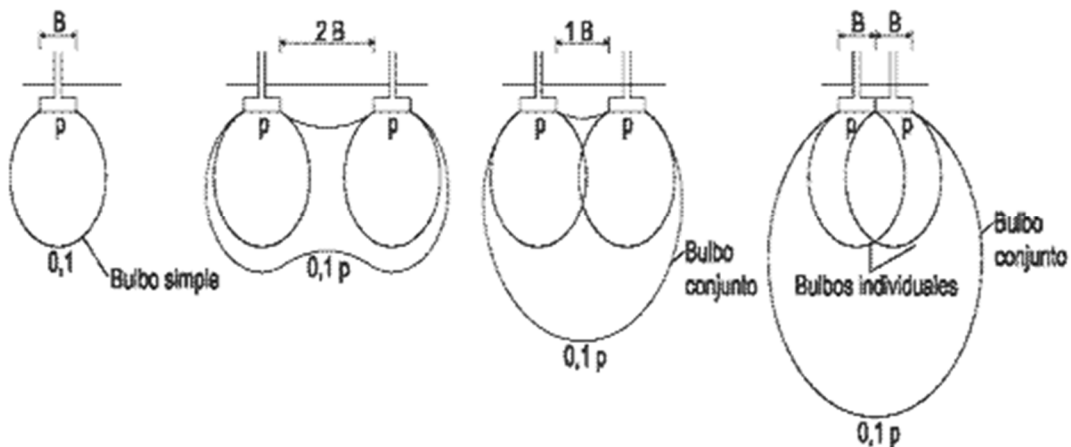
Figura No 2.11: Influencia de las dimensiones del cimiento



Fuente: www.arquys.com

El diseño de las cimentaciones da lugar a zapatas relativamente próximas, como se muestra en la figura No 2.12, los bulbos de esfuerzos de las zapatas individuales se transmitirán en profundidad, por lo que, a efectos de deformación, habrá que comprobar la cimentación como si tuviera el ancho total del conjunto de las zapatas.

Figura No 2.12: Bulbos de presiones por proximidad entre zapatas



Fuente: www.arquys.com

2.5 Teorías Elásticas de los suelos

A continuación se presentan las teorías elásticas dadas por diversos autores, cabe aclarar que dichos esfuerzos representan únicamente incrementos de esfuerzo vertical debido a cargas inducidas, es decir, no se incluye el esfuerzo generado por el peso propio de la masa de suelo.

2.5.1 Teorías de Boussinesq

Dentro de la elasticidad isotrópica, el modelo más desarrollado ha sido lógicamente el más simple, el llamado *espacio de Boussinesq*. Quien en 1885 desarrolló expresiones matemáticas para obtener el incremento de esfuerzo en una masa semi infinita de suelo debido a la aplicación de una carga puntual en superficie.

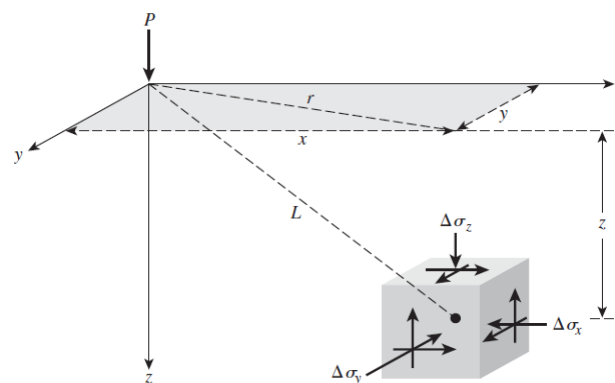
Las soluciones de Boussinesq se han integrado para obtener expresiones para áreas cargadas y se han modificado para tomar en cuenta estratos de suelo de espesor finito, sistemas de varios estratos, y aplicación de carga por debajo de la superficie de la masa de suelo.

Debe recordarse, que las soluciones aportan los cambios en los esfuerzos que resultan de la aplicación de cargas y no toman en cuenta los esfuerzos que existen en la masa de suelo debido a su propio peso.

Esfuerzo vertical causado por una carga puntual

En la figura No 2.13 se muestra la solución desarrollada por Boussinesq para el cálculo de los esfuerzos resultantes por la aplicación de una carga puntual. Boussinesq además de establecer el incremento de esfuerzo vertical ($\Delta\sigma_z$), también planteó las ecuaciones para los esfuerzos en direcciones x e y, las ecuaciones sirven para determinar el incremento de esfuerzos normales horizontales (esfuerzos laterales) que dependen del coeficiente de Poisson del medio.

Figura No 2.13: Esfuerzos debido a una carga puntual



Fuente: Braja M. Das, "Principles of Geotechnical Engineering", Séptima edición
Capítulo 10.

Las ecuaciones resultantes están dadas por:

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

$$\Delta\sigma_x = \frac{P}{2\pi} \left\{ \frac{3x^2z}{L^5} - (1 - 2\nu) \left[\frac{x^2 - y^2}{Lr^2(L+z)} + \frac{y^2z}{L^3r^2} \right] \right\}$$

$$\Delta\sigma_y = \frac{P}{2\pi} \left\{ \frac{2y^2z}{L^5} - (1 - 2\nu) \left[\frac{y^2 - x^2}{Lr^2(L+z)} + \frac{x^2z}{L^3r^2} \right] \right\}$$

$$\Delta\sigma_z = \frac{3PZ^3}{2\pi L^5} = \frac{3PZ^3}{2\pi(r^2 + Z^2)^{5/2}}$$

Dónde:

$$r = \sqrt{x^2 + y^2}$$

$$L = \sqrt{x^2 + y^2 + z^2} = \sqrt{r^2 + z^2}$$

La ecuación para el cálculo del incremento de esfuerzo $\Delta\sigma_z$ puede reescribirse de la siguiente forma:

$$\Delta\sigma_z = \Delta\sigma_v = \frac{P}{z^2} \left\{ \frac{3}{2\pi} \frac{1}{[(r/z)^2 + 1]^{5/2}} \right\} = \frac{P}{z^2} I_1$$

Donde:

$$I_1 = \frac{3}{2\pi} \frac{1}{[(r/z)^2 + 1]^{5/2}}$$

La variación de I_1 para varios valores de r/z está dada en la Tabla No 2.1.

Tabla No 2.1: Variación de I_1 para varios valores de r/z

r/z	I_1	r/z	I_1	r/z	I_1
0	0.4775	0.36	0.3521	1.80	0.0129
0.02	0.4770	0.38	0.3408	2.00	0.0085
0.04	0.4765	0.40	0.3294	2.20	0.0058
0.06	0.4723	0.45	0.3011	2.40	0.0040
0.08	0.4699	0.50	0.2733	2.60	0.0029
0.10	0.4657	0.55	0.2466	2.80	0.0021
0.12	0.4607	0.60	0.2214	3.00	0.0015
0.14	0.4548	0.65	0.1978	3.20	0.0011
0.16	0.4482	0.70	0.1762	3.40	0.00085
0.18	0.4409	0.75	0.1565	3.60	0.00066
0.20	0.4329	0.80	0.1386	3.80	0.00051
0.22	0.4242	0.85	0.1226	4.00	0.00040
0.24	0.4151	0.90	0.1083	4.20	0.00032
0.26	0.4050	0.95	0.0956	4.40	0.00026
0.28	0.3954	1.00	0.0844	4.60	0.00021
0.30	0.3849	1.20	0.0513	4.80	0.00017
0.32	0.3742	1.40	0.0317	5.00	0.00014
0.34	0.3632	1.60	0.0200		

Fuente: Braja M. Das, "Principles of Geotechnical Engineering", Cap. 10, Séptima edición

Esfuerzo vertical causado por una carga lineal

Si se tiene en superficie una carga lineal de longitud infinita con una intensidad “q” por unidad de longitud (Figura No 2.14), los esfuerzos inducidos en la masa de suelo semi-infinita son determinadas mediante las siguientes ecuaciones:

$$\Delta\sigma_z = \frac{2qZ^3}{\pi(x^2 + z^2)^2}$$

La ecuación anterior puede ser reescrita como:

$$\Delta\sigma_z = \frac{2q}{\pi z[(x/z)^2 + 1]^2}$$

Pero también:

$$\frac{\Delta\sigma_z}{(q/z)} = \frac{2}{\pi[(x/z)^2 + 1]^2} \text{ (Ecuación adimensional)}$$

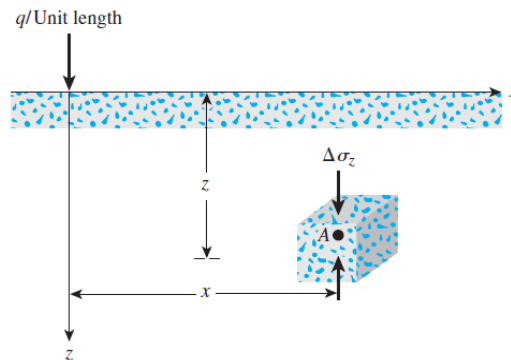
La variación de $\Delta\sigma_z/(q/z)$ con x/z se presentan en la Tabla No 2.2.

Tabla No 2.2: variación de $\Delta\sigma_z/(q/z)$ con x/z

x/z	$\Delta\sigma_z/(q/z)$	x/z	$\Delta\sigma_z/(q/z)$
0	0.637	1.3	0.088
0.1	0.624	1.4	0.073
0.2	0.589	1.5	0.060
0.3	0.536	1.6	0.050
0.4	0.473	1.7	0.042
0.5	0.407	1.8	0.035
0.6	0.344	1.9	0.030
0.7	0.287	2.0	0.025
0.8	0.237	2.2	0.019
0.9	0.194	2.4	0.014
1.0	0.159	2.6	0.011
1.1	0.130	2.8	0.008
1.2	0.107	3.0	0.006

Fuente: Braja M. Das, “Principles of Geotechnical Engineering”, Cap. 10,
Séptima edición

Figura No 2.14: Carga lineal en masa de suelo semi-infinita



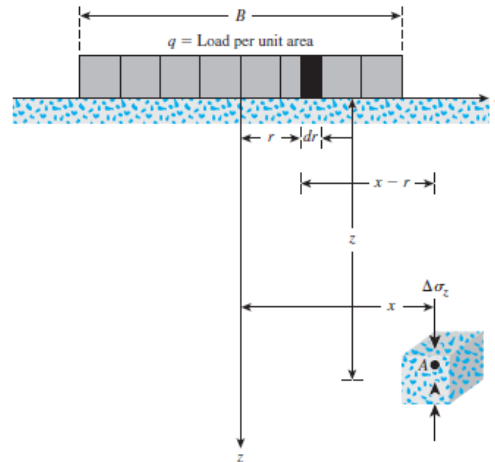
Fuente: Braja M. Das, “Principles of Geotechnical Engineering”,
Cap. 10.

Esfuerzo vertical debido a una carga continua (ancho finito y longitud infinita)

Una carga continua es la carga transmitida por una estructura de ancho finito y largo infinito a la superficie del suelo. El criterio para considerar a una carga continua varía según los autores, por ejemplo Mc Carron (1991) dice que una carga es continua cuando la relación $L/B \geq 5$; mientras que Holtz (1991) afirma que esta relación debe ser mayor a 10 ($L/B > 10$).

Si se considera una franja elemental de ancho dr , siendo la carga por longitud unitaria de esta franja igual a qdr . Esta franja elemental es tratada como una carga lineal (ver figura No 2.15).

Figura No 2.15: Incremento de esfuerzos debido a una carga continua



Fuente: Braja M. Das, "Principles of Geotechnical Engineering", Cap. 10.

La ecuación $d\sigma_v$ siguiente, representa el incremento de esfuerzo vertical $d\sigma_v$ causado por la franja elemental en el punto A. Para calcular este incremento se debe sustituir en la ecuación:

$$\Delta\sigma_z = \Delta\sigma_v = \frac{2q}{\pi} \frac{z^3}{(x^2+z^2)^2} \quad qdr \text{ por } q \text{ y } (x-r) \text{ por } x.$$

Luego:

$$d\sigma_v = \frac{2(qdr)z^3}{\pi((x-r)^2 + z^2)^2}$$

El incremento total en el esfuerzo vertical, $\Delta\sigma_v$ causado por la carga continua completa de ancho B que se produce en el punto A, se obtiene integrando la ecuación $d\sigma_v = \frac{2(qdr)z^3}{\pi((x-r)^2 + z^2)^2}$ con límites de r de $-B/2$ a $+B/2$, entonces se tiene:

$$\Delta\sigma_v = \int d\sigma = \int_{-B/2}^{+B/2} \left(\frac{2q}{\pi} \right) \left\{ \frac{z^3}{[(x-r)^2 + z^2]^2} \right\} dr$$

$$\Delta\sigma_v = \frac{q}{\pi} \left\{ \tan^{-1} \left[\frac{z}{x-(B/2)} \right] - \tan^{-1} \left[\frac{z}{x+(B/2)} \right] - \frac{Bz \left[x^2 - z^2 - (B^2/4) \right]}{\left[x^2 + z^2 - (B^2/4) \right]^2 + B^2 z^2} \right\}$$

Simplificando esta ecuación tenemos:

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

$$\Delta\sigma_z = \Delta\sigma_v = \frac{q}{\pi} [\alpha + \sin \alpha \cos(\alpha + 2\beta)]$$

Para la resolución de la ecuación, el valor de α y π debe ser introducido en radianes, los ángulos medidos en sentido contrario a las manecillas del reloj, se consideran positivos.

En la Tabla No 2.3 se muestra la variación de $\Delta\sigma_v/q$ para distintos valores de $2z/B$ y $2x/B$ que se puede utilizar para calcular el esfuerzo vertical en un punto debido a la aplicación de una carga continua flexible.

Tabla No 2.3: variación de $\Delta\sigma_v/q$ para distintos valores de $2z/B$ y $2x/B$

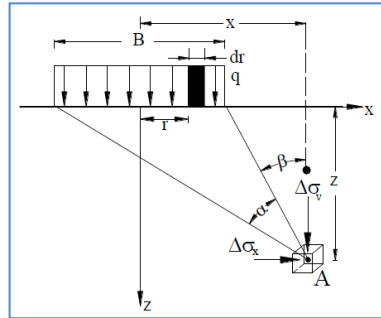
$2z/B$	$2x/B$											
	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	
0.00	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	0.000
0.10	1.000	1.000	0.999	0.999	0.999	0.998	0.997	0.993	0.980	0.909	0.500	
0.20	0.997	0.997	0.996	0.995	0.992	0.988	0.979	0.959	0.909	0.775	0.500	
0.30	0.990	0.989	0.987	0.984	0.978	0.967	0.947	0.908	0.833	0.697	0.499	
0.40	0.977	0.976	0.973	0.966	0.955	0.937	0.906	0.855	0.773	0.651	0.498	
0.50	0.959	0.958	0.953	0.943	0.927	0.902	0.864	0.808	0.727	0.620	0.497	
0.60	0.937	0.935	0.928	0.915	0.896	0.866	0.825	0.767	0.691	0.598	0.495	
0.70	0.910	0.908	0.899	0.885	0.863	0.831	0.788	0.732	0.662	0.581	0.492	
0.80	0.881	0.878	0.869	0.853	0.829	0.797	0.755	0.701	0.638	0.566	0.489	
0.90	0.850	0.847	0.837	0.821	0.797	0.765	0.724	0.675	0.617	0.552	0.485	
1.00	0.818	0.815	0.805	0.789	0.766	0.735	0.696	0.650	0.598	0.540	0.480	
1.10	0.787	0.783	0.774	0.758	0.735	0.706	0.670	0.628	0.580	0.529	0.474	
1.20	0.755	0.752	0.743	0.728	0.707	0.679	0.646	0.607	0.564	0.517	0.468	
1.30	0.725	0.722	0.714	0.699	0.679	0.654	0.623	0.588	0.548	0.506	0.462	
1.40	0.696	0.693	0.685	0.672	0.653	0.630	0.602	0.569	0.534	0.495	0.455	
1.50	0.668	0.666	0.658	0.646	0.629	0.607	0.581	0.552	0.519	0.484	0.448	
1.60	0.642	0.639	0.633	0.621	0.605	0.586	0.562	0.535	0.506	0.474	0.440	
1.70	0.617	0.615	0.608	0.598	0.583	0.565	0.544	0.519	0.492	0.463	0.433	
1.80	0.593	0.591	0.585	0.576	0.563	0.546	0.526	0.504	0.479	0.453	0.425	
1.90	0.571	0.569	0.564	0.555	0.543	0.528	0.510	0.489	0.467	0.443	0.417	
2.00	0.550	0.548	0.543	0.535	0.524	0.510	0.494	0.475	0.455	0.433	0.409	
2.10	0.530	0.529	0.524	0.517	0.507	0.494	0.479	0.462	0.443	0.423	0.401	
2.20	0.511	0.510	0.506	0.499	0.490	0.479	0.465	0.449	0.432	0.413	0.393	
2.30	0.494	0.493	0.489	0.483	0.474	0.464	0.451	0.437	0.421	0.404	0.385	
2.40	0.477	0.476	0.473	0.467	0.460	0.450	0.438	0.425	0.410	0.395	0.378	
2.50	0.462	0.461	0.458	0.452	0.445	0.436	0.426	0.414	0.400	0.386	0.370	

Fuente: Braja M. Das, "Principles of Geotechnical Engineering", Capítulo 10.

Nota: Se muestra sólo una porción de la tabla, la tabla completa puede ser encontrada en el libro de texto citado.

Los ángulos α y β están definidos en la Figura No 2.16 de "Incremento de esfuerzos debido una carga continua". En las ecuaciones " $\Delta\sigma_z = \Delta\sigma_v = \frac{q}{\pi} [\alpha + \sin \alpha \cos(\alpha + 2\beta)]$ " y " $\Delta\sigma_x = \frac{q}{\pi} [\alpha - \sin \alpha \cos(\alpha + 2\beta)]$ " el valor de α y π debe ser introducido en radianes.

Figura No 2.16 “Incremento de esfuerzos debido una carga continua”. Definición de los ángulos α y β



Fuente: Peter L Berry-David Reid, “Mecánica de Suelos”

Esfuerzo vertical causado por una franja infinita triangular

Cuando se pretende calcular los esfuerzos causados por la aplicación de una carga continua inducida por una distribución de esfuerzos triangulares (carga que varía linealmente), es decir cuando la presión de contacto varía linealmente a través del ancho B , de 0 hasta alcanzar su valor máximo; se tienen las siguientes ecuaciones que son deducidas de la misma manera que las ecuaciones:

$$\Delta\sigma_z = \Delta\sigma_v = \frac{q}{\pi} [\alpha + \sin \alpha \cos(\alpha + 2\beta)] \text{ y } \Delta\sigma_x = \frac{q}{\pi} [\alpha - \sin \alpha \cos(\alpha + 2\beta)]$$

Luego, el incremento en el esfuerzo vertical, $\Delta\sigma_v$ que se produce en el punto A de Figura No 2.17, se obtiene de la siguiente ecuación:

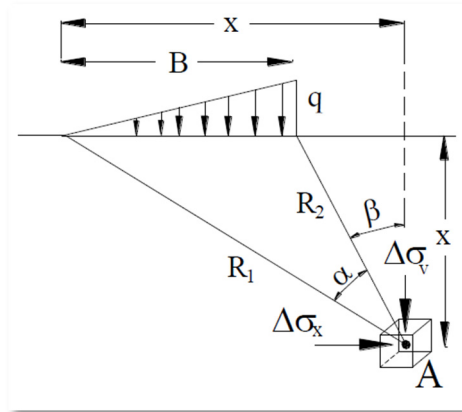
$$\Delta\sigma_z = \Delta\sigma_v = \frac{q}{\pi} \left(\frac{x}{B} \alpha - \frac{1}{2} \sin 2\beta \right)$$

También es posible el cálculo del incremento de esfuerzo vertical debido a la influencia de una carga triangular por unidad de superficie. esto se logra haciendo uso del ábaco de Fadum, con el que es necesario contar con el coeficiente de influencia “I” para determinar el incremento de esfuerzos a una profundidad “z” debajo de la esquina de una superficie de ancho “B” y largo “L” con carga “q”. Por lo tanto el incremento de esfuerzo está dado por:

$$\Delta\sigma_z = I_2 * q$$

Parámetros necesarios para el uso del ábaco: $m = b_1/z$ y $n = a_1/z$
El ábaco de Fadum se muestra en la Figura No 2.18.

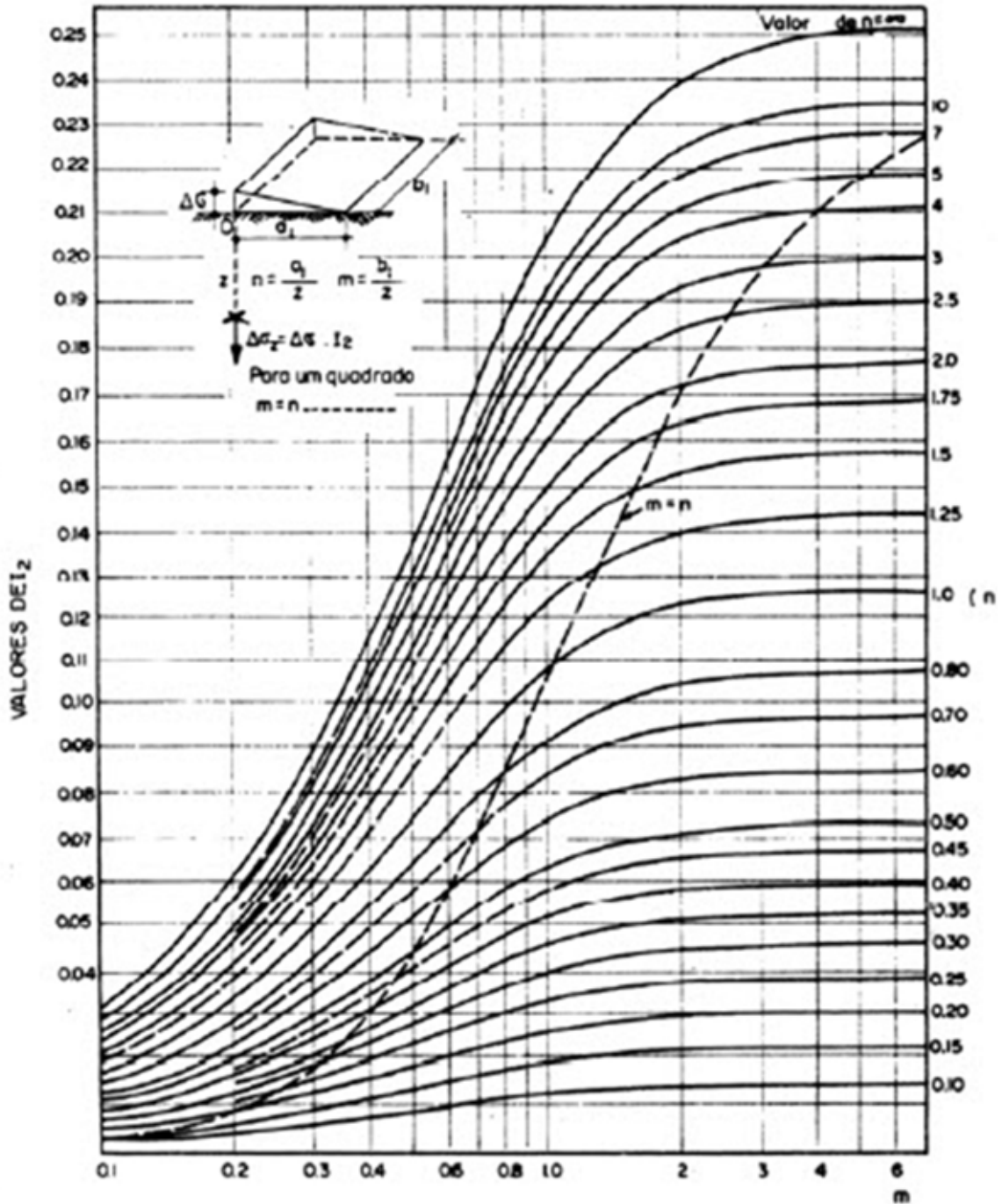
Figura No 2.17: Incremento de esfuerzos debido a una carga que varía linealmente



Fuente: Budhu (2000)

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Figura No 2.18: Ábaco de Fadum para el cálculo del esfuerzo vertical de una carga triangular



Fuente: <http://fisica.laguia2000.com>

Esfuerzo vertical causado por una carga circular uniformemente distribuida

Esfuerzo bajo el centro del área cargada

Usando la solución de Boussinesq para el esfuerzo vertical ($\Delta\sigma$) causado por una carga puntual, también se desarrolla una expresión para el esfuerzo vertical debajo del centro de un área flexible circular uniformemente cargada.

De la figura No 2.19, sea “q” la intensidad de la carga sobre el área circular de radio R. El esfuerzo vertical ($\Delta\sigma_z$) en el punto A, causado por la carga sobre el área elemental (que se supone es una carga concentrada) se obtiene la siguiente ecuación:

$$\Delta\sigma_z = \frac{3qz^3}{2\pi R^5}$$

La Ecuación para el cálculo del incremento del esfuerzo vertical parte de la ecuación para una carga puntual (Boussinesq), cambiando la carga elemental por $P = (qr \, dr \, d\alpha)$, por tratarse de un círculo:

$$d\sigma_z = \frac{3(qr \, dr \, d\alpha)z^3}{2\pi(r^2 + z^2)^{5/2}}$$

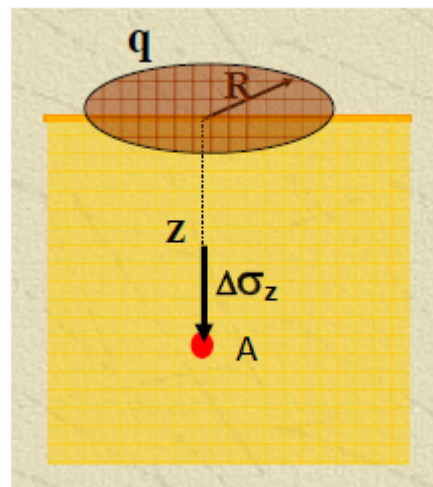
Integrando la ecuación anterior:

$$\Delta\sigma_z = \int_0^{2\pi} \int_0^R \frac{qr \, d\theta \, dr}{z^2} \frac{3}{2\pi} \left(\frac{1}{1 + (r/z)^2} \right)^{5/2}$$

$$\Delta\sigma_z = q \left\{ 1 - \frac{1}{\left[\left(\frac{R}{z} \right)^2 + 1 \right]^{3/2}} \right\}$$

La variación de $\Delta\sigma/q$ con z/R de la ecuación anterior, se muestra en la tabla No 2.4. El valor de $\Delta\sigma$ decrece rápidamente con la profundidad y en $z = 5R$ es aproximadamente 6% de “q”, que es la intensidad de la presión en la superficie del terreno.

Figura No 2.19: Carga distribuida de forma circular



Fuente: S. Angelone (2007), “Distribución de Presiones”

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Tabla No 2.4: variación de $\Delta\sigma/q$ con z/R

z/R	$\Delta\sigma_z/q$	z/R	$\Delta\sigma_z/q$
0	1	1.0	0.6465
0.02	0.9999	1.5	0.4240
0.05	0.9998	2.0	0.2845
0.10	0.9990	2.5	0.1996
0.2	0.9925	3.0	0.1436
0.4	0.9488	4.0	0.0869
0.5	0.9106	5.0	0.0571
0.8	0.7562		

Fuente: Braja M. Das, "Principles of Geotechnical Engineering", Capítulo 10

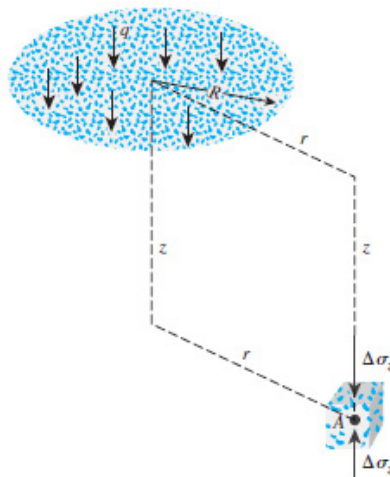
Esfuerzo vertical en cualquier punto debajo del área cargada

Una tabulación detallada para el cálculo del esfuerzo por debajo de un área flexible cargada circularmente fue dada por Ahlvin y Ulery (1962). En la figura No 2.20, encontramos que en cualquier punto A situado a una profundidad z a cualquier distancia r desde el centro del área cargada, el esfuerzo puede calcularse con la siguiente ecuación:

$$\Delta\sigma_z = q(A' + B')$$

Donde A' y B' están en función de los valores de z/R y r/R , tal como se muestra en la tabla No 2.5 y 2.6.

Figura No 2.20: Esfuerzo vertical en cualquier punto debajo de un área circular cargada



Fuente: Braja M. Das, "Principles of Geotechnical Engineering", Capítulo 10

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Tabla No 2.5: Variación de A' con z/R y r/R

z/R	r/R								
	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.2	1.5	2
0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.5	0	0	0
0.1	0.90050	0.89748	0.88679	0.86126	0.78797	0.43015	0.09645	0.02787	0.00856
0.2	0.80388	0.79824	0.77884	0.73483	0.63014	0.38269	0.15433	0.05251	0.01680
0.3	0.71265	0.70518	0.68316	0.62690	0.52081	0.34375	0.17964	0.07199	0.02440
0.4	0.62861	0.62015	0.59241	0.53767	0.44329	0.31048	0.18709	0.08593	0.03118
0.5	0.55279	0.54403	0.51622	0.46448	0.38390	0.28156	0.18556	0.09499	0.03701
0.6	0.48550	0.47691	0.45078	0.40427	0.33676	0.25588	0.17952	0.10010	
0.7	0.42654	0.41874	0.39491	0.35428	0.29833	0.21727	0.17124	0.10228	0.04558
0.8	0.37531	0.36832	0.34729	0.31243	0.26581	0.21297	0.16206	0.10236	
0.9	0.33104	0.32492	0.30669	0.27707	0.23832	0.19488	0.15253	0.10094	
1	0.29289	0.28763	0.27005	0.24697	0.21468	0.17868	0.14329	0.09849	0.05185
1.2	0.23178	0.22795	0.21662	0.19890	0.17626	0.15101	0.12570	0.09192	0.05260
1.5	0.16795	0.16552	0.15877	0.14804	0.13436	0.11892	0.10296	0.08048	0.05116
2	0.10557	0.10453	0.10140	0.09647	0.09011	0.08269	0.07471	0.06275	0.04496
2.5	0.07152	0.07098	0.06947	0.06698	0.06373	0.05974	0.05555	0.04880	0.03787
3	0.05132	0.05101	0.05022	0.04886	0.04707	0.04487	0.04241	0.03839	0.03150
4	0.02986	0.02976	0.02907	0.02802	0.02832	0.02749	0.02651	0.02490	0.02193
5	0.01942	0.01938				0.01835			0.01573
6	0.01361					0.01307			0.01168
7	0.01005					0.00976			0.00894
8	0.00772					0.00755			0.00703
9	0.00612					0.00600			0.00566
10								0.00477	0.00465

*Source: From Ahlvin, R. G., and H. H. Ulery. Tabulated Values for Determining the Complete Pattern of Stresses, Strains, and Deflections Beneath a Uniform Circular Load on a Homogeneous Half Space. In Highway Research Bulletin 342, Highway Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 1962, Tables 1 and 2, p. 3. Reproduced with permission of the Transportation Research Board.

Tabla No 2.6: Variación de B' con z/R y r/R

z/R	r/R								
	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.2	1.5	2
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.1	0.09852	0.10140	0.11138	0.13424	0.18796	0.05388	-0.07899	-0.02672	-0.00845
0.2	0.18857	0.19306	0.20772	0.23524	0.25983	0.08513	-0.07759	-0.04448	-0.01593
0.3	0.26362	0.26787	0.28018	0.29483	0.27257	0.10757	-0.04316	-0.04999	-0.02166
0.4	0.32016	0.32259	0.32748	0.32273	0.26925	0.12404	-0.00766	-0.04535	-0.02522
0.5	0.35777	0.35752	0.35323	0.33106	0.26236	0.13591	0.02165	-0.03455	-0.02651
0.6	0.37831	0.37531	0.36308	0.32822	0.25411	0.14440	0.04457	-0.02101	
0.7	0.38487	0.37962	0.36072	0.31929	0.24638	0.14986	0.06209	-0.00702	-0.02329
0.8	0.38091	0.37408	0.35133	0.30699	0.23779	0.15292	0.07530	0.00614	
0.9	0.36962	0.36275	0.33734	0.29299	0.22891	0.15404	0.08507	0.01795	
1	0.35355	0.34553	0.32075	0.27819	0.21978	0.15355	0.09210	0.02814	-0.01005
1.2	0.31485	0.30730	0.28481	0.24836	0.20113	0.14915	0.10002	0.04378	0.00023
1.5	0.25602	0.25025	0.23338	0.20694	0.17368	0.13732	0.10193	0.05745	0.01385
2	0.17889	0.18144	0.16644	0.15198	0.13375	0.11331	0.09254	0.06371	0.02836
2.5	0.12807	0.12633	0.12126	0.11327	0.10298	0.09130	0.07869	0.06022	0.03429
3	0.09487	0.09394	0.09099	0.08635	0.08033	0.07325	0.06551	0.05354	0.03511
4	0.05707	0.05666	0.05562	0.05383	0.05145	0.04773	0.04532	0.03995	0.03066
5	0.03772	0.03760				0.03384			0.02474
6	0.02666					0.02468			0.01968
7	0.01980					0.01868			0.01577
8	0.01526					0.01459			0.01279
9	0.01212					0.01170			0.01054
10								0.00924	0.00879

*Source: From Ahlvin, R. G., and H. H. Ulery. Tabulated Values for Determining the Complete Pattern of Stresses, Strains, and Deflections Beneath a Uniform Circular Load on a Homogeneous Half Space. In Highway Research Bulletin 342, Highway Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 1962, Tables 1 and 2, p. 3. Reproduced with permission of the Transportation Research Board.

Fuente: Braja M. Das, "Principles of Geotechnical Engineering", Capítulo 10.

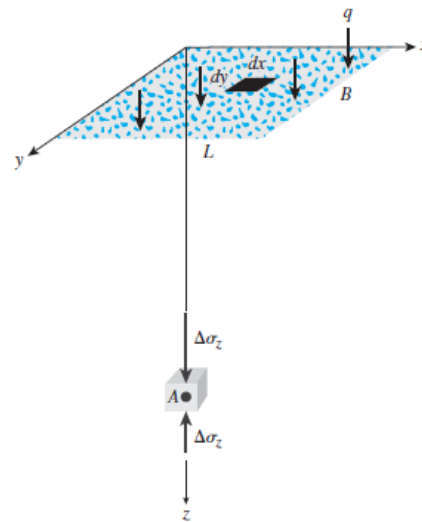
Esfuerzo Vertical causado por un área rectangular uniformemente cargada

Este es el caso que se presenta más a menudo cuando se calcula incremento de esfuerzos, debido a que la mayoría de las fundaciones tienen forma rectangular o una forma muy parecida a ésta.

La solución de Boussinesq es también utilizada para este caso, en el que se considera un área flexible rectangular de ancho "B" y de largo "L" en la que la carga q es uniformemente distribuida por área unitaria.

Para determinar el incremento de esfuerzos $\Delta\sigma_z$ en el punto "A" situado a una profundidad "z" debajo de la esquina del área rectangular; se considera una pequeña área elemental del rectángulo $dx dy$, (Figura No 2.21). La carga sobre esta área diferencial es: $dq=q dx dy$.

Figura No 2.21: Esfuerzo vertical debido a un área rectangular uniformemente cargada



Fuente: Braja M. Das, "Principles of Geotechnical Engineering", Capítulo 10.

El incremento de esfuerzos en el punto A causado por dq se determina mediante el uso de la ecuación:

$$\Delta\sigma_z = \Delta\sigma_v = \frac{3qz^3}{2\pi R^5}$$

Entonces se tiene:

$$d\sigma_v = \frac{3q dx dy z^3}{2\pi(x^2 + y^2 + z^2)^{5/2}}$$

El incremento total de esfuerzo vertical se obtiene integrando la ecuación

$$d\sigma_v = \frac{3q dx dy z^3}{2\pi(x^2 + y^2 + z^2)^{5/2}} \text{ sobre el área rectangular uniformemente cargada:}$$

$$\Delta\sigma_z = \Delta\sigma_v = \int d\sigma = \int_{y=0}^B \int_{x=0}^L \frac{3qz^3(dx dy)}{2\pi(x^2 + y^2 + z^2)^{5/2}}$$

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

$$\Delta\sigma_z = \Delta\sigma_v = qI_2$$

Donde, el factor de influencia, I_2 , según Newmark (1935), es:

$$I_2 = \frac{1}{4\pi} \left[\frac{2mn\sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{m^2 + n^2 + m^2n^2 + 1} \left(\frac{m^2 + n^2 + 2}{m^2 + n^2 + 1} \right) + \tan^{-1} \left(\frac{2mn\sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{m^2 + n^2 - m^2n^2 + 1} \right) \right]$$

Para:

$$m = \frac{B}{z}$$
$$n = \frac{L}{z}$$

NOTA:

Se debe tener mucho cuidado cuando se calcula el valor del último término $\tan^{-1}()$. Primero se debe verificar que $m^2+n^2+1 > m^2n^2$, en caso de que la condición anterior no se cumpla, es decir cuando el valor del denominador sea negativo; se debe sumar una cantidad igual a π a todo el término que se encuentra entre paréntesis. Se debe aclarar que las unidades del término entre paréntesis son radianes, por tanto, una vez que se ha realizado la verificación y la respectiva suma en caso de ser necesario, se debe transformar el valor obtenido del paréntesis a grados sexagesimales ($^\circ$) y luego proceder a calcular \tan^{-1} .

El valor del factor influencia I_2 se halla tabulado en función de los valores de m y n . La tabla No 2.7 presenta la variación de I_2 con m y n .

Por otro lado, el valor de I_2 puede también ser obtenido a través de la gráfica realizada por Fadum (figura No 2.22), quien graficó un conjunto de curvas que muestran la variación de I_2 con m y n .

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Tabla No 2.7: variación de I_2 con m y n

<i>n</i>	<i>m</i>									
	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
0.1	0.0047	0.0092	0.0132	0.0168	0.0198	0.0222	0.0242	0.0258	0.0270	0.0279
0.2	0.0092	0.0179	0.0259	0.0328	0.0387	0.0435	0.0474	0.0504	0.0528	0.0547
0.3	0.0132	0.0259	0.0374	0.0474	0.0559	0.0629	0.0686	0.0731	0.0766	0.0794
0.4	0.0168	0.0328	0.0474	0.0602	0.0711	0.0801	0.0873	0.0931	0.0977	0.1013
0.5	0.0198	0.0387	0.0559	0.0711	0.0840	0.0947	0.1034	0.1104	0.1158	0.1202
0.6	0.0222	0.0435	0.0629	0.0801	0.0947	0.1069	0.1168	0.1247	0.1311	0.1361
0.7	0.0242	0.0474	0.0686	0.0873	0.1034	0.1169	0.1277	0.1365	0.1436	0.1491
0.8	0.0258	0.0504	0.0731	0.0931	0.1104	0.1247	0.1365	0.1461	0.1537	0.1598
0.9	0.0270	0.0528	0.0766	0.0977	0.1158	0.1311	0.1436	0.1537	0.1619	0.1684
1.0	0.0279	0.0547	0.0794	0.1013	0.1202	0.1361	0.1491	0.1598	0.1684	0.1752
1.2	0.0293	0.0573	0.0832	0.1063	0.1263	0.1431	0.1570	0.1684	0.1777	0.1851
1.4	0.0301	0.0589	0.0856	0.1094	0.1300	0.1475	0.1620	0.1739	0.1836	0.1914
1.6	0.0306	0.0599	0.0871	0.1114	0.1324	0.1503	0.1652	0.1774	0.1874	0.1955
1.8	0.0309	0.0606	0.0880	0.1126	0.1340	0.1521	0.1672	0.1797	0.1899	0.1981
2.0	0.0311	0.0610	0.0887	0.1134	0.1350	0.1533	0.1686	0.1812	0.1915	0.1999
2.5	0.0314	0.0616	0.0895	0.1145	0.1363	0.1548	0.1704	0.1832	0.1938	0.2024
3.0	0.0315	0.0618	0.0898	0.1150	0.1368	0.1555	0.1711	0.1841	0.1947	0.2034
4.0	0.0316	0.0619	0.0901	0.1153	0.1372	0.1560	0.1717	0.1847	0.1954	0.2042
5.0	0.0316	0.0620	0.0901	0.1154	0.1374	0.1561	0.1719	0.1849	0.1956	0.2044
6.0	0.0316	0.0620	0.0902	0.1154	0.1374	0.1562	0.1719	0.1850	0.1957	0.2045

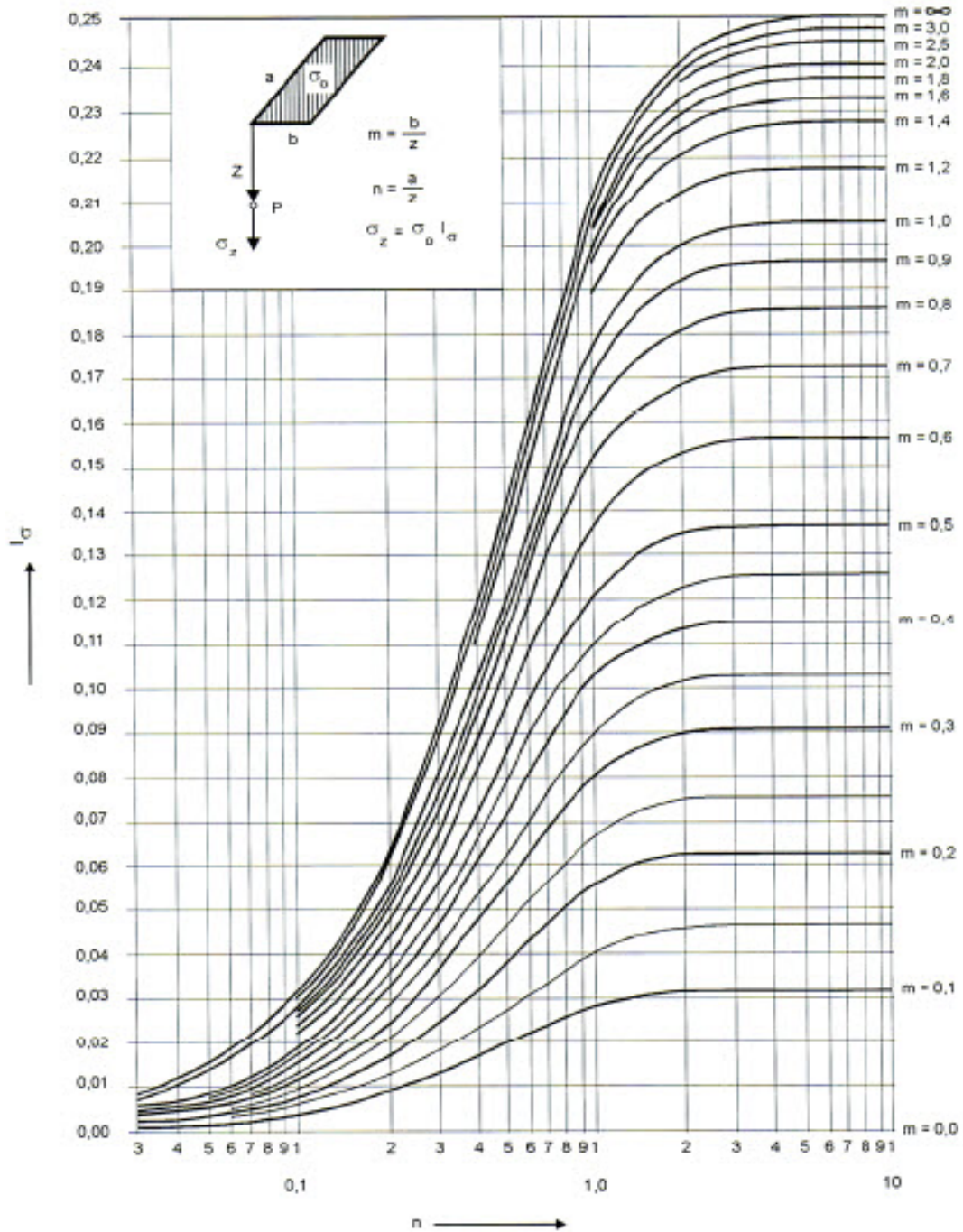
Fuente: Braja M. Das, "Principles of Geotechnical Engineering", Capítulo 10, Séptima edición

El ábaco de Fadum (1948) es utilizado para la determinación del valor del factor de influencia I_2 , con el objeto de determinar el incremento de esfuerzos debajo de una de las esquinas de una superficie rectangular cargada.

En caso de que se quiera determinar el incremento de esfuerzos en un punto situado debajo del centro de un área rectangular cargada, el valor del factor de influencia I_2 debe ser obtenido a partir de la Figura No 2.23, esta figura proporciona también el valor de I_2 para fundaciones circulares.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

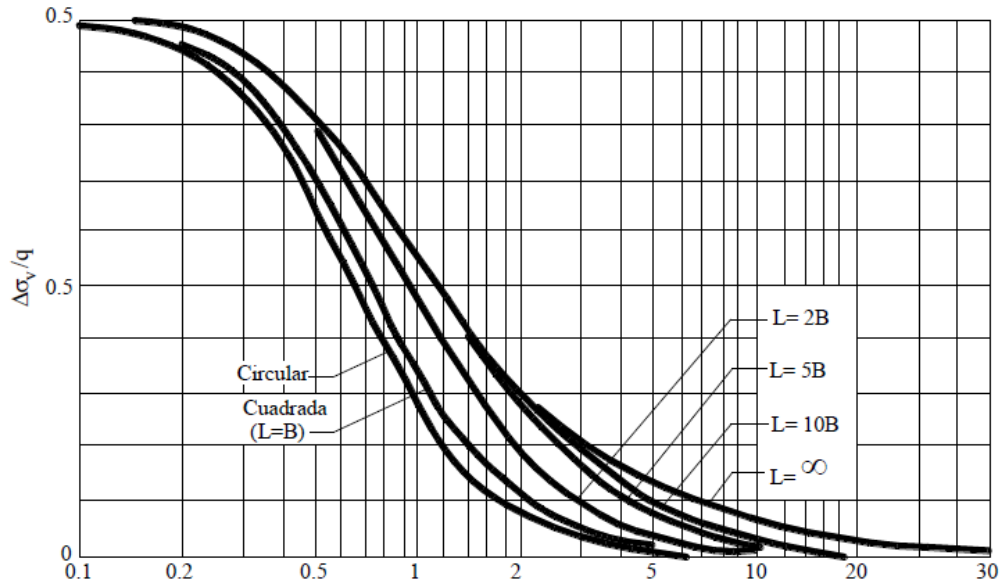
Figura No 2.22: Ábaco de Fadum para un punto ubicado en una esquina del área cargada



Fuente: <http://fisica.laguia2000.com>

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Figura No 2.23: Ábaco de Fadum para un punto ubicado debajo del centro del área cargada

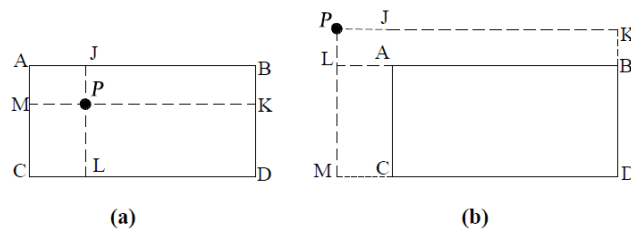


Fuente: Fuente: <http://fisica.laguia2000.com>

Cuando el objetivo consiste en determinar el incremento de esfuerzos en un punto cualquiera situado a una cierta profundidad debajo de la superficie cargada (no necesariamente debajo del centro o una de las esquinas); el incremento de esfuerzos calculado será el causado por la acción de la carga del área *ABCD* sobre el punto *P* (ver figura No 2.24). Este incremento es la suma de los incrementos producidos por las cargas de los rectángulos *AJPM*, *BKPJ*, *DLPK*, *CMPL*, que deben ser calculados separadamente en el punto *P* que es la esquina común de los cuatro rectángulos.

Por otro lado si el objetivo es determinar el incremento de esfuerzos en un punto externo, tal como el punto *P* del caso (b) de la figura, se debe considerar la acción de la carga sobre el punto *P* causada por el rectángulo *PKDM*, restándose los incrementos producidos por la carga de los rectángulos *PKBL* y *PJCM* y sumando el incremento producido por el área cargada *PJAL*, debido a que este área fue restada dos veces en el cálculo de los incrementos realizado a partir de las áreas de los rectángulos anteriores.

Figura No 2.24: Incremento de esfuerzos en un área rectangular. (a) En un punto dentro el área (b) en un punto fuera del área.



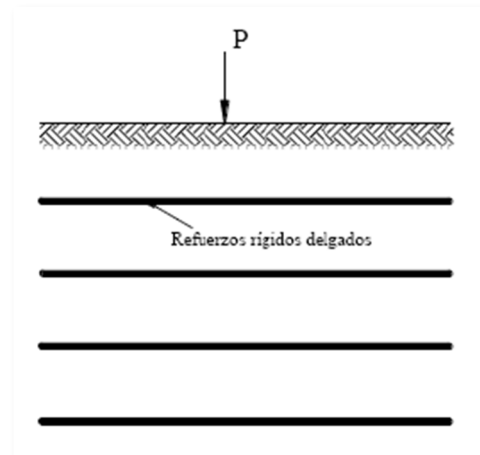
Fuente: I. Cuestas et al (2016), "Transmisión de esfuerzos en una masa de suelo", Curso de Cimentaciones T.E

2.5.2 Teoría de Westergaard

Westergaard (1938) resolvió el mismo problema desarrollado por Boussinesq para el caso de carga puntual, pero asumiendo hipótesis ligeramente diferentes.

En lugar de considerar un material perfectamente elástico; asumió uno que contiene varios estratos que se encuentran alternados con refuerzos horizontales rígidos de espesor infinitesimal, ver Figura No 2.25; de tal modo que la deformación horizontal sea cero en todos los puntos. El modelo asumido por Westergaard resulta ser una representación más precisa de algunos suelos estratificados.

Figura No 2.25: Sistema desarrollado Westergaard



Fuente: Universidad del Cauca "Transmisión de Esfuerzos"

Por su parte, Terzaghi (1943) presentó la siguiente ecuación para $\Delta\sigma_v$ en el punto A, debido a una carga vertical puntual P, basándose en el método de Westergaard:

$$\Delta\sigma_z = \frac{PC}{2\pi Z^2} \left(\frac{1}{C^2 + (r/Z)^2} \right)^{3/2}$$

Dónde:

$$r = \sqrt{x^2 + y^2}$$

$$C = \sqrt{\frac{1 - 2\nu'}{2(1 - 2\nu')}}}$$

ν' = Coeficiente de Poisson del suelo que se encuentra entre los refuerzos rígidos.

La ecuación anterior puede ser reescrita de la siguiente forma:

$$\Delta\sigma_z = \frac{PC}{Z^2} I_3$$

Dónde:

$$I_3 = \frac{1}{2\pi C^2} \left(\left(\frac{r}{cZ} \right)^2 + 1 \right)^{-\frac{3}{2}}$$

La teoría de Westergaard se aplica a aquellos suelos donde se han de cimentar estructuras sobre suelos compresibles que contienen finos estratos de arena y limo alternados con otros de arcillas. Según A. Casagrande, en estos suelos las láminas de Arena y Limo actúan como refuerzos del conjunto y restringen la deformación horizontal de la arcilla.

La solución de Westergaard produce valores de $\Delta\sigma_v$ iguales o menores que los valores dados por la ecuación de Boussinesq; y a medida que v' incrementa, el incremento de esfuerzo calculado disminuye y eventualmente llega a ser cero cuando $v' = 0.5$.

Se puede decir que el método de Boussinesq es más conservador que el método de Westergaard y probablemente para muchos problemas sea el método más apropiado.

2.5.3 Teoría de Newmark

Newmark, desarrolla en 1942 un método gráfico que permite obtener los incrementos de esfuerzos en el suelo, considerando los criterios de Boussinesq, dentro de un medio semi-infinito, homogéneo, isótropo y elástico por cualquier condición de carga uniformemente repartida sobre la superficie del medio. Esta carta es especialmente útil cuando se tienen varias áreas cargadas, aplicando cada una de ellas, diferentes presiones a la superficie del medio.

El método se basa en la ecuación correspondiente al cálculo del esfuerzo vertical bajo el centro de un área circular uniformemente cargada. Esta ecuación puede escribirse:

$$\frac{\Delta\sigma_z}{q} = 1 - \left(\frac{1}{1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2} \right)^{\frac{3}{2}}$$

Si en esta ecuación se da a $\frac{\sigma_z}{q}$ el valor 0.1 se encuentra que r/z resulta ser 0,27; es decir, que si se tiene un círculo cargado de radio $r = 0.27z$, donde z es la profundidad de un punto "A" bajo el centro del círculo, el esfuerzo en dicho punto "A" será:

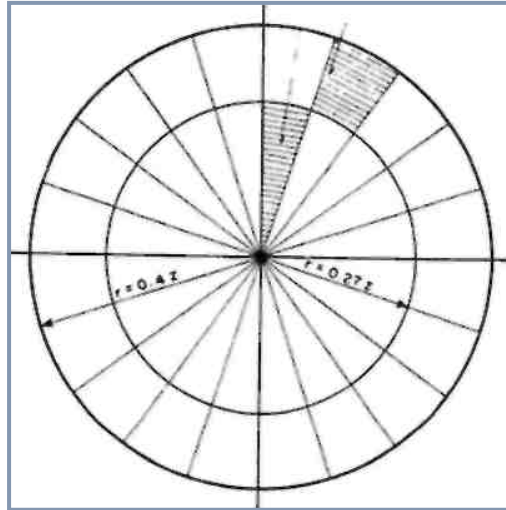
$$\sigma_z = 0.1 q$$

Si este círculo de $r = 0.27 z$ se divide en un número de segmentos iguales (Figura No 2.26) cada uno de ellos contribuirá al esfuerzo total en la misma proporción. Si el número es 20 como es usual en las cartas de Newmark, cada segmento cooperará para el esfuerzo σ_z con $0.1q/20 = 0.005q$. El valor de 0.005 es el valor de influencia correspondiente a cada uno de los segmentos circulares considerados.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Si ahora se toma $\frac{\sigma_z}{q} = 0.2$, resulta $r/z = 0.40$; es decir, para el mismo punto "A" a la profundidad z, se requiere ahora un círculo cargado de $r = 0.40 z$, para que el esfuerzo σ_z sea igual a $0.2q$.

Figura No 2.26: Génesis de las Cartas de Newmark



Fuente: I. Cuestas et al (2016), "Transmisión de esfuerzos en una masa de suelo"

Considerando una profundidad unitaria z, y determinando los radios de los círculos para incrementos de esfuerzos a cada 10%, puede seguirse proporcionando valores a $\frac{\sigma_z}{q}$ de 0.3, 0.4, 0.5, 0.6, 0.7, 0.8, 0.9 de la Tabla No 2.8, obteniendo así los radios de círculos concéntricos en función de z del punto "A", que den los esfuerzos 0.3 q, 0.4 q, etc. en dicho punto. Prolongando los radios vectores ya usados se tendrá a las nuevas coronas circulares añadidas subdivididas en áreas cuya influencia es igualmente de 0.005 q sobre el esfuerzo en "A".

Tabla No 2.8: Radios de la carta de Newmark, en función del porcentaje de esfuerzo

$\frac{\Delta\sigma_z}{q}$	R	$\frac{\Delta\sigma_z}{q}$	R
0.10	0.269752	0.60	0.917614
0.20	0.400496	0.70	1.109700
0.30	0.518106	0.80	1.387090
0.40	0.636962	0.90	1.908290
0.50	0.766421	1.00	∞

Fuente: I. Cuestas et al (2016), "Transmisión de esfuerzos en una masa de suelo"

Para $\frac{\sigma_z}{q} = 1.0$ resulta que el radio del círculo correspondiente es ya infinito, para cualquier z diferente de cero, por lo que las áreas que se generan por prolongación de los radios vectores

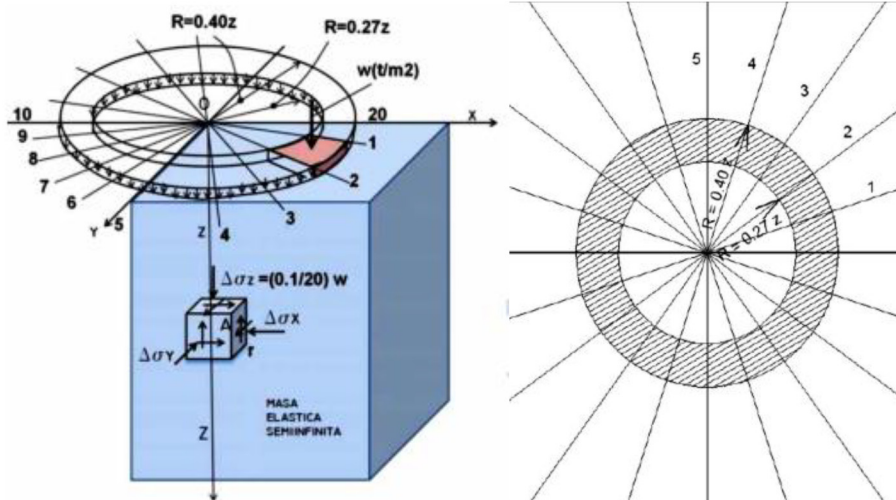
CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

fuera del círculo en que $\frac{\sigma_z}{q} = 0.9$, aun siendo infinitas, tienen la misma influencia sobre "A" que las restantes dibujadas.

En resumen:

- El esfuerzo que produce cada círculo de carga, formado con los radios de la Tabla No 2.6, equivale a: $0.1 q$.
- Entre dos círculos se puede formar una corona de carga, y se produce un esfuerzo de $0.1 q$.
- Si se divide la corona formada en 20 partes iguales, el esfuerzo de cada segmento de corona vale $0.1q/20$ (ver figura No 2.27).

Figura No 2.27: Creación de la Carta de Newmark



Fuente: I. Cuestas et al (2016), "Transmisión de esfuerzos en una masa de suelo"

Para encontrar el valor de σ_z en puntos con diferentes profundidades que en A puede procederse en forma similar, construyendo otras cartas de Newmark, con base en otros valores de z. Debe notarse sin embargo, que el valor de σ_z depende solo del valor de la relación r/z , por lo que una sola carta de Newmark puede usarse para determinar los σ_z a distintas profundidades, a lo largo de la vertical por el centro de los círculos concéntricos, con tal de considerar que la z usada para la construcción de la carta representa las distintas profundidades a que se desea calcular los esfuerzos, si bien a diferentes escalas.

Puesto de otra forma, en la práctica se puede hacer funcionar la carta de Newmark de dos maneras distintas.

- Usando varias cartas de Newmark. Por ejemplo, si las z usadas para la construcción de las cartas son 1cm, 2cm, 5cm, 10cm y 20cm y se tiene un área cargada, cuya influencia

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

se desea determinar, representada a escala 1:100, las cartas proporcionarían los σ_z producidos por tal área a profundidades de 1m, 2m, 5m, 10m y 20m, que son las z utilizadas a escala 1:100.

- b) Usando una sola carta de Newmark, para lo cual será preciso disponer de varias plantillas del área cargada cuya influencia se estudia, dibujadas a escalas diferentes. Así por ejemplo, si la carta de que se dispone fue construida con base en una z de 10 cm, y se desea conocer el σ_z que se produce a las profundidades de 2m, 5m, 10m y 20m, deberán construirse las plantillas a escalas tales que esas profundidades queden representadas por la $z=10$ cm; es decir, a escalas: 20, 50, 100 y 200. La plantilla del área cargada, dibujada en el papel transparente, se coloca en tal forma que el centro de la carta coincida con el punto bajo el cual quieren calcularse los σ_z .

A continuación se contarán los elementos de área de la carta cubiertos por dicha área cargada, aproximado convenientemente las fracciones de elemento. El número así obtenido, multiplicado por el valor de influencia común de los elementos (en el desarrollo anterior 0.005) da el valor de influencia total, que multiplicado por la w que se tenga da el σ_z deseado.

Posiblemente la máxima utilidad del método de Newmark aparezca cuando se tiene una zona con diversas áreas cargadas uniformemente, pero con cargas de distintas intensidades, pues en este caso los métodos antes vistos requerirán de muchos cálculos, mientras que la carta de Newmark funciona sin mayor dificultad.

Es posible construir cartas con diferentes valores de influencia y para diversos componentes del esfuerzo; resultan bastante convenientes en los casos en que el área de carga es irregular o tiene una forma compleja.

Para construir la carta de influencia de Newmark para esfuerzos verticales directos, se resuelve la ecuación:

$$\sigma_z = q \left\{ 1 - \left(\frac{1}{1 - (a/z)^2} \right)^{3/2} \right\}$$

Obteniendo la raíz positiva:

$$\frac{a}{z} = \left((1 - I_q)^{-2/3} - 1 \right)^{1/2}$$

Donde:

$$I_q = \frac{\sigma_z}{z}$$

a/z es la razón de tamaño de una superficie circular con una carga uniforme q , que proporciona una razón específica de esfuerzos I_q .

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Al sustituir los valores de Iq en esta ecuación, se obtienen los valores de a/z que se usan para trazar una serie de círculos concéntricos, que a su vez se subdividen con líneas radiales con el objeto de obtener el número deseado de “campos”.

Otra forma de utilizar la carta de influencia de Newmark es teniendo en mente el valor de influencia que se le dará a la carta; el método se describe a continuación:

Se cuenta entonces el número de “campos” cubiertos por el plano y el esfuerzo se obtiene a partir de:

$$\sigma_z = (\text{Num.de campos cubiertos}) \times IN \times q$$

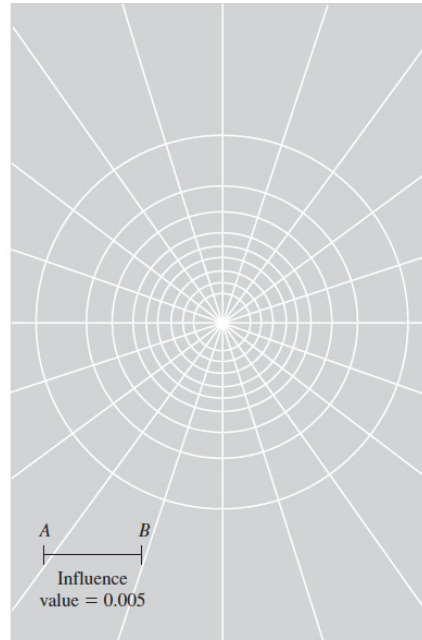
Dónde:

IN = factor de escala de la gráfica, esto es, el valor de influencia de un “campo” de área para una carga uniforme unitaria (ver Figura No 2.28).

El procedimiento para encontrar el esfuerzo vertical en cualquier punto debajo de un área cargada es el siguiente:

1. Determine la profundidad z debajo del área uniformemente cargada en la que se requiere el incremento de esfuerzo.
2. Dibuje la planta del área cargada con una escala de z igual a la longitud unitaria de la carta (AB).
3. Coloque la planta (dibujada en el paso No 2) sobre la carta de influencia de manera que el punto debajo del cual el esfuerzo va a ser determinado se localice en el centro de la carta.
4. Cuente el número de elementos (*cuadros*) de la carta encerrados por la planta del área cargada.

Figura No 2.28: Diagrama de Influencia de Newmark



Fuente: Braja M. Das, “Principles of Geotechnical Engineering”, Capítulo 10, Séptima edición

2.5.4 Teoría del Método 2:1

Uno de los primeros métodos para encontrar el incremento de esfuerzo vertical ($\Delta\sigma_z$) en el suelo, a una profundidad (z) cualquiera, debido a una carga uniformemente distribuida (q) colocada en una superficie rectangular de ancho (B) y largo (L), fue el método de la pendiente 2:1 (V: H), método que es aproximado pero tiene la ventaja de que es muy sencillo y simple.

Éste método supone que la zona o área donde la carga (q) actúa, se va distribuyendo en el medio (suelo), ampliándose, desde el área de contacto ($B \times L$), hasta una zona más grande que va a ser función de la profundidad y que va a ir creciendo con una pendiente 2:1 (V:H), tal como se muestra en la figura No 2.29, para el caso de la dimensión del ancho (B) y análogamente para la dimensión del largo (L).

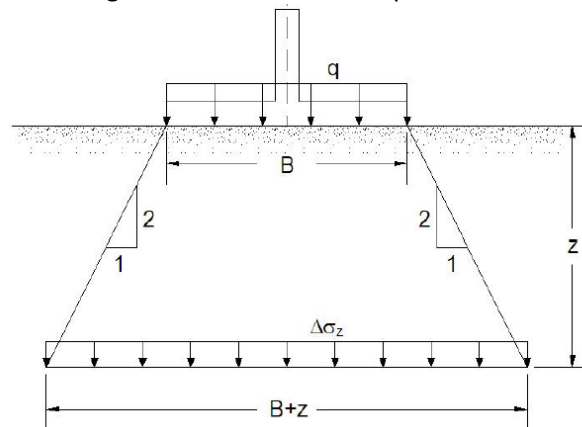
De acuerdo a esto, el incremento de esfuerzo vertical en la masa de suelo, se podría aproximar a:

$$\Delta\sigma_z = \frac{qBL}{(B+z)(L+z)}$$

Para el caso de una cimentación cuadrada, basándonos en este mismo método:

$$\Delta\sigma_z = \frac{qB^2}{(B+z)^2}$$

Figura No 2.29: Método Aproximado 2:1



Fuente: Universidad del Cauca "Distribución de Esfuerzos en el Suelo debido a Cargas"

2.5.5 Teoría de Burmister

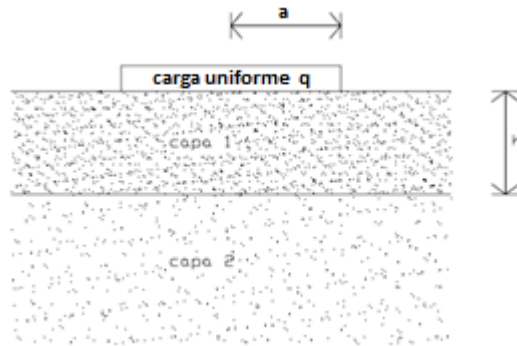
Burmister estudió la distribución de esfuerzos en un sistema formado por dos capas, homogéneas, isótropas y elásticas, la primera capa horizontal y de espesor h , la segunda subyacente y seminfinita. Se considera una frontera plana entre las dos capas, de contacto continuo y rugoso.

Los estudios están enfocados al diseño de pavimentos en los cuales el módulo de elasticidad de la capa superior (E_1) es mayor que el de la capa subyacente (E_2), considerándose que si $E_1=E_2$, $E_1/E_2=1$, el incremento de esfuerzo vertical corresponde al calculado con las fórmulas de Boussinesq.

Considerando una carga q aplicada en la superficie, circular y uniformemente distribuida (Figura No 2.30). El incremento de esfuerzo vertical en el centro a la profundidad z , la cual es igual al radio " a " e igual a " h " (espesor de la primera capa) y $\mu=0.5$ (relación de Poisson). Burmister, propuso una curva de influencia de esfuerzos en sistemas de dos capas, ver ábaco de la Figura No 2.31.

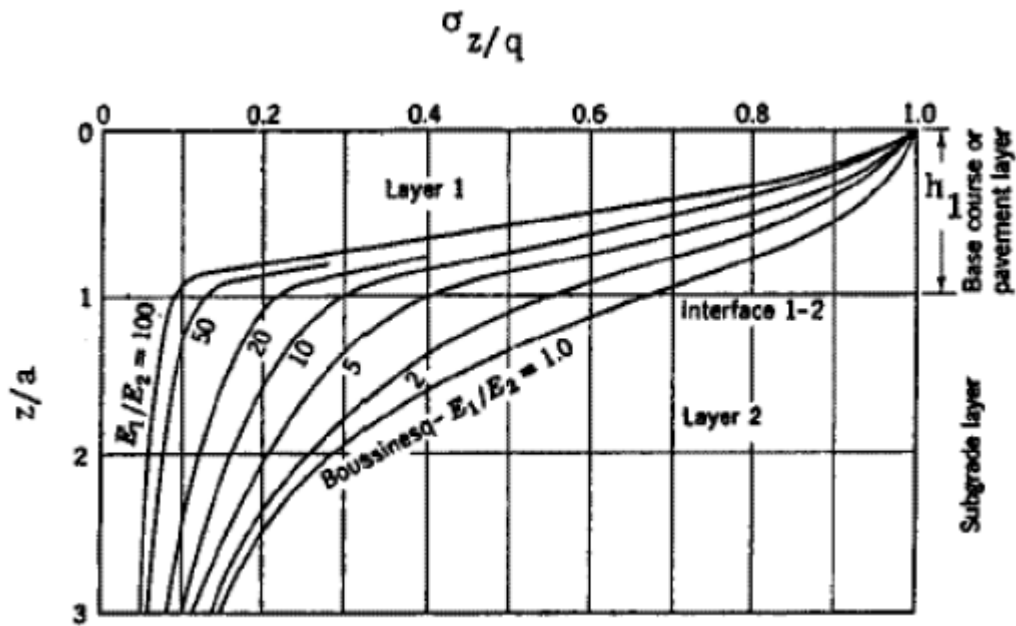
CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Figura No 2.30: Incremento de esfuerzos vertical en un suelo estratificado



Fuente: I. Cuestas et al, "Transmisión de esfuerzos en una masa de suelo",
Curso de Cimentaciones T.E.

Figura No 2.31: Curvas de influencia de esfuerzos en sistemas de dos capas



Fuente: http://copernico.escuelaing.edu.co/vias/pagina_via/modulos/MODULO%202.pdf

En la tabla No 2.9 se muestran los porcentajes de incremento de esfuerzo vertical, en función de la relación de módulos de elasticidad.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Tabla No 2.9 Porcentaje de incremento de esfuerzo vertical

E1/E2	$\Delta\sigma_z$
1	70%
2	55%
5	40%
10	30%
20	22%
100	10%

Fuente: I. Cuestas et al, "Transmisión de esfuerzos en una masa de suelo"

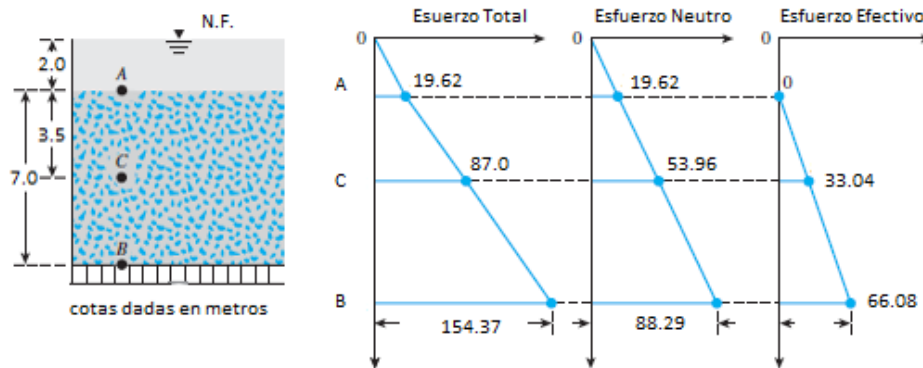
Los resultados de Burmister se han aplicado sobre todo al diseño de pavimentos, fungiendo el pavimento como primera capa más rígida. Sin embargo, hasta hoy, los métodos analíticos emanados de estas teorías son menos confiables que otros más empíricos, pero de resultados más comprobados. Debe observarse que desde el punto de vista de transmisión de esfuerzos, las teorías de Burmister rinden resultados que hacen aparecer los obtenidos con la solución básica de Boussinesq como conservadores.

2.6 Ejercicios Resueltos

Esfuerzos Geoestáticos

1. Dado el siguiente estrato se pide calcular el diagrama de presiones y los esfuerzos geoestáticos, en los puntos mostrados en la figura No 2.32.

Figura No 2.32: Diaframa de presiones del suelo estratificado



Fuente: Braja M. Das, "Principles of Geotechnical Engineering", Capítulo 9, Séptima edición

$$\gamma_w = 9.81 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{SAT} = 19.25 \text{ kN/m}^3$$

Solución:

Esfuerzos en el punto A

$$\sigma_A = \gamma_w h_1 = (9.81)(2) = 19.62 \text{ kN/m}^3$$

$$\mu_A = \gamma_w h_1 = (9.81)(2) = 19.62 \text{ kN/m}^3$$

$$\sigma'_A = \gamma_w h_1 - \gamma_w h_1 = (9.81)(2) - (9.81)(2) = 0 \text{ kN/m}^3$$

Esfuerzos en el punto C

$$\sigma_C = \gamma_w h_1 + \gamma_{SAT} h_2 = (9.81)(2) + (19.25)(3.5) = 87.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\mu_C = \gamma_w h_1 + \gamma_w h_2 = (9.81)(2) + (9.81)(3.5) = 53.96 \text{ kN/m}^3$$

$$\sigma'_C = \sigma_C - \mu_C = 87.0 - 53.96 = 33.04 \text{ kN/m}^3$$

Esfuerzos en el punto B

$$\sigma_B = \gamma_w h_1 + \gamma_{SAT} h_3 = (9.81)(2) + (19.25)(7) = 154.37 \text{ kN/m}^3$$

$$\mu_B = \gamma_w h_1 + \gamma_w h_3 = (9.81)(2) + (9.81)(7) = 88.29 \text{ kN/m}^3$$

$$\sigma'_B = \sigma_B - \mu_B = 154.37 - 88.29 = 66.08 \text{ kN/m}^3$$

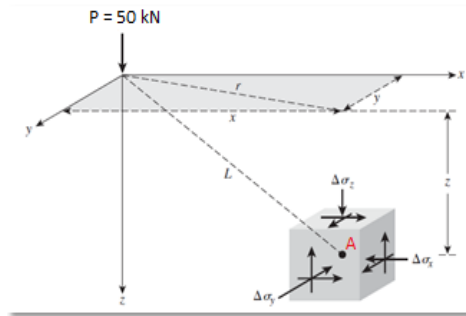
Esfuerzos Inducidos

Teorías de Boussinesq

Esfuerzo vertical causado por una carga puntual

Dada la figura No 2.33, P=50 kN, determine el incremento del esfuerzo vertical en el punto A, con coordenadas: X= 6m, Y=3m y Z=5m.

Figura No 2.33: Influencia de la carga P en el punto A



Fuente: I. Cuestas et al, "Transmisión de esfuerzos en una masa de suelo"

Solución:

Utilizando la ecuación:

$$\Delta\sigma_z = \frac{P}{z^2} \left\{ \frac{3}{2\pi} \frac{1}{[(r/z)^2 + 1]^{5/2}} \right\}$$

Primero calculamos el valor de "r"

$$r = \sqrt{x^2 + y^2} = \sqrt{(6)^2 + (3)^2} = \mathbf{6.71 \text{ m}}$$

Determinando el incremento del esfuerzo vertical en un punto A:

$$\Delta\sigma_z = \frac{P}{z^2} \left\{ \frac{3}{2\pi} \frac{1}{[(r/z)^2 + 1]^{5/2}} \right\}$$

$$\Delta\sigma_z = \frac{50 \text{ kN}}{(5 \text{ m})^2} \left\{ \frac{3}{2\pi} \frac{1}{\left[\left(\frac{6.71 \text{ m}}{5 \text{ m}} \right)^2 + 1 \right]^{5/2}} \right\}$$

$$\Delta\sigma_z = \mathbf{0.07 \frac{KN}{m^2}}$$

Tabla No 2.1: Variación de I_1 para varios valores de r/z

r/z	I_1	r/z	I_1	r/z	I_1
0	0.4775	0.36	0.3521	1.80	0.0129
0.02	0.4770	0.38	0.3408	2.00	0.0085
0.04	0.4765	0.40	0.3294	2.20	0.0058
0.06	0.4723	0.45	0.3011	2.40	0.0040
0.08	0.4699	0.50	0.2733	2.60	0.0029
0.10	0.4657	0.55	0.2466	2.80	0.0021
0.12	0.4607	0.60	0.2214	3.00	0.0015
0.14	0.4548	0.65	0.1978	3.20	0.0011
0.16	0.4482	0.70	0.1762	3.40	0.00085
0.18	0.4409	0.75	0.1565	3.60	0.00066
0.20	0.4329	0.80	0.1386	3.80	0.00051
0.22	0.4242	0.85	0.1226	4.00	0.00040
0.24	0.4151	0.90	0.1083	4.20	0.00032
0.26	0.4050	0.95	0.0956	4.40	0.00026
0.28	0.3954	1.00	0.0844	4.60	0.00021
0.30	0.3849	1.20	0.0513	4.80	0.00017
0.32	0.3742	1.40	0.0317	5.00	0.00014
0.34	0.3632	1.60	0.0200		

Otro método para el cálculo de $\Delta\sigma_z$ es mediante la tabla No 2.1, de la relación r/z (6.71/5), se obtiene un factor I_1 , por interpolación:

$$\Delta\sigma_z = \Delta\sigma_v = \frac{P}{z^2} \left\{ \frac{3}{2\pi} \frac{1}{[(r/z)^2 + 1]^{5/2}} \right\} = \frac{P}{z^2} I_1$$

$$\Delta\sigma_z = \frac{50}{5^2} * 0.03758 = 0.075 \text{ kN/m}^2$$

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Esfuerzo vertical causado por una carga lineal

Determine el incremento de esfuerzo en el punto A, generado por una carga lineal con los datos dados en la figura No 2.34:

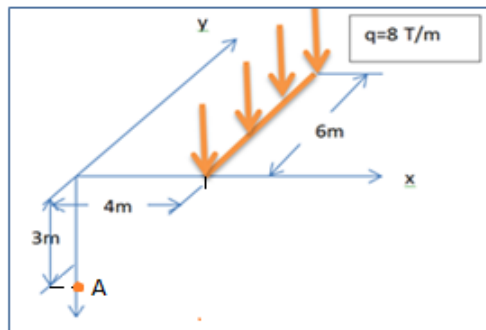
Distancia normal a la carga: $X = 4\text{ m}$

Longitud de la carga lineal: $Y = 6\text{ m}$

Profundidad de: $Z = 3\text{ m}$

Carga: $q = 8\text{ T/m}$

Figura No 2.34: Influencia de carga lineal sobre el punto A



Fuente: I. Cuestas et al, "Transmisión de esfuerzos en una masa de suelo"

Solución:

Otro método para el cálculo $\Delta\sigma_z$, es mediante el uso de la ecuación adimensional a través del factor x/z ($4/3=1.33$) y la tabla No 2.2, interpolando para 1.33, se tiene:

Tabla No 2.2

x/z	$\Delta\sigma_z/(q/z)$	x/z	$\Delta\sigma_z/(q/z)$
0	0.637	1.3	0.088
0.1	0.624	1.4	0.073
0.2	0.589	1.5	0.060
0.3	0.536	1.6	0.050
0.4	0.473	1.7	0.042
0.5	0.407	1.8	0.035
0.6	0.344	1.9	0.030
0.7	0.287	2.0	0.025
0.8	0.237	2.2	0.019
0.9	0.194	2.4	0.014
1.0	0.159	2.6	0.011
1.1	0.130	2.8	0.008
1.2	0.107	3.0	0.006

Utilizando la ecuación:

$$\Delta\sigma_z = \frac{2q}{\pi z[(x/z)^2 + 1]^2}$$

Sustituyendo valores:

$$\Delta\sigma_z = \frac{2(8)}{\pi(3)[(4/3)^2 + 1]^2}$$

$$\Delta\sigma_z = 0.22\text{ T/m}^2$$

$$\frac{\Delta\sigma_z}{(q/z)} = \frac{2}{\pi[(x/z)^2 + 1]^2}$$

$$\frac{\Delta\sigma_z}{(q/z)} = 0.0835$$

$$\Delta\sigma_z = (0.0835) \left(\frac{8}{3}\right) = 0.22\text{ T/m}^2$$

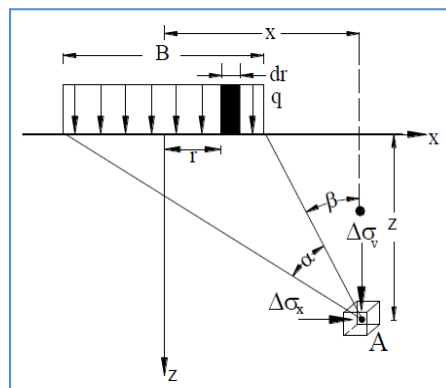
CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Esfuerzo vertical debido a una carga continua (ancho finito y longitud infinita)

Dada la figura No 2.35, se pide calcular el incremento de esfuerzo vertical en el punto A, se tiene que:

B=3 m
x=4.5 m
z=3 m
q=600 kN/m²

Figura No 2.35: Influencia de carga continua sobre punto A



Fuente: Peter L Berry-David Reid, "Mecánica de Suelos"

Solución:

Por geometría se obtienen los ángulos:

$$\beta = 27^\circ = 0.4712 \text{ rad}$$

$$\alpha = 37^\circ = 0.6458 \text{ rad}$$

Se tiene la ecuación:

$$\Delta\sigma_z = \frac{q}{\pi} [\alpha + \sin \alpha \cos(\alpha + 2\beta)]$$

Sustituyendo valores:

$$\Delta\sigma_z = \frac{600}{\pi} [0.6458 + \sin(0.6458) \cos(0.6458 + 2(0.4712))]$$

$$\Delta\sigma_z = 125.49 \text{ kN/m}^2$$

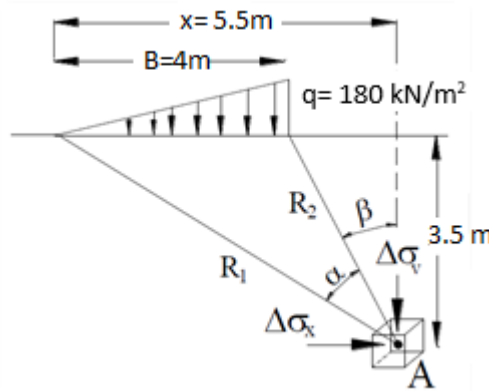
Otro método para el cálculo de $\Delta\sigma_z$ es mediante la tabla No 2.3, la cual muestra la variación de $\Delta\sigma_z/q$ en función de las relaciones $2z/B$ y $2x/B$.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Esfuerzo vertical causado por una franja infinita triangular (terraplenes)

En la figura No 2.36, se pide calcular el incremento de esfuerzo vertical en el punto A, dadas las condiciones de carga triangular en superficie.

Figura No 2.36: Influencia de carga triangular sobre punto A



Fuente: Budhu (2000)

Solución:

Utilizando la ecuación:

$$\Delta\sigma_z = \frac{q}{\pi} \left(\frac{x}{B} \alpha - \frac{1}{2} \sin 2\beta \right)$$

Obteniendo los ángulos α y β , por geometría se tiene:

$$\beta = \tan^{-1} \left(\frac{1.5}{3.5} \right) = 23.20^\circ = 0.405 \text{ rad}$$

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{5.5}{3.5} \right) - \beta = 34.33^\circ = 0.597 \text{ rad}$$

Sustituyendo en la ecuación:

$$\Delta\sigma_z = \frac{180}{\pi} \left(\frac{5.5}{4} (0.597) - \frac{1}{2} \sin 2(0.405) \right)$$

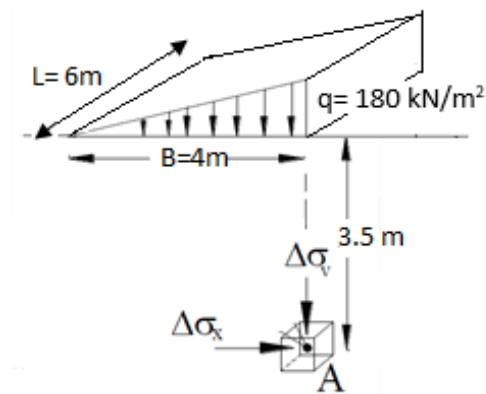
$$\Delta\sigma_z = 46.63 \text{ kN/m}^2$$

Uso del ábaco de Fadum

También es posible el cálculo del incremento de esfuerzo vertical por unidad de superficie (en el caso de un terraplén) haciendo uso del ábaco de Fadum, con el que es necesario contar con el coeficiente de influencia "I" para determinar el incremento de esfuerzos a una profundidad "z" **debajo de la esquina** de una superficie de ancho "B" y largo "L" (Profundidad normal al papel) con carga "q".

Para la figura No 2.37 se pide calcular el incremento de esfuerzo vertical debido a una carga triangular, con los datos que se presentan a continuación:

Figura No 2.37: Influencia de carga triangular sobre punto A



Fuente: Propia

El incremento de esfuerzo está dado por:

$$\Delta\sigma_z = I_2 * q$$

Cálculo de m y n:

$$m = \frac{b_1}{z} = \frac{L}{z} = \frac{6}{3.5} = 1.71$$

$$n = \frac{a_1}{z} = \frac{B}{z} = \frac{4}{3.5} = 1.14$$

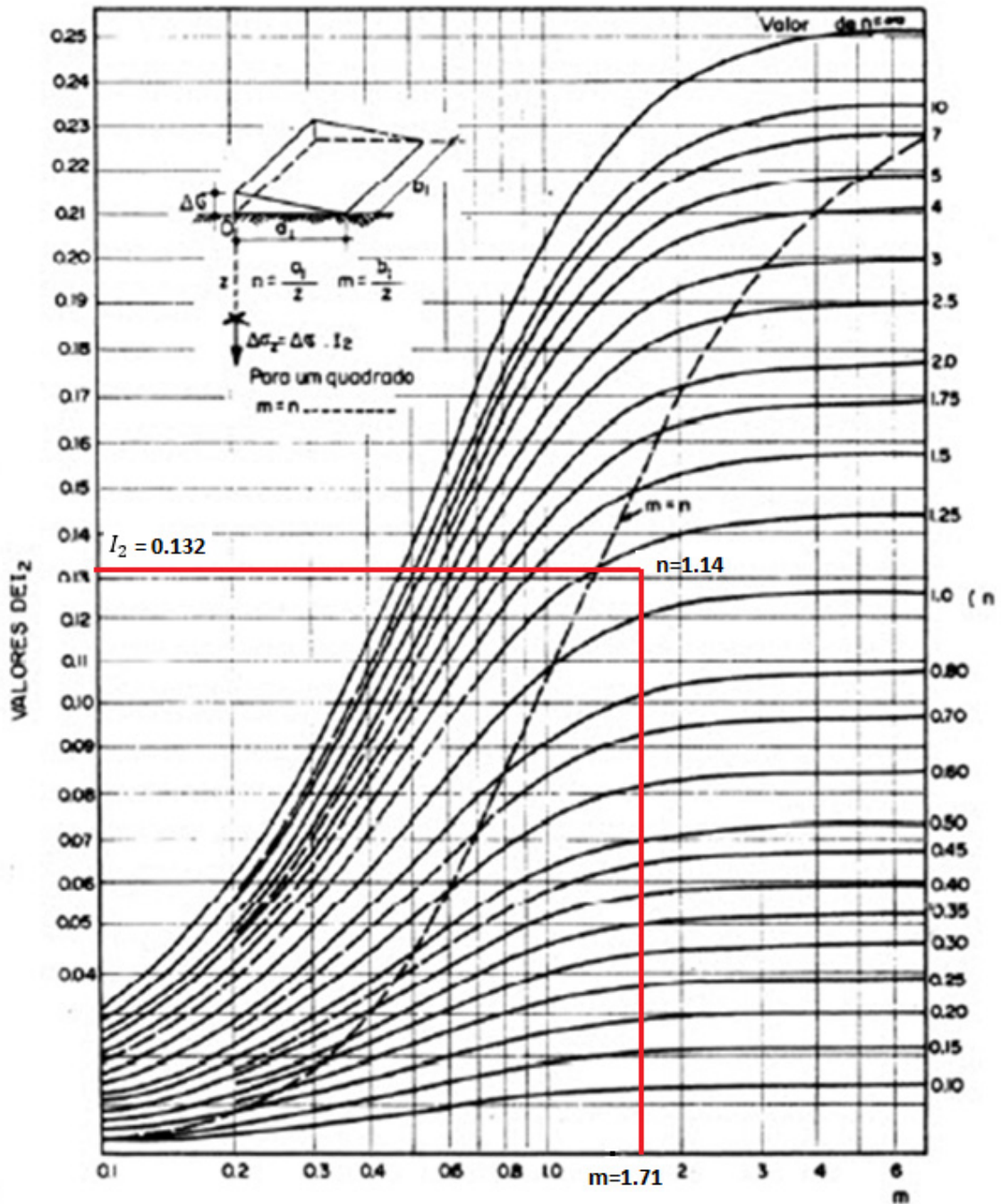
A continuación con los valores m y n, del ábaco de la figura No 2.38, se obtiene el valor de **$I_2 = 0.132$**

$$\Delta\sigma_z = I_2 * 180 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta\sigma_z = 23.76 \text{ kN/m}^2$$

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Figura No 2.38: Uso del ábaco de Fadum



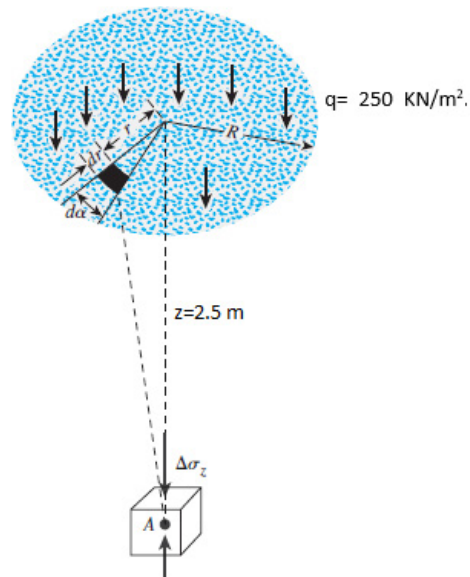
Fuente: <http://fisica.laguia2000.com>

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Esfuerzo vertical causado por una carga circular uniformemente distribuida

Considere un área flexible circularmente cargada sobre la superficie del terreno, como se muestra en la figura No 2.39. Dado el radio del área circular, $R=3$ m y la carga uniformemente distribuida, $q= 250$ KN/m^2 . Calcule el incremento del esfuerzo vertical $\Delta\sigma$ en un punto localizado a $z= 2.5$ m debajo de la superficie del terreno (inmediatamente abajo del centro del área circular).

Figura No 2.39: Influencia de carga circular sobre punto A



Fuente: Braja M. Das, "Principles of Geotechnical Engineering", Capítulo 10, Séptima edición

Solución:

Se tiene la ecuación:

$$\Delta\sigma_z = q \left\{ 1 - \frac{1}{\left[\left(\frac{R}{z} \right)^2 + 1 \right]^{3/2}} \right\}$$

Sustituyendo datos:

$$\Delta\sigma_z = 250 \left\{ 1 - \frac{1}{\left[\left(\frac{3}{2.5} \right)^2 + 1 \right]^{3/2}} \right\}$$

$$\Delta\sigma_z = 184.41 \text{ kN/m}^2$$

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

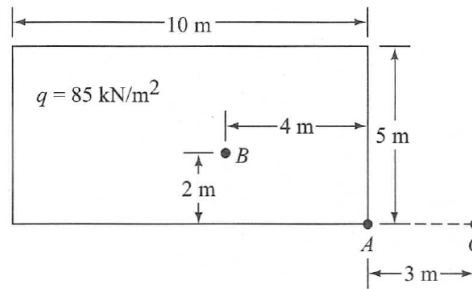
Incremento de esfuerzos debido a un área rectangular uniformemente cargada

La planta de un área rectangular flexible cargada se muestra en la figura No 2.40. La carga uniformemente distribuida sobre el área flexible es $q = 85 \text{ kN/m}^2$.

Determine el incremento en el esfuerzo vertical a una profundidad $z=5\text{m}$ debajo de los siguientes puntos:

- Punto A
- Punto B
- Punto C

Figura No 2.40



Fuente: I. Cuestas et al, "Transmisión de esfuerzos en una masa de suelo", Curso de Cimentaciones T.E.

Solución:

- $\Delta\sigma_z$ en el Punto A

Calculamos los valores de m y n ; mediante la tabla No 2.7 el valor de I_2

$$m = \frac{B}{z} = \frac{5}{5} = 1$$

$$n = \frac{L}{z} = \frac{10}{5} = 2$$

Tabla No 2.7: variación de I_2 con m y n

n	m									
	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
0.1	0.0047	0.0092	0.0132	0.0168	0.0198	0.0222	0.0242	0.0258	0.0270	0.0279
0.2	0.0092	0.0179	0.0259	0.0328	0.0387	0.0435	0.0474	0.0504	0.0528	0.0547
0.3	0.0132	0.0259	0.0374	0.0474	0.0559	0.0629	0.0686	0.0731	0.0766	0.0794
0.4	0.0168	0.0328	0.0474	0.0602	0.0711	0.0801	0.0873	0.0931	0.0977	0.1013
0.5	0.0198	0.0387	0.0559	0.0711	0.0840	0.0947	0.1034	0.1104	0.1158	0.1202
0.6	0.0222	0.0435	0.0629	0.0801	0.0947	0.1069	0.1168	0.1247	0.1311	0.1361
0.7	0.0242	0.0474	0.0686	0.0873	0.1034	0.1169	0.1277	0.1365	0.1436	0.1491
0.8	0.0258	0.0504	0.0731	0.0931	0.1104	0.1247	0.1365	0.1461	0.1537	0.1598
0.9	0.0270	0.0528	0.0766	0.0977	0.1158	0.1311	0.1436	0.1537	0.1619	0.1684
1.0	0.0279	0.0547	0.0794	0.1013	0.1202	0.1361	0.1491	0.1598	0.1684	0.1752
1.2	0.0293	0.0573	0.0832	0.1063	0.1263	0.1431	0.1570	0.1684	0.1777	0.1851
1.4	0.0301	0.0589	0.0856	0.1094	0.1300	0.1475	0.1620	0.1739	0.1836	0.1914
1.6	0.0306	0.0599	0.0871	0.1114	0.1324	0.1503	0.1652	0.1774	0.1874	0.1955
1.8	0.0309	0.0606	0.0880	0.1126	0.1340	0.1521	0.1672	0.1797	0.1899	0.1981
2.0	0.0311	0.0610	0.0887	0.1134	0.1350	0.1533	0.1686	0.1812	0.1915	0.1999
2.5	0.0314	0.0616	0.0895	0.1145	0.1363	0.1548	0.1704	0.1832	0.1938	0.2024
3.0	0.0315	0.0618	0.0898	0.1150	0.1368	0.1555	0.1711	0.1841	0.1947	0.2034
4.0	0.0316	0.0619	0.0901	0.1153	0.1372	0.1560	0.1717	0.1847	0.1954	0.2042
5.0	0.0316	0.0620	0.0901	0.1154	0.1374	0.1561	0.1719	0.1849	0.1956	0.2044
6.0	0.0316	0.0620	0.0902	0.1154	0.1374	0.1562	0.1719	0.1850	0.1957	0.2045

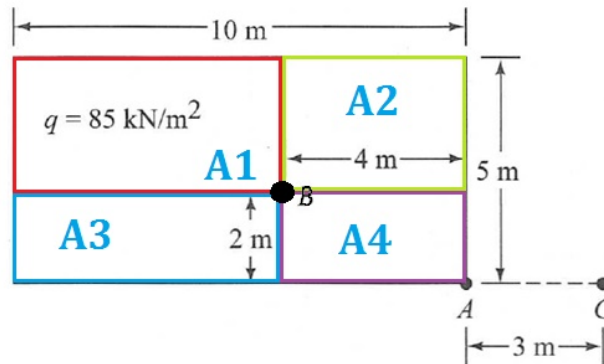
CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

De la tabla: $I_2 = 0.1999$
 $\Delta\sigma_z = 85(0.1999) = 17.00 \text{ KN/m}^2$

b) $\Delta\sigma_z$ en el Punto B

Para determinar $\Delta\sigma_z$ en el Punto B, dividimos el área en 4 partes, cada una con B en una de sus esquinas, ver figura No 2.41.

Figura No 2.41: División de áreas



Fuente: I. Cuestas et al, "Transmisión de esfuerzos en una masa de suelo",
Curso de Cimentaciones T.E.

De tabla No 2.7 para:

Área 1:

$$m = \frac{B}{Z} = \frac{3}{5} = 0.6 \quad n = \frac{L}{Z} = \frac{6}{5} = 1.2$$

$$I_{z1} = 0.1431$$

$$\Delta\sigma_{z1} = 85(0.1431) = 12.16 \text{ KN/m}^2$$

Área 2:

$$m = \frac{B}{Z} = \frac{3}{5} = 0.6 \quad n = \frac{L}{Z} = \frac{4}{5} = 0.8$$

$$I_{z2} = 0.1247$$

$$\Delta\sigma_{z2} = 85(0.1247) = 10.60 \text{ KN/m}^2$$

Área 3:

$$m = \frac{B}{Z} = \frac{2}{5} = 0.4 \quad n = \frac{L}{Z} = \frac{4}{5} = 1.2$$

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

$$I_{z_3} = 0.1063$$

$$\Delta\sigma_{z3} = 85(0.1063) = 9.04 \text{ KN/m}^2$$

Área 4:

$$m = \frac{B}{z} = \frac{2}{5} = 0.4 \qquad n = \frac{L}{z} = \frac{4}{5} = 0.8$$

$$I_{z_4} = 0.0931$$

$$\Delta\sigma_{z4} = 85(0.0931) = 7.91 \text{ KN/m}^2$$

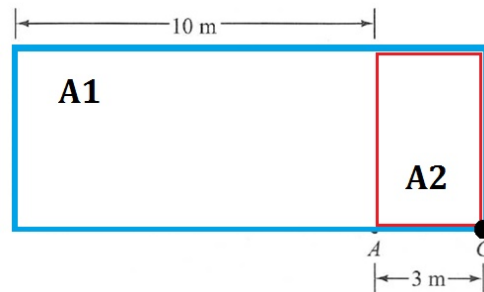
Sumando los valores obtenidos:

$$\Delta\sigma_z = 12.16 + 10.60 + 9.04 + 7.91 = \mathbf{39.71 \text{ KN/m}^2}$$

c) $\Delta\sigma_z$ en el Punto C

Para determinar $\Delta\sigma_z$ en el punto C, dibujamos un área (área 1) con "C" en su esquina inferior derecha y luego restamos el área 2 del rectángulo, ver figura No 2.42.

Figura No 2.42: división del área en 2 partes



Fuente: I. Cuestas et al, "Transmisión de esfuerzos en una masa de suelo",
Curso de Cimentaciones T.E.

Área 1:

$$m = \frac{B}{z} = \frac{5}{5} = 1 \qquad n = \frac{L}{z} = \frac{13}{5} = 2.6$$

Interpolando el valor de m=1 y n=2.6

$$I_{z_1} = 0.2026$$

$$\Delta\sigma_{z1} = 85(0.2026) = 17.22 \text{ KN/m}^2$$

Área 2:

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

$$m = \frac{B}{z} = \frac{3}{5} = 0.6 \qquad n = \frac{L}{z} = \frac{5}{5} = 1$$

$$I_{z_2} = 0.1361$$

$$\Delta\sigma_{z_1} = 85(0.1361) = 11.57 \text{ kN/m}^2$$

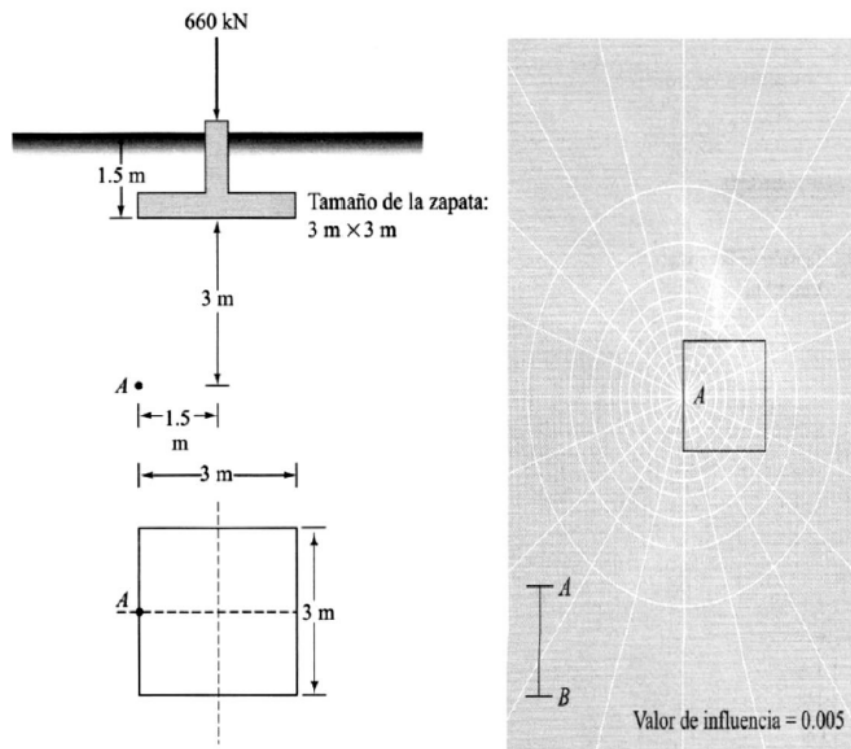
Sumando los valores obtenidos:

$$\Delta\sigma_z = 17.22 - 11.57 = 5.65 \text{ kN/m}^2$$

Teoría de Newmark

La sección transversal y la planta de la zapata de una columna se muestran en la figura No 2.43. Encuentre el incremento del esfuerzo transmitido por la columna a la zapata en el punto A.

Figura No 2.43: Sección transversal y planta de la zapata



Fuente: J. Campos & G. Guardia (2005), "Apoyo didáctico al aprendizaje de la Mecánica de Suelos mediante problemas resueltos"

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Solución:

El punto A está localizado a una profundidad de 3m bajo el fondo de la zapata. La planta de la zapata cuadrada ha sido redibujada a una escala de AB= 3m y colocada sobre la carta de influencia de manera que el punto A sobre la planta queda directamente sobre el centro de la carta. El número de elementos (cuadros) dentro del contorno de la planta es aproximadamente 48.5, ver figura No 2.43, por lo tanto:

$$\Delta\sigma_z = (\text{Num.de campos cubiertos}) \times IN \times q$$

$$\Delta\sigma_z = 48.5 \times 0.005 \times \frac{660}{3 \times 3} = 17.78 \text{ kN/m}^2$$

Teoría de Westergaard

Determinar el incremento de esfuerzo vertical, causado por una carga puntual P=25 T, con coordenadas x=1.0m y y=1.4m, a una profundidad de 6 m. El suelo es una arcilla arenosa en toda la profundidad.

Obteniendo el valor de r:

$$r = \sqrt{1.0^2 + 1.4^2} = 1.72m$$

Tabla No 2.10: Valores del coeficiente de Poisson para diferentes tipos de suelo

Tipo de suelo	Coefficiente de Poisson , v
Arcila saturada	0,4-0,5
Arcilla no saturada	0,1-0,3
Arcilla arenosa	0,2-0,3
Limo	0,3-0,35
Arena, arena gravosa	0,1-1,0 ^a
Roca	0,1-0,4 ^b
Loess	0,1-0,3
Hielo	0.36
Concreto	0.15

^a Valor comúnmente usado 0,3-0,4

^b Es dependiente del tipo de roca

Fuente: I. Cuestas et al, "Transmisión de esfuerzos en una masa de suelo", Curso de Cimentaciones T.E

De tabla No 2.10 se toma el valor de $v = 0.2$

$$C = \sqrt{\frac{1 - 2v}{2(1 - v)}} = \sqrt{\frac{1 - 2 \times 0.2}{2(1 - 0.2)}} = \sqrt{\frac{0.6}{1.6}} = 0.61$$

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

$$I = \frac{1}{2\pi C^2} \left[\left(\frac{r}{Cz} \right)^2 + 1 \right]^{-\frac{3}{2}} = \frac{1}{2\pi(0.61)^2} \left[\left(\frac{1.72}{0.61 \times 6} \right)^2 + 1 \right]^{-\frac{3}{2}} = 0.3171$$

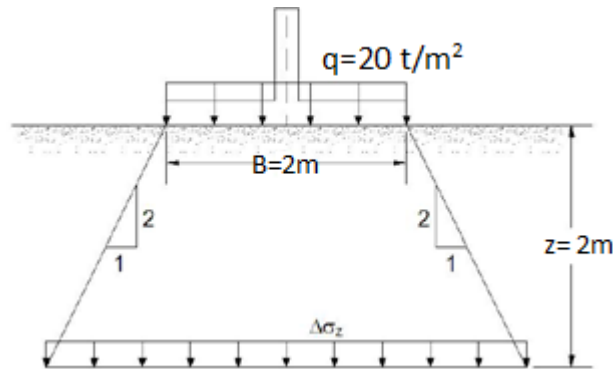
$$\Delta\sigma_z = \frac{P}{z^2} I = \frac{25}{6^2} \times 0.3171$$

$$\Delta\sigma_z = 0.22 \text{ T/m}^2$$

Método 2:1

Determinar el incremento de esfuerzo vertical, causado por una carga rectangular $q=20 \text{ T/m}^2$, con $B=2.0\text{m}$ y $L=4.0\text{m}$, a una profundidad de 2m , tal como se muestra en la figura No 2.44.

Figura No 2.44: Aplicación de método 2:1



Fuente: Universidad del Cauca "Distribución de Esfuerzos en el Suelo debido a Cargas"

Solución:

$$\Delta\sigma_z = \frac{qBL}{(B+z)(L+z)}$$

$$\Delta\sigma_z = \frac{(20)(2)(4)}{(4+2)(2+2)}$$

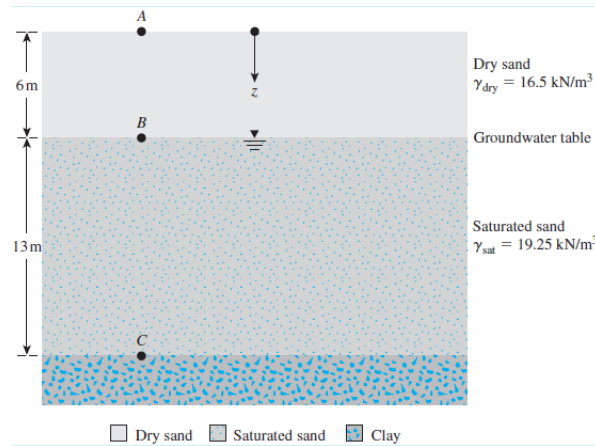
$$\Delta\sigma_z = 6.67 \frac{\text{T}}{\text{m}^2}$$

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

2.7 Ejercicios Propuestos

1. Dado el perfil mostrado en la Figura No 2.45, determine los esfuerzos totales, la presión de poros y esfuerzos efectivos en los puntos A, B y C, dibuje los diagramas de presiones.

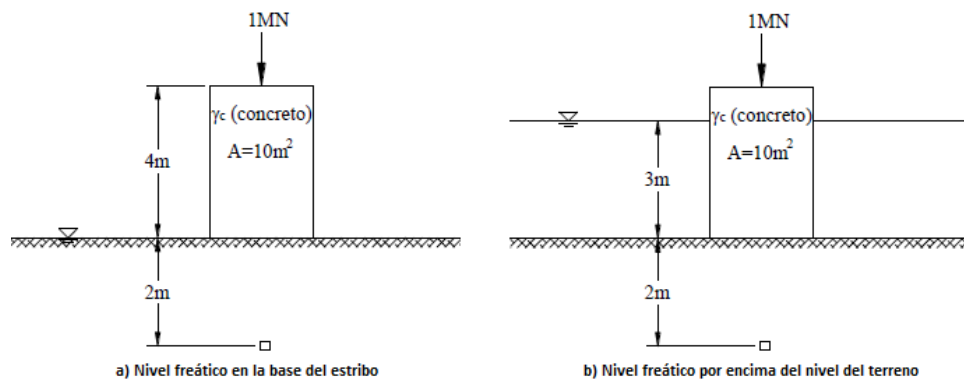
Figura No 2.45: Perfil de suelo



Fuente: Braja M. Das, "Principles of Geotechnical Engineering", Capítulo 9, Séptima edición

2. El estribo de un puente tiene 4 m de altura y un área de 10 m^2 y soporta una carga de 1 MN. (El peso unitario del concreto es $\gamma_c = 20 \text{ kN/m}^3$). El estribo está fundado en el lecho de un río donde existe por lo menos 5 m de arena con un peso unitario $\gamma_s = 20 \text{ kN/m}^3$. Calcular el esfuerzo efectivo a 2.0 m de profundidad del terreno en los siguientes casos:
 - a) Cuando el nivel del río está igual al nivel del terreno (ver figura No 2.46a).
 - b) Cuando el nivel del río tiene 3.0 m de altura (ver figura No 2.46b).

Figura No 2.46: Sección del estribo del puente

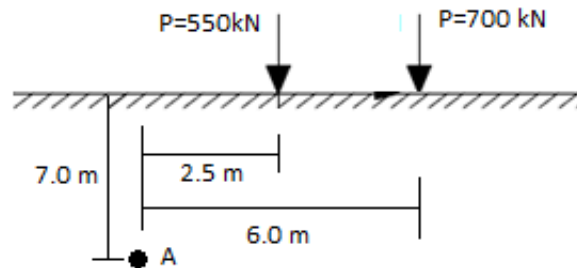


Fuente: J. Campos & G. Guardia (2005), "Apoyo didáctico al aprendizaje de la Mecánica de Suelos mediante problemas resueltos"

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

3. Sobre la superficie natural del terreno que se muestra en la figura No 2.47, se han aplicado dos cargas puntuales de 550 y 700kN, determine el incremento de esfuerzo, para una profundidad de 7.0 m.

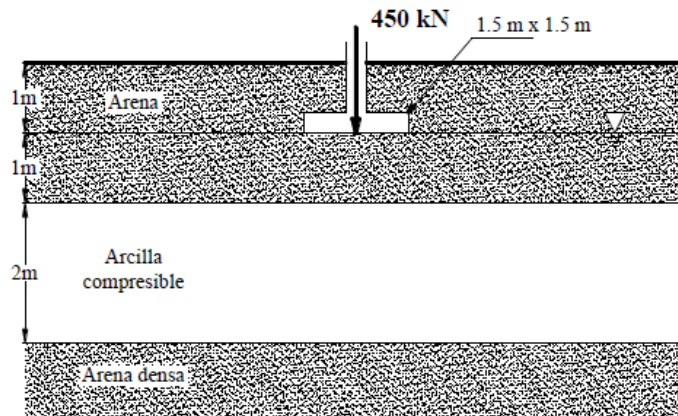
Figura No 2.47: Ubicación de carga en superficie



Fuente: J. Campos & G. Guardia (2005), "Apoyo didáctico al aprendizaje de la Mecánica de Suelos mediante problemas resueltos"

4. Para la zapata de fundación cuadrada ($1.50 \times 1.50\text{ m}$) de la Figura No 2.48, determinar el incremento de presión promedio en el estrato de arcilla compresible ubicado a un metro por debajo del centro de la fundación.

Figura No 2.48: Esquema estratigráfico sobre la que se apoya la zapata de fundación



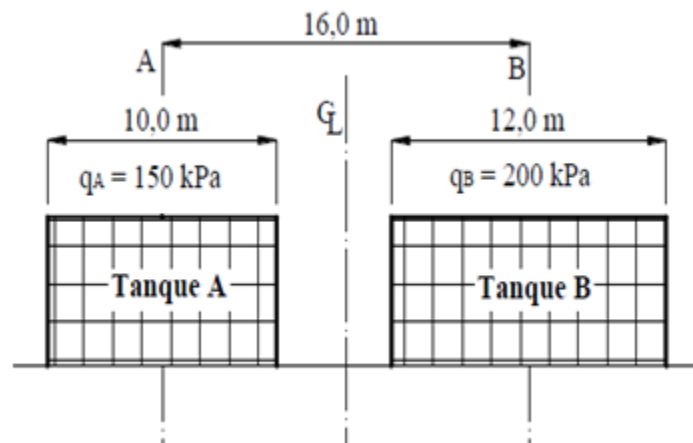
Fuente: J. Campos & G. Guardia (2005), "Apoyo didáctico al aprendizaje de la Mecánica de Suelos mediante problemas resueltos"

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

5. Se ha realizado la construcción de dos tanques de acero para almacenamiento de petróleo, en una refinería. El tanque A tiene 10 m de diámetro y transmite al suelo una presión uniforme de 150 kPa. El tanque B tiene 12 m de diámetro y transmite al suelo una presión uniforme de contacto de 200 kPa. Ambos tanques se encuentran emplazados sobre la superficie natural del terreno y la distancia entre sus centros es de 16 m, como se observa en la Figura No 49.

Se requiere encontrar los incrementos esfuerzo vertical inducidos por los tanques sobre el eje vertical central de cada tanque (A y B) y a una profundidad de 10 m por debajo de la base.

Figura No 2.49: Elevación y geometría de los tanques



Fuente: J. Campos & G. Guardia (2005), "Apoyo didáctico al aprendizaje de la Mecánica de Suelos mediante problemas resueltos"

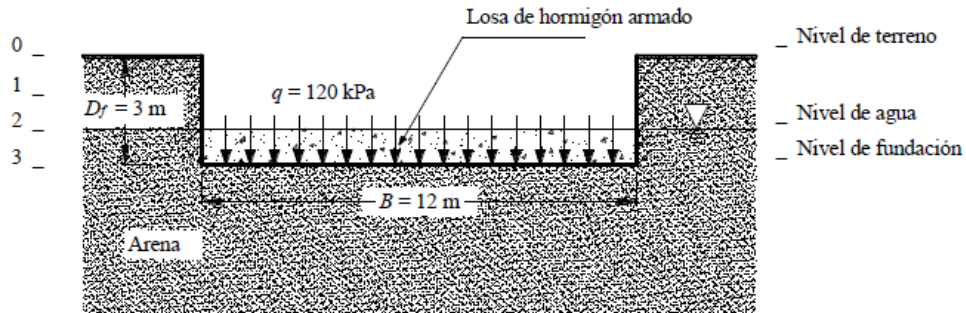
6. Se planea construir un edificio comercial de 12 plantas (incluyendo sótano). Cada planta ejerce una presión de 10 kPa, esto considerando el peso propio de la estructura o carga muerta, y también acciones de sobrecarga o cargas vivas tales como un tanque de agua y maquinarias. La fundación de la estructura consiste de una losa de concreto armado de 12 m de ancho y 30 m de largo, que se apoya a 3 m de profundidad, ver figura No 2.50.

El terreno está compuesto por arena. El peso unitario de la arena saturada es 21 kN/m^3 , el peso unitario de la arena seca es 19 kN/m^3 y el nivel freático se encuentra a 2 m de profundidad.

Despreciando el efecto de la capilaridad y percolación, se pide determinar el incremento de esfuerzo vertical causado por la estructura a una profundidad de 4 m por debajo del centro de la base de la losa.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Figura No 2.50: Profundidad de desplante proyectada del edificio

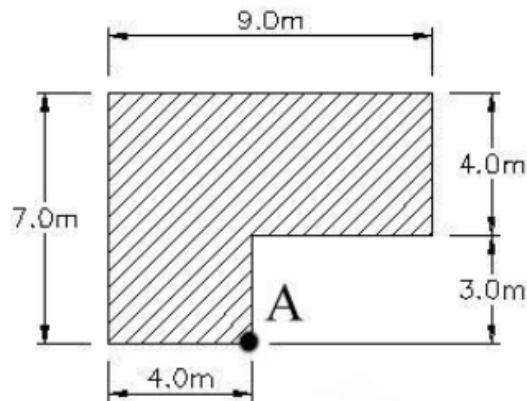


Fuente: J. Campos & G. Guardia (2005), "Apoyo didáctico al aprendizaje de la Mecánica de Suelos mediante problemas resueltos"

7. La Figura No 2.51 muestra una losa de fundación flexible ubicada sobre la superficie del terreno. La carga uniforme que ejerce la losa sobre el suelo es de 250 kPa. Se pide calcular el incremento de esfuerzo vertical por debajo del punto A, a una profundidad de 5 metros utilizando:

- a) Método analítico (Boussinesq)
- b) Método gráfico de Newmark

Figura No 2.51: Planta de la losa de fundación



Fuente: J. Campos & G. Guardia (2005), "Apoyo didáctico al aprendizaje de la Mecánica de Suelos mediante problemas resueltos"

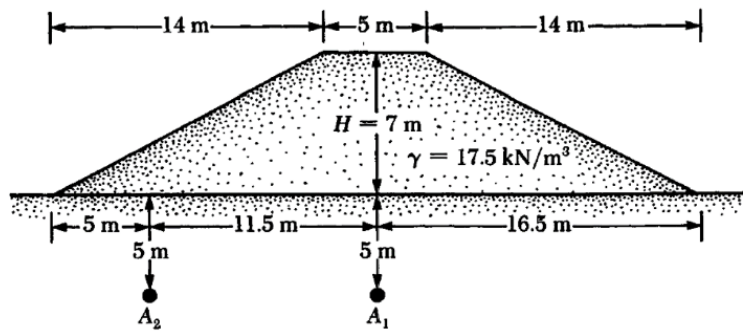
CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

8. Una superficie rectangular flexible mide 1.5 metros de ancho x 3.0 metros de largo en planta y soporta una carga uniformemente distribuida de 96 kPa. Determine el incremento del esfuerzo vertical debido a esta carga a una profundidad de 3.81 metros debajo del centro del área rectangular.

Resuelva por el método 2:1, con el ábaco de carga en la esquina, con el ábaco de carga en el centro (Boussinesq) y con la carta de Newmark.

9. Determine el incremento de esfuerzo vertical en los puntos A_1 y A_2 del terraplén que se presenta en la Figura No 2.52.

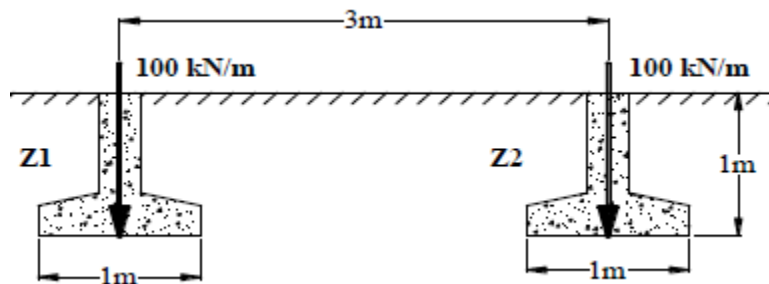
Figura No 2.52: Esquema y geometría del terraplén



Fuente: J. Campos & G. Guardia (2005), "Apoyo didáctico al aprendizaje de la Mecánica de Suelos mediante problemas resueltos"

10. La Figura No 2.53 muestra dos zapatas corridas Z1 y Z2 ($L \gg B$), separadas por una distancia de 3.0 metros y cargadas linealmente con 100 kN/m. Se pide calcular los incrementos de esfuerzo (ocasionado por ambas zapatas) sobre el eje central de la zapata Z1, a profundidades de 1m, 3m y 6m.

Figura No 2.53: Sección de apatas corridas cargadas



Fuente: J. Campos & G. Guardia (2005), "Apoyo didáctico al aprendizaje de la Mecánica de Suelos mediante problemas resueltos"

UNIDAD 3: RED DE FLUJO EN EL SUELO

3.1 Introducción

Las trayectorias del flujo del agua a través de los suelos reales y las correspondientes presiones de poro son extremadamente complejas, debido a la manera en que la permeabilidad varía de punto a punto y en diferentes direcciones. A pesar de las complejidades de los problemas reales, el ingeniero puede mejorar bastante su criterio con respecto a la filtración y sus efectos, es estudiando el flujo en condiciones sencillas esquematizadas, donde se plantean líneas de flujo y líneas equipotenciales, lo que constituye una red de flujo, mediante la cual es posible el cálculo del caudal circundante y las presiones hidrodinámicas en cualquier punto.

En el pasado el proyecto de las presas y estructura de contención de agua hechas con suelos se basaba prácticamente en conocimiento empírico basado en experiencias, en este sentido se adoptaban los diseños de obras que habían resistido satisfactoriamente a las inclemencias del agua y el paso del tiempo. Con el nacimiento de la Mecánica de suelos y el estudio del comportamiento de los materiales, ha sido posible analizar proyectos de presas y estructuras afines ya construidas con el objetivo de extraer de ellas y especialmente de las que fallaron, enseñanzas de tendencia generalizadora.

Darcy estableció las bases del análisis de problemas de infiltración a través de los suelos; el siguiente en aportar a dicho estudio fue Forchheimer, quién demostró que la carga hidráulica que gobierna el flujo en un medio poroso es una función armónica que satisface la ecuación de Laplace, fue así como se dio pie al desarrollo de las bases para el método gráfico de las Redes de Flujo.

Al resolver un problema práctico de flujo de agua, como por ejemplo, el análisis de la infiltración a través de la cortina y del terreno de cimentación de una presa de tierra, se obtiene información muy útil, referente a los aspectos siguientes:

1. El caudal de infiltración a través de la zona de flujo.
2. La influencia del flujo de agua sobre la estabilidad general de la masa de suelo a través de la que fluye.
3. Las posibilidades que el agua de infiltración produzca arrastre de material sólido, erosión, tubificación, etc.

El primer aspecto tiene importancia ya que todo caudal que se infiltra a través de una cortina o presa de tierra, representa pérdidas, que deben ser cuantificadas.

El segundo aspecto es uno de los más importantes relacionados con problemas de flujo de agua, ya que cuando el agua fluye la presión a la que está sometida es hidrodinámica, lo que tiene

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

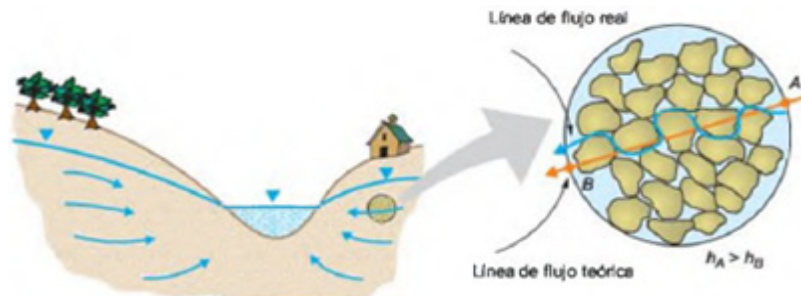
repercusiones importantes, como por ejemplo, cuando el agua fluye se altera el peso específico sumergido del suelo, aumenta la presión de poros en el suelo por lo que se disminuye el esfuerzo efectivo y a su vez la resistencia al esfuerzo cortante.

Y el tercer aspecto pero no menos importante, ya que el agua al infiltrarse a través del suelo puede producir en ciertas zonas arrastre de partículas sólidas, erosionando y dejando surcos dentro de la masa de suelo, lo que pone en riesgo la estabilidad del conjunto.

3.2 Definición de red de flujo

El flujo de agua a través de un suelo saturado se puede representar esquemáticamente por *líneas de flujo*, que son los caminos que toman las partículas de agua en movimiento. El agua tiende a seguir el camino más corto entre un punto y otro, pero al mismo tiempo, los cambios de dirección los hace solamente por curvas suaves. Las líneas de flujo son, por lo tanto, líneas curvas que tienen algún paralelismo, como un manojo de bandas de goma ligeramente estiradas que se extendieran del punto de mayor carga al de menor carga. En muchos casos las curvas son segmentos de elipse o parábolas. Ver figura No 3.1

Figura No 3.1 Trayectoria de líneas de flujo en el suelo.



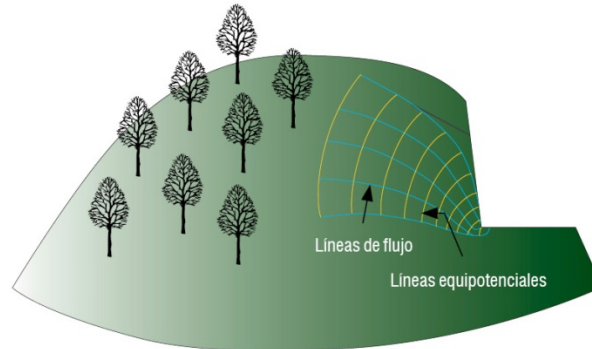
Fuente: Luis I. González de vallejo, "Ingeniería Geológica"

Las diferentes cantidades de energía o carga se pueden representar en la misma figura por *líneas equipotenciales*, que son líneas en las cuales todos los puntos tienen igual carga. Estas líneas son como curvas de nivel de igual energía, dichas líneas se intersectan con las líneas de flujo en ángulo recto, ya que el agua se mueve de los niveles de mayor energía a los de menor energía.

Al esquema de las líneas de flujo y líneas equipotenciales se le denomina *red de flujo*, dicho instrumento es utilizado en la solución de problemas de filtraciones de agua. Ver figura No 3.2.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Figura No 3.2. Esquema de una red de flujo en el interior de una ladera



Fuente: Cuanalo Campos O. A. et al. "Inestabilidad de laderas. Influencia de la actividad humana". Año 2011, pág. 44

El flujo de agua puede ser de dos tipos: laminar y turbulento. El régimen de flujo se considera laminar cuando las trayectorias de las gotas de agua (líneas de corriente) no interfieren unas contra otras. En caso contrario, se trata de un flujo turbulento. Para el estudio de filtraciones en el terreno, salvo en algunos casos especiales de suelos de gran permeabilidad, el flujo a través de grandes fisuras, etc. se suele considerar que el régimen es laminar. En estas condiciones es aplicable la ley de Darcy y se puede suponer que la velocidad de flujo es proporcional al gradiente hidráulico (ver figura No 3.3):

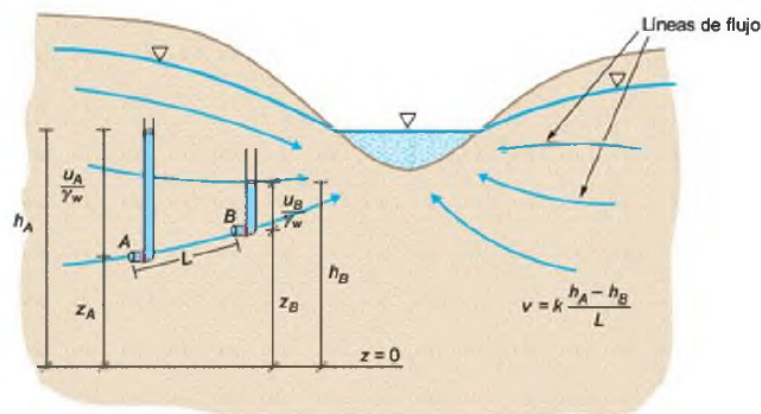
$$v = k \frac{\Delta h}{L} = ki$$

Dónde:

V: velocidad media del agua a través de una sección macroscópica del suelo, es decir, la velocidad aparente a lo largo de las líneas de flujo teóricas.

K: permeabilidad del medio

Figura No 3.3. Perdida de carga y gradiente hidráulico



$h_A > h_B \Rightarrow$ Flujo de A hacia B

Fuente: Luis I González de vallejo, "Ingeniería Geológica"

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Para la solución de los problemas de filtración de agua y apoyándose en las características que poseen las redes de flujo, como en la ley de Darcy, se puede deducir la expresión matemática de esta, tomando en cuenta las siguientes consideraciones:

- El suelo está saturado,
- El volumen de agua en los poros permanece constante durante el flujo
- El coeficiente de permeabilidad es el mismo en todos los puntos

Si se parte de la Ecuación de Darcy, el caudal se puede descomponer en x e y:

$$q_x = k i_x A_x$$

$$q_y = k i_y A_y$$

$$i = \frac{\Delta h}{\Delta L} = \frac{dh}{dL}$$

La velocidad de filtración v es la cantidad de flujo o caudal dividida entre el área de flujo, por lo que las ecuaciones pueden escribirse:

$$v = \frac{Q}{A}$$

$$v_x = k \frac{\partial h}{\partial x}$$

$$v_y = k \frac{\partial h}{\partial y}$$

El flujo a través de un elemento pequeño de suelo que tenga las dimensiones dx , dy y 1 se muestra en la figura No 3.4.a y se expresa en la forma siguiente:

$$\text{Entrada: } v_x dy + v_y dx,$$

$$\text{Salida: } \left(v_x + \frac{\partial v_x}{\partial x} dx \right) dy + \left(v_y + \frac{\partial v_y}{\partial y} dy \right) dx$$

Si el volumen de agua en los poros permanece constante, la cantidad de flujo que entra es igual a la que sale, de manera que igualando las dos expresiones anteriores y simplificando se tiene:

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} = 0$$

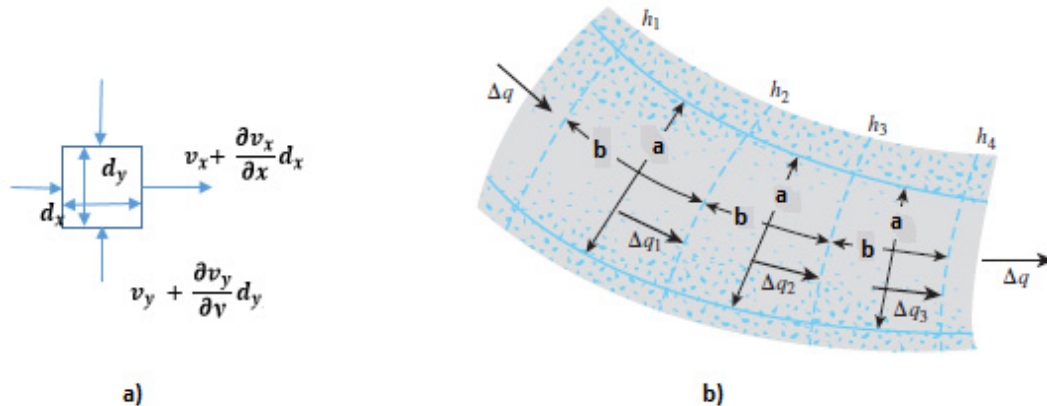
Y sustituyendo las velocidades, de sus ecuaciones respectivas, se tiene:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0$$

Esta ecuación de física matemática es la ecuación de Laplace, que indica la pérdida de energía en un medio resistivo. Esta ecuación representa dos grupos de líneas cada una de las cuales contiene un número infinito de curvas paralelas, las cuales se intersectan en ángulo recto, como

se muestra en la figura No 3.4b. Las líneas equipotenciales forman un grupo y las líneas de flujo otro y el conjunto forma la red de flujo.

Figura No 3.4 Significación física de la red de flujo



Fuente: Braja M. Das, "Principles of Geotechnical Engineering", Capítulo 8: Seepage

3.2.1 Componentes de una red de flujo

Como se mencionó anteriormente, la ecuación de continuidad en un medio isotrópico se representa por medio de dos familias de curvas ortogonales, se puede decir que una red de flujo es una combinación de éstas:

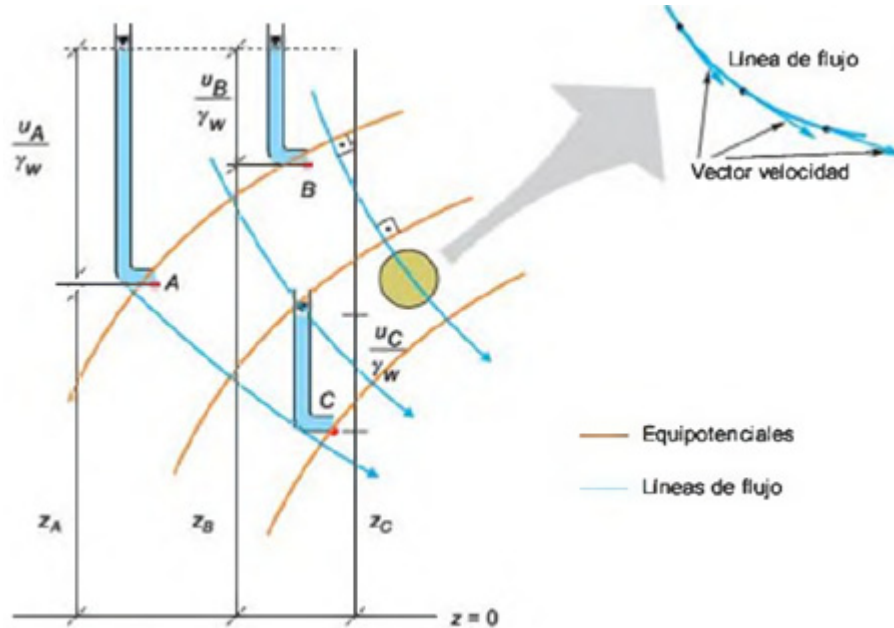
- Líneas de flujo
- Líneas equipotenciales

Una *línea de flujo* es una línea a lo largo de la cual una partícula de agua viajará de aguas arriba hacia aguas abajo en el medio permeable del suelo. Por su parte una *línea equipotencial* es una línea a lo largo de la cual la presión en todos los puntos es igual. Así, si se colocan piezómetros en diferentes puntos a lo largo de una línea equipotencial, el nivel del agua subirá a la misma elevación en todos ellos. La figura No 3.5 muestra la representación de líneas de flujo y líneas equipotenciales para el flujo en la capa de suelo permeable, constante en todas direcciones.

Se trata de definir en cada caso en particular las condiciones de frontera específicas del problema y de trazar cumpliendo las condiciones, las dos familias de curvas ortogonales, obteniendo una verdadera imagen gráfica del problema.

Al trazar en un dibujo hecho a mano las dos familias, respetando las condiciones de frontera y de ortogonalidad, se tendrá una aproximación a la solución única del problema; si el dibujo se ha realizado con cuidado, ésta aproximación es lo suficientemente buena para los fines ingenieriles y da soluciones ventajosas del problema respecto a las que se obtienen por los métodos matemáticos rigurosos, algo más preciso quizá pero mucho más complicado.

Figura No 3.5: Definición de líneas de flujo y líneas equipotenciales



Fuente: Luis I González de vallejo, "Ingeniería Geológica"

3.3 Trazo de la red de flujo

Para trazar una red se utiliza el procedimiento de Forcheimer, el que es simple y aplicable a cualquier problema de flujo uniforme en dos direcciones. El espacio entre cualquier par de líneas de flujo, es un canal de flujo. Si un cierto número de canales de flujo, N_f , se selecciona de manera que el caudal a través de cada un Δq sea el mismo, se tiene:

$$\Delta q = q/N_f$$

La pérdida de carga entre cualquier par de líneas equipotenciales es la caída equipotencial $\Delta h'$. Si se selecciona un cierto número de caídas equipotenciales N_d de manera de que todas son iguales se tiene que:

$$\Delta h' = \Delta h/N_d$$

El ancho de cualquiera de los elementos de esa red de flujo es a y la distancia entre las líneas equipotenciales es b , como se indica en la figura No 3.4b, (la tercera dimensión es 1. El gradiente y el caudal están dados por:

$$i = \frac{\Delta h'}{b} = \frac{\Delta h/N_d}{b}$$

$$\Delta q = k \left(\frac{\Delta h/N_d}{b} \right) a$$

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

El caudal total de la red, cuya tercera dimensión es uno se expresa por:

$$q = \Delta q N_f = k \Delta h \left(\frac{b}{a} \right) \frac{N_f}{N_d}$$

La razón (a/b) está fijada por la razón de $\frac{N_f}{N_d}$, y es la misma a través de toda la red. Si se selecciona N_f y N_d de manera que a=b, la ecuación del caudal, (siendo la unidad la dimensión perpendicular al plano de la red de flujo), es:

$$q = k \Delta h \frac{N_f}{N_d}$$

A esto se le llama una red cuadrada porque todas las intersecciones entre los lados son en ángulo recto y el largo y ancho promedio son iguales

El trazo de una red de flujo comprende de manera general, los siguientes pasos:

1. Delimitación de la zona de flujo que se desea estudiar analizando sus condiciones específicas de frontera, haciendo el dibujo a escala que muestre los límites permeables a través de los cuales el agua entra y sale del suelo y los límites impermeables que limitan y confinan el suelo.
2. Trazo de dos familias de curvas ortogonales entre sí que satisfagan las condiciones de frontera y que constituyen la solución única a la ecuación de Laplace.
3. Las líneas equipotenciales intersectan las líneas de flujo en ángulo recto.
4. Dibujar las líneas de flujo de manera que el gasto o caudal que pasa por el canal formado entre cada dos de ellas sea el mismo (Δq).
5. Dibujar las líneas equipotenciales de manera que la caída hidráulica entre cada dos de ellas sea la misma ($\Delta h'$)
6. Los elementos de flujo formados deben ser cuadrados aproximados.

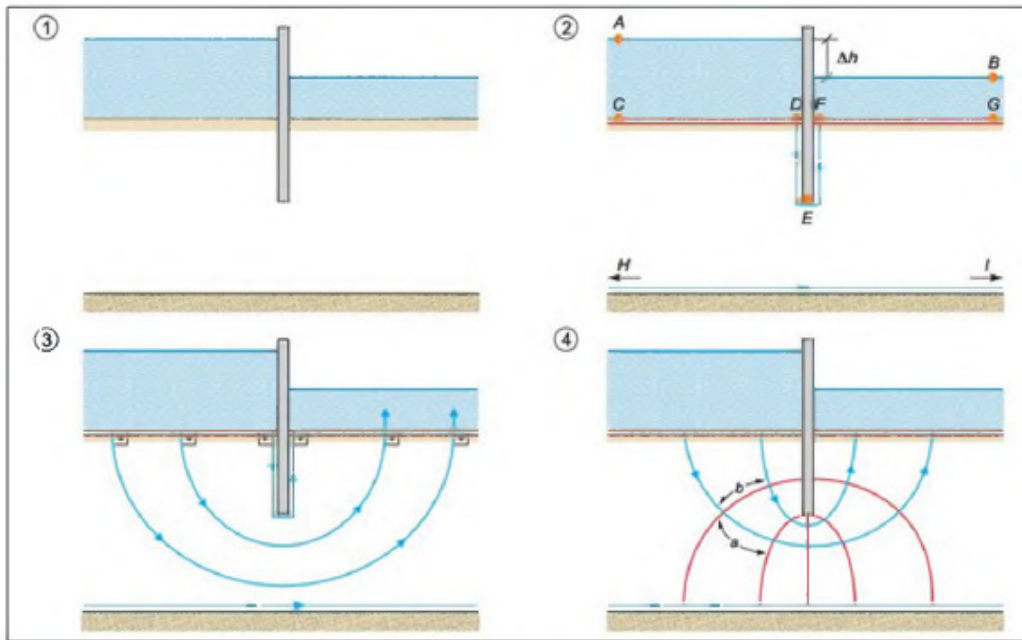
En la figura No 3.6 se aprecia el trazo de una red de flujo para el caso de una pantalla de concreto que penetra hasta la mitad de una capa aluvial permeable. Por debajo se encuentra un sustrato de permeabilidad 10 veces menor que el aluvial (lo que comparativamente, permite considerarlo como impermeable y suponer que todo el flujo circula a través del estrato de material aluvial). La pantalla sobresale de la superficie del terreno y se emplea para embalsar una altura determinada de agua, de forma que la diferencia de cota en la lámina de agua a un lado y otro de la pantalla es Δh . Para la solución gráfica es conveniente seguir los siguientes pasos:

1. Se dibuja la geometría del problema a escala.
2. Se dibujan las líneas de flujo y equipotenciales conocidas de contorno:
 - La línea CD es una equipotencial y todos sus puntos tienen la misma altura piezométrica del punto A, ya que no existen pérdidas de carga a través de la lámina de agua.
 - La Línea FG es una equipotencial, con la altura piezométrica del punto B.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

- La línea HI es una frontera impermeable; al no existir flujo a través de ella, la velocidad es tangente y constituye una línea de corriente.
3. Se trazan varias líneas de corriente, perpendiculares a las equipotenciales conocidas del contorno.
 4. Se dibujan las líneas equipotenciales necesarias para conseguir “cuadrados curvilíneos”, de forma que ambas familias sean perpendiculares entre sí.
 5. Se observa el resultado conseguido, y se corrige si es necesario, lo que es habitual, para conseguir mejores cuadrados y una mejor ortogonalidad; como ayuda se puede comprobar que las diagonales de los cuadrados curvilíneos también son ortogonales o que puede inscribir un círculo en ellos.

Figura No 3.6 Trazo de una red de flujo a través de una pantalla de concreto



Fuente: Luis I. González de vallejo, “Ingeniería Geológica”

En la figura No 3.7 se muestran las condiciones de frontera de la red de flujo a través de una presa de tierra.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Figura No 3.7: Condiciones de frontera de la red de flujo en una presa de tierra

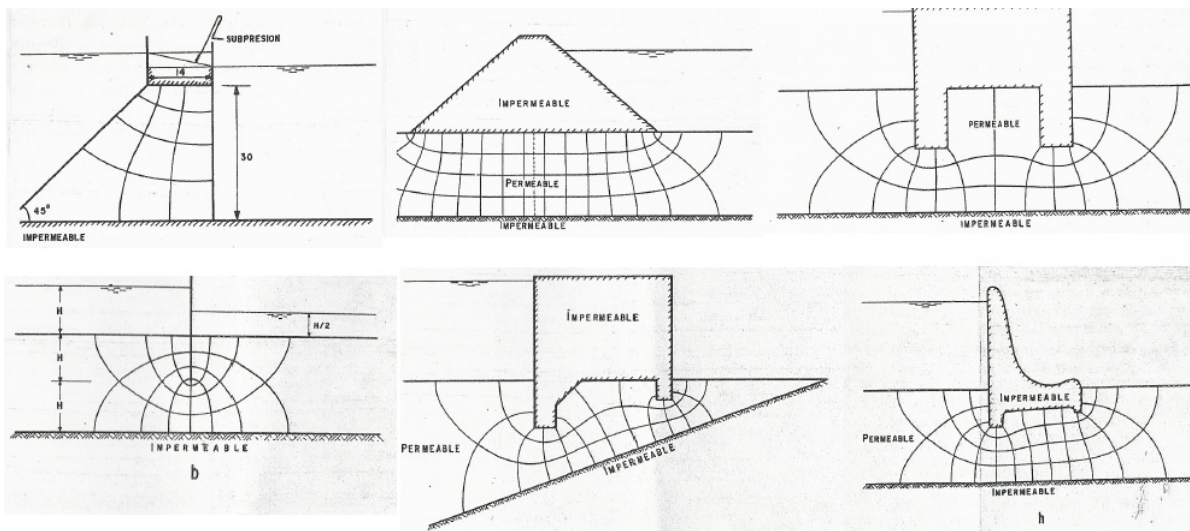


Fuente: E. Juárez Badillo, A. Rico Rodríguez, "Mecánica de Suelos" tomo III

- El contacto entre el agua libre y un medio permeable a través del cual se infiltra el agua, es siempre una línea equipotencial (línea 1-2).
- En el caso de la frontera 1-3, el agua que llegue a hacer contacto con ésta línea, deberá de seguirla en su recorrido pues la roca impermeable no le permite atravesarla, así la línea 1-3 es una línea de flujo, por lo tanto, es posible establecer que el contacto entre un medio impermeable y otro permeable a través del cual se infiltra el agua, es una línea de flujo.

En la Figura No 3.8 se muestran ejemplos de redes de flujo para diferentes estructuras y condiciones.

Figura No 3.8: Ejemplos de redes de flujo



Fuente: E. Juárez Badillo & A. Rico Rodríguez, "Mecánica de Suelos" tomo III

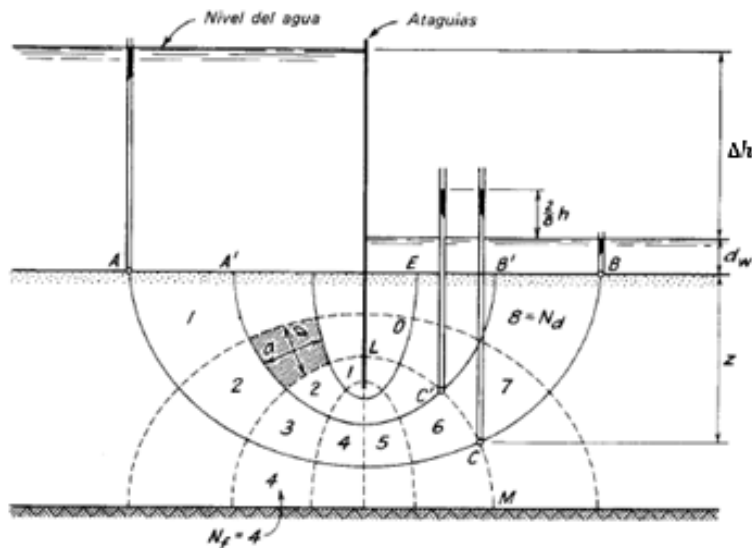
3.3.1 Comportamiento de la red de flujo en tablaestacas

Considere el flujo de agua a través de un material permeable (Figura No 3.9) en el que se ha hincado una tablestaca. Se supone que la permeabilidad del suelo es la misma en todos los puntos y que es igual en todas las direcciones; además, la tablestaca y el manto de roca que está debajo del suelo se consideran completamente impermeables. Se acepta como válida la ley de Darcy (continuidad) y asimismo que tanto el suelo como el agua son incompresibles.

El agua que entra al suelo aguas arriba del tablestacado, se mueve hacia la superficie del terreno aguas abajo siguiendo trayectorias curvas regulares, como AB, que se conocen con el nombre de líneas de flujo. La circulación es producida por la carga hidráulica h , que impulsa el agua de A hacia B.

Al moverse una partícula de agua de A hacia B produce un arrastre por fricción en las partículas del suelo; a su vez, este arrastre produce una presión de filtración en la estructura del suelo; la presión de filtración en cualquier punto actúa en la dirección de la línea flujo en ese punto. La carga hidráulica disminuye continuamente de aguas arriba a aguas abajo a lo largo de cada línea de flujo. En consecuencia, el nivel piezométrico en un punto C tiene un valor intermedio entre los de A y B. Entre los extremos de cualquier otra línea de flujo, como A'B' la carga hidráulica es también h y existe un punto C', en el cual el nivel piezométrico es el mismo que en C, puesto que están situados en la misma línea equipotencial.

Figura No 3.9: Componentes de una Red de flujo



Fuente: Peck-Hanson, "Ingeniería de Cimentaciones"

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Al principio se deben establecer las condiciones de frontera que deben satisfacerse; es decir, determinar si se conocen anticipadamente algunas líneas de flujo o equipotenciales, ver figura No 3.10a:

- La pared formada por el tablestacado mismo constituye una línea de flujo. El agua que entra en el suelo inmediatamente a la izquierda del tablestacado, se mueve verticalmente hacia abajo en dirección de la punta de la tablestaca; pasa a la derecha abajo de la misma, y sube verticalmente a lo largo del paramento de aguas abajo de la propia tablestaca.
- La superficie del estrato impermeable es también una línea de flujo. El agua que entra al sistema infinitamente lejos a la izquierda, fluye a lo largo de esta superficie hasta que ha pasado infinitamente lejos a la derecha. Es evidente que estas dos líneas de flujo marcan las fronteras de la región de flujo. Todas las líneas restantes deben estar situadas entre ellas.
- La superficie del terreno aguas arriba es una línea equipotencial, porque el nivel del agua en cualquier piezómetro con su extremo inferior en la superficie del terreno, coincidiría con la superficie libre del agua en esa zona.
- La superficie del terreno aguas abajo es una línea equipotencial; el nivel piezométrico coincide con la superficie del agua aguas abajo. Todas las líneas equipotenciales restantes deben localizarse entre estas dos.

Las condiciones de frontera del problema se resumen en la figura No 3.10a.

1. Están representadas por las líneas equipotenciales ab y cd, y por las líneas de flujo bec y fg.
2. La construcción del resto de la red de flujo se comienza haciendo el croquis de un pequeño número de líneas de flujo, quizá solamente dos; cada línea de flujo empieza en ab, y termina en cd. Como ab y cd son líneas equipotenciales, las líneas de flujo deben interceptarlas en ángulo recto. Las líneas de flujo bosquejadas deben ser curvas suaves cuya forma vaya marcando una transición gradual de una línea de flujo de frontera (bec) a la otra (fg). El tanteo inicial puede parecerse al de la figura No 3.10b.
3. En seguida, se hace el intento de dibujar líneas equipotenciales que cumplan con los requisitos del problema. Estas líneas son también curvas suaves, y deben cruzar a las líneas de flujo en ángulo recto. Además, para simplificar la interpretación de la red de flujo, la separación entre las líneas equipotenciales debe ser tal, que la caída de nivel piezométrico sea la misma entre cada par de líneas equipotenciales sucesivas.
4. Es también conveniente separar las líneas de flujo, de manera que el caudal en cada canal limitado por dos líneas sucesivas, sea el mismo. Estos dos requisitos pueden satisfacerse haciendo cada área limitada por dos líneas de flujo adyacentes y dos líneas

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

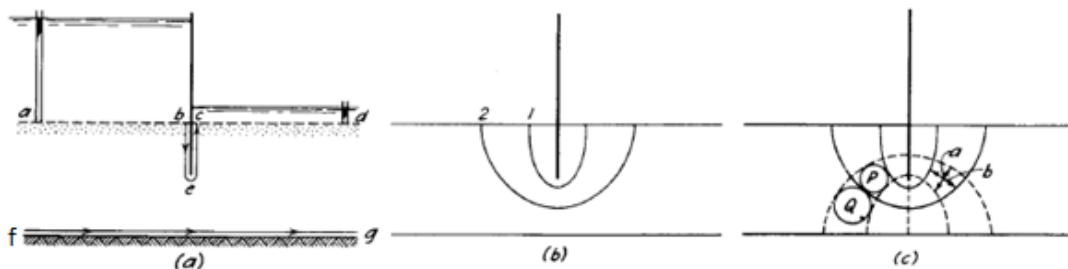
equipotenciales adyacentes, aproximadamente equidistantes. Es decir, las distancias a y b (Figura No 3.10c) deben ser iguales. Como recurso para juzgar si un área de lados curvos satisface éste criterio, puede inscribirse un círculo en el área. Es evidente que el área P es razonablemente equidimensional, pero el área Q no satisface los requisitos.

5. El primer tanteo de un conjunto de líneas equipotenciales debe dibujarse haciendo un esfuerzo para que las intersecciones resulten en ángulo recto con las líneas de flujo tanto como sea posible y subdividir el espacio en áreas que puedan diferir entre sí en tamaño, pero en que cada uno sea equidimensional.
6. Ordinariamente, el primer intento no resulta satisfactorio, pero el estudio del croquis sugerirá las modificaciones apropiadas tanto en las líneas de flujo como en las equipotenciales. Como la forma y posición de cada conjunto de líneas depende de las del otro, comúnmente es necesario hacer una serie de ajustes. Puede adquirirse una gran habilidad para dibujar redes de flujo con la práctica y el estudio de redes bien dibujadas para varias condiciones de frontera.

Una vez dibujada la red de flujo, es posible la obtención del caudal circulante y el cálculo de presiones, por lo que se hace necesario definir ciertos conceptos, de la figura No 3.9 se tiene:

7. *Canal de flujo*, conformado por dos líneas de flujo, en donde todos los canales de flujo transportan el mismo caudal, en este caso el número de canales de flujo N_f es igual a 4, (ver figura No 3.9).
8. *Número de caídas equipotenciales (N_d)*, están formadas cada dos líneas equipotenciales, en este caso $N_d = 8$, (ver figura No 3.9).
9. *Caída equipotencial ($\Delta h'$)*, es la pérdida de carga en cada línea equipotencial a medida avanza el flujo, es decir, la pérdida de carga total (h) se distribuye de manera uniforme entre el número de caídas equipotenciales, en este caso $\Delta h = h/8$, (ver figura No 3.9).

Figura No 3.10: Procedimiento para el trazo de una red de flujo



Fuente: Peck-Hanson, Ingeniería de Cimentaciones, Cap. 2: Filtración y redes de flujo

3.3.2 Consideraciones para el trazo de redes de flujo

Para el trazo de redes de flujo Casagrande proporciona los siguientes consejos a los ingenieros no expertos en este campo y a los jóvenes estudiantes:

1. Úsense todas las oportunidades posibles para estudiar la apariencia de redes de flujo bien hechas, tratando después de repetirlas sin tener a la vista el modelo hasta obtener dibujos satisfactorios.
2. Usualmente es suficiente trazar la red con un número de canales de flujo comprendidos entre cuatro y cinco. El uso de muchos canales dificulta grandemente el trazo y desvía la atención de los aspectos especiales.
3. Debe siempre observarse la apariencia de la red en conjunto, sin tratar de corregir detalles hasta que toda ella esté aproximadamente bien trazada.
4. Frecuentemente hay partes de la red en que las líneas de flujo deben ser aproximadamente rectas y paralelas: en ese caso los canales son más o menos del mismo ancho y los cuadrados deben resultar muy parecidos.
5. Las redes de flujo en áreas confinadas, limitadas por fronteras paralelas (especialmente la superior y la inferior) son frecuentemente simétricas y las líneas de flujo y las equipotenciales son entonces de forma parecida a la elíptica.
6. Un error común de los principiantes es el de dibujar transiciones bruscas entre partes rectas y las curvas de las diferentes líneas. Las transiciones deben ser siempre muy suaves y de forma parabólica o elíptica; el tamaño de los diferentes cuadrados debe ir cambiando gradualmente.
7. Las condiciones de frontera pueden introducir particularidades a la red.
8. Una superficie de salida en la red en contacto con el aire, si no es horizontal, nunca es ni línea de flujo ni equipotencial, de manera que los cuadrados limitados por esa superficie no pueden ser completos.

3.4 Cálculo del caudal

Una vez trazada la red de flujo, se debe considerar la geometría de los elementos definidos por las líneas de flujo y las líneas equipotenciales, pudiendo ser dichos elementos de forma cuadrada (caso I) o rectangular (caso II), el cálculo se muestra a continuación:

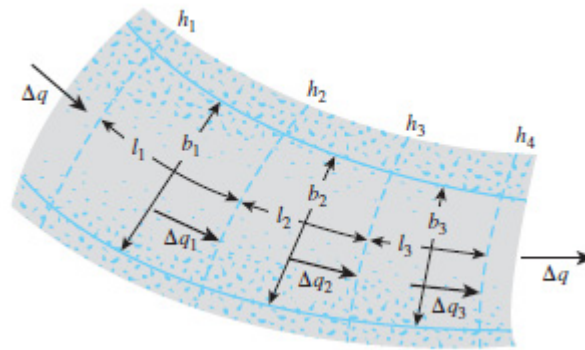
Caso I: Elementos en la red de flujo cuadrados

En el apartado 3.3 se presentó el cálculo del caudal para ésta condición.

Caso II: Elementos en la red de flujo rectangulares

A continuación se presenta el cálculo del caudal, cuando los elementos de la red de flujo son rectangulares y no cuadrados como en el caso anterior, el procedimiento es similar, se muestra en la figura No 3.11:

Figura No 3.11: Canal de Flujo con elementos rectangulares



Fuente: Braja M. Das, "Principles of Geotechnical Engineering",
Capítulo No 8: Seepage

Para el canal de flujo en análisis mostrado en la figura No 3.11, los elementos tienen una anchura "b", una longitud (l) y un espesor unitario en la dirección del muro. Tal como se definió anteriormente de acuerdo con la ley de Darcy, el caudal que circula a través de un elemento es:

$$\Delta q = k_i A$$

Pero se sabe que el área de la sección transversal del elemento, en este caso rectangular es:

$$A = b \times 1$$

Por lo tanto:

$$\Delta q = k_i b$$

El gradiente hidráulico a través de los elementos rectangulares es $i = \frac{\Delta h}{l}$, pero se tiene que $\Delta h = \frac{h}{N_d}$, por lo tanto:

$$i = \frac{\Delta h}{l N_d}$$

Sustituyendo i en Δq :

$$\Delta q = (k) \left(\frac{\Delta h}{l N_d} \right) (b)$$

Definiendo: $\frac{b}{l} = n$, como un factor de forma, entonces:

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

$$\Delta q = k \frac{\Delta h}{N_d} n$$

Si el número de canales de flujo es N_f , el caudal total (q) por unidad de longitud de muro es:

$$q = k \Delta h \frac{N_f}{N_d} n$$

3.4 Cálculo de Presiones

Retomando la red de flujo mostrada en la figura No 3.9, una partícula de agua que siga la trayectoria AB (o cualquier otra línea de flujo), cruzara ocho espacios limitados por líneas equipotenciales sucesivas.

Cada espacio representa una caída equipotencial ($\Delta h'$):

$$\Delta h' = \frac{\Delta h}{N_d}$$

Dónde:

$\Delta h'$: caída equipotencial

Δh : Pérdida de carga total

N_d : número de caídas equipotenciales a lo largo de cualquier línea de flujo

De la figura No 3.9, se tiene: $\Delta h' = \frac{\Delta h}{8}$; ya que se tiene que cuando el agua llegue al punto C, la carga perdida es $6\Delta h$ o $\frac{6\Delta h}{8}$. El nivel piezométrico en C es entonces $\frac{6\Delta h}{8}$ abajo del nivel del agua aguas arriba o $\frac{2\Delta h}{8}$ del nivel aguas abajo.

La carga piezométrica en C es, por lo tanto:

$$z + d_w + \frac{2}{8} \Delta h$$

Dónde:

z : Profundidad de estrato permeable desde superficie del terreno en el punto C.

d_w : Altura de la columna de agua, por encima del nivel del terreno aguas abajo.

$\frac{2\Delta h}{8}$: Nivel piezométrico en C aguas abajo.

Conociendo la Carga piezométrica en C, es posible conocer la presión:

$$\mu = \gamma_w (z + d_w + \frac{2}{8} \Delta h)$$

Dónde:

μ : Presión hidrodinámica en el punto C.

γ_w : Peso unitario del agua

3.5 Casos Especiales

3.5.1 Flujo en medio anisótropo

Cuando el terreno es anisótropo la ecuación de la continuidad es función de las permeabilidades. En el caso de flujo bidimensional resulta:

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0$$

La aparente dificultad de esta expresión puede solventarse si se realiza uno de los siguientes cambios de coordenadas:

$$X' = x$$

$$Z' = z \sqrt{\frac{k_x}{k_z}}$$

O alternativamente

$$X' = x \sqrt{\frac{k_z}{k_x}}$$

$$Z' = z$$

ya que en ambos casos, con las nuevas coordenadas queda reducida a:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial X'^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial Z'^2} = 0$$

Que de nuevo es la ecuación de Laplace y puede resolverse gráficamente. En consecuencia, para dibujar la red de flujo basta con cambiar la escala del dibujo en el primer paso del epígrafe anterior (eligiendo el eje más sencillo). Sobre el nuevo dibujo se resuelve la red de flujo como si el medio fuera isótropo y, finalmente, se deshace el cambio para observar la red real, ver figura No 3.12.

En lo que respecta al caudal, en la Figura No 3.13 se muestra esquemáticamente un hipotético elemento de la red, paralelo a los ejes de coordenadas, tanto en el espacio real como en el transformado (para el primer cambio de variables).

El caudal que atraviesa el elemento será el mismo, tanto en el espacio real como en el transformado, y lo mismo ocurrirá con la pérdida de carga (dh) entre las equipotenciales límite del elemento. Por ello, en el espacio real se tendrá:

$$q_x = k_x \frac{dh}{a} b$$

y en el transformado:

$$q_x = \bar{k} \frac{dh}{a} b \sqrt{\frac{k_x}{k_z}}$$

Donde \bar{k} sería la permeabilidad equivalente del espacio transformado.

Igualando ambas expresiones resulta:

$$k_x = \bar{k} \sqrt{\frac{k_x}{k_z}}$$

y finalmente

$$\bar{k} = \sqrt{k_x k_z}$$

Por lo tanto el caudal total de flujo será:

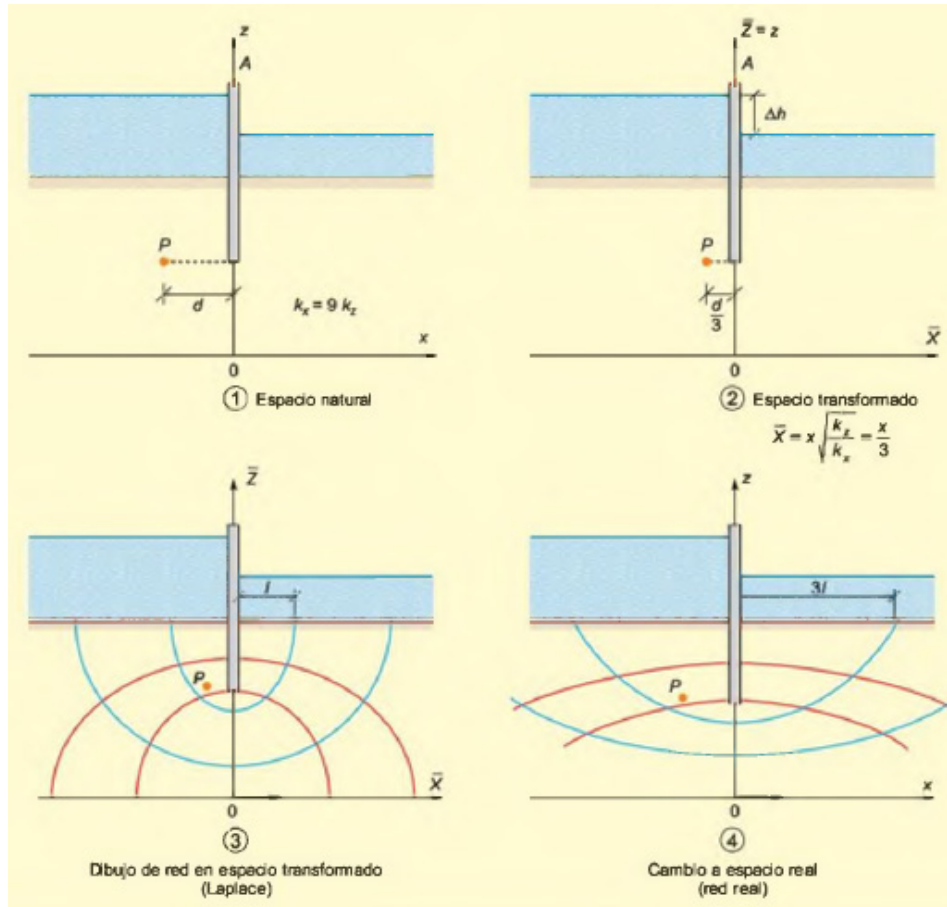
$$q = \bar{k} \Delta h \frac{N_f}{N_d} = \sqrt{k_x k_z} \Delta h \frac{N_f}{N_d}$$

La figura No 3.12 muestra un ejemplo en el caso de que la permeabilidad horizontal resulte 9 veces superior a la vertical. Los pasos a seguir son:

1. Dibujar la geometría del problema a escala real, señalando los puntos de interés (P, por ejemplo, para el cálculo de presiones intersticiales).
2. Seleccionar el cambio de variable y dibujar la geometría en el espacio transformado. En el caso en estudio, el cambio de variable más sencillo es aquel en el que el eje vertical no varía, dado que de esta forma se mantiene el espesor del medio permeable, las alturas de agua, pantalla, etc. (de hecho, salvo en puntos particulares como P, el dibujo inicial es el mismo).
3. Dibujar la red de flujo normalmente.
4. Deshacer el cambio de variable para obtener la red de flujo en el espacio real (que ya no cumplirá las condiciones de la ecuación de Laplace en cuanto a la ortogonalidad entre equipotenciales y líneas de flujo, etc.).

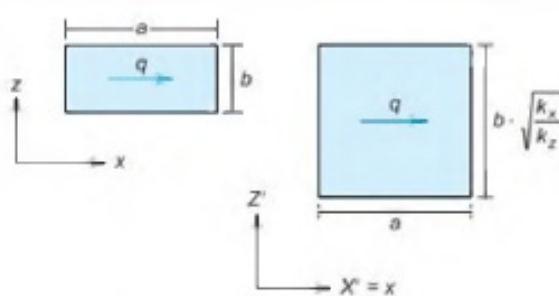
CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Figura No 3.12: Red de flujo en suelo anisótropo



Fuente: Luis I. González de vallejo, "Ingeniería Geológica", pág. 36

Figura No 3.13: Caudal en medio anisótropo

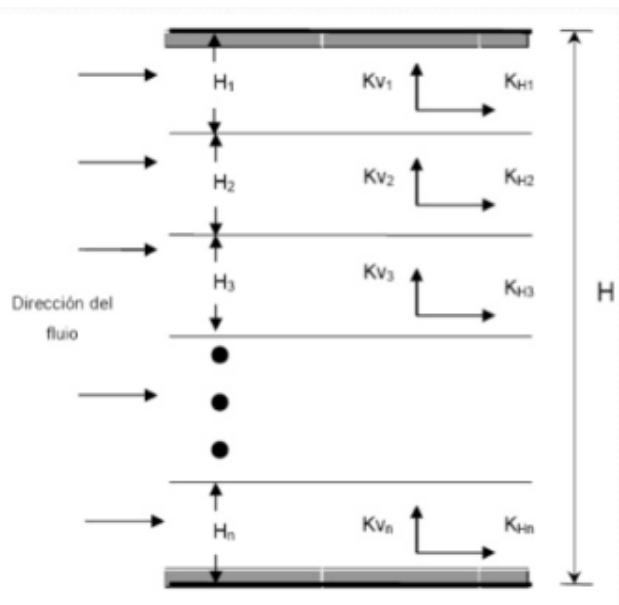


Fuente: Luis I. González de vallejo, "Ingeniería Geológica", pág. 37

3.5.2 Permeabilidad en suelos estratificados

Frecuentemente, los depósitos de suelo consisten en una sucesión o alternancia de estratos de diferente naturaleza. Un caso habitual sería el de los sedimentos aluviales, en los que es muy común encontrar alternancias dispuestas subhorizontalmente de materiales de muy distinta granulometría, y por tanto de diferente permeabilidad. En estos casos puede resultar interesante definir una «permeabilidad equivalente», que represente el flujo a través del conjunto de estratos, ver figura No 3.14.

Figura No 3.14: Permeabilidad Equivalente



Fuente: [https://es.slideshare.net/melitayura/mecanica-de-suelos-propiedades-](https://es.slideshare.net/melitayura/mecanica-de-suelos-propiedades-...)

Permeabilidad equivalente horizontal

$$K_{H(eq)} = \frac{1}{H} (K_{H1} * H_1 + K_{H2} * H_2 + \dots + K_{Hn} * H_n)$$

Donde:

$K_{H(eq)}$ = coeficiente equivalente de permeabilidad horizontal

$K_{H1}, K_{H2} \dots K_{Hn}$ = coeficientes de permeabilidades horizontales

Permeabilidad equivalente vertical

$$K_{v(eq)} = \frac{H}{\left(\frac{H_1}{K_{V1}}\right) + \left(\frac{H_2}{K_{V2}}\right) + \dots + \left(\frac{H_n}{K_{Vn}}\right)}$$

Donde:

$K_{v(eq)}$ = coeficiente equivalente de permeabilidad vertical

$K_{V1}, K_{V2} \dots K_{Vn}$ = coeficientes de permeabilidades verticales

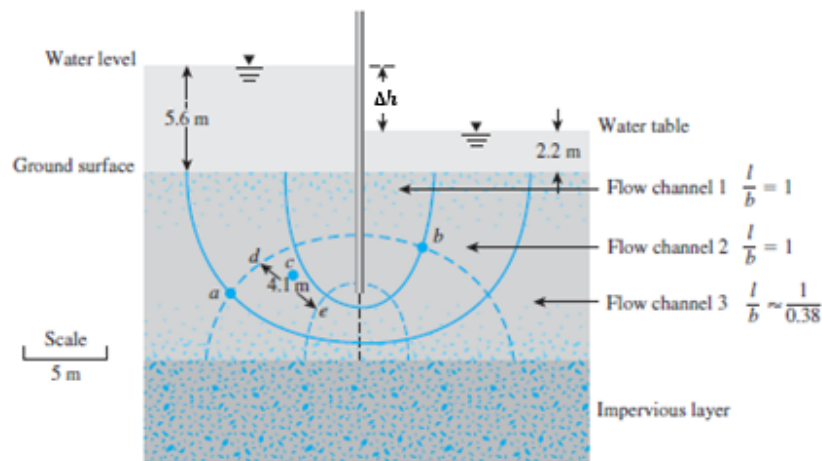
3.6 Ejercicios resueltos

Ejercicio No 1

En la figura No 3.15 se muestra una tablaestaca hincada en un estrato permeable, para la cual se ha construido la respectiva red de flujo, dado que el coeficiente de permeabilidad $k = 5 \times 10^{-3}$ cm/s, calcule:

- Nivel piezométrico en los puntos a y b (arriba de la superficie del suelo).
- El caudal total de filtración a través de la capa permeable por unidad de longitud
- El gradiente hidráulico promedio aproximado en c.

Figura No 3.15: Ejercicio red de flujo



Fuente: Braja M. Das, "Principles of Geotechnical Engineering", Capítulo 8:

Solución:

Parte a) Nivel piezométrico en a y b

De la figura No 3.15, obtenemos:

- Número de caídas equipotenciales, $N_d = 6$
- $h = 5.6 - 2.2 = 3.4$ m
- Caída equipotencial $= \Delta h' = \frac{\Delta h}{N_d} = \frac{3.4}{6} = 0.567$ m
- Nivel piezométrico en a:
Dado que al punto "a" únicamente se tiene una caída equipotencial, el nivel piezométrico está dado por:

$$h_{pa} = H1 - 1(\Delta h') = 5.6 - (0.567) = 5.033 \text{ m arriba de la superficie del suelo.}$$

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

- Nivel piezométrico en b:
Dado que en el punto b se tienen 5 caídas equipotenciales, el nivel piezométrico está dado por:

$$h_{pb} = H1 - 5(\Delta h') = 5.6 - 5(0.567) = 2.765 \text{ m arriba de la superficie del suelo}$$

Parte b) Caudal

Es posible apreciar que los canales de flujo 1 y 2 tienen elementos cuadrados y el canal 3 tiene elementos rectangulares. Por lo tanto, el caudal total está dado por:

$$q = \Delta q1 + \Delta q2 + \Delta q3$$

Para los canales con elementos cuadrados (canales 1 y 2) el flujo se obtiene:

$$\Delta q1 + \Delta q2 = k \frac{\Delta h}{N_d} + k \frac{\Delta h}{N_d} = 2k \frac{\Delta h}{N_d}$$

Sin embargo, el canal de flujo 3 tiene elementos rectangulares. Para el cálculo del caudal en este canal se utiliza:

$$\Delta q = k \frac{\Delta h}{N_d} n$$

$$n = \frac{b}{l} \approx 0.38$$

Por lo tanto:

$$q = \Delta q1 + \Delta q2 + \Delta q3 = 2k \frac{\Delta h}{N_d} + 0.38k \frac{\Delta h}{N_d} = 2.38 k \frac{\Delta h}{N_d}$$

Sustituyendo:

$$q = 2.38 (5 \times 10^{-3}) \frac{3.4}{6} = 6.74 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

Parte c) Gradiente hidráulico en C

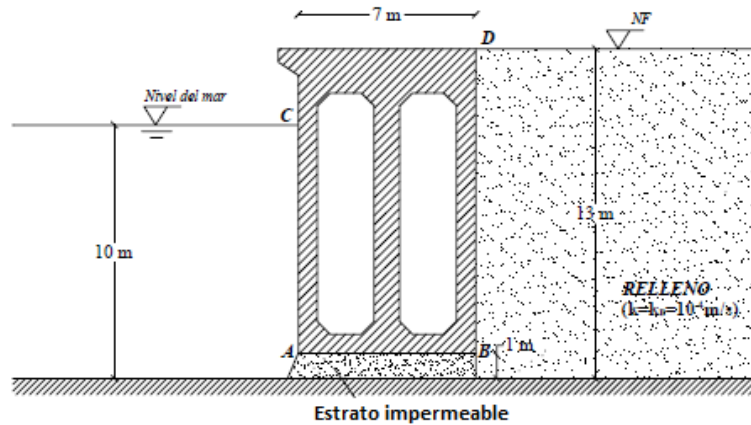
$$i = \frac{\Delta h'}{l} = \frac{0.567}{4.1} = 0.138$$

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Ejercicio No 2

Se está estudiando el diseño geotécnico de un muelle para una futura ampliación del puerto en una ciudad costera. Se ha decidido construir el muelle mediante un bloque de concreto, colocado sobre una capa arenosa de 1 m de espesor, que permite contener un relleno arenoso (ver figura No 3.16), se pide trazar la red de flujo correspondiente.

Figura No 3.16: Ejercicio red de flujo

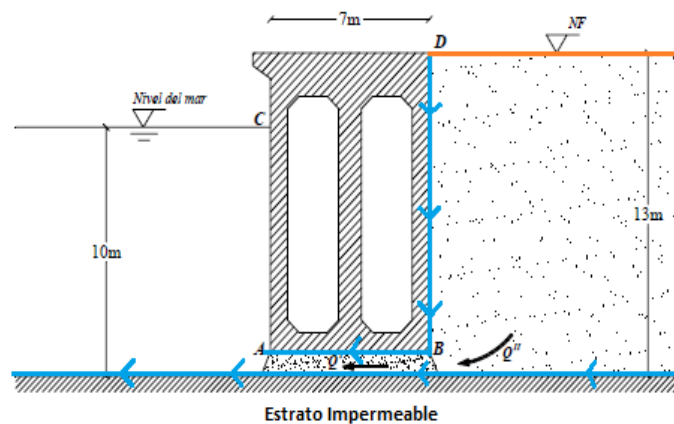


Fuente: S. Olivella et al, "Problemas resueltos de mecánica de suelos"

Solución:

En principio debemos conocer el desplazamiento del flujo, es posible notar que existe una diferencia de alturas de 3.0 m, Estos 3.0 m de diferencia harán que el agua se dirija desde el lado derecho del elemento estructural hacia el lado izquierdo a través de la capa de arena, ya que el agua siempre se desplaza desde un punto de mayor altura piezométrica hacia uno cuya altura piezométrica sea menor, ver figura No 3.17.

Figura No 3.17: Ejercicio red de flujo



Fuente: Propia

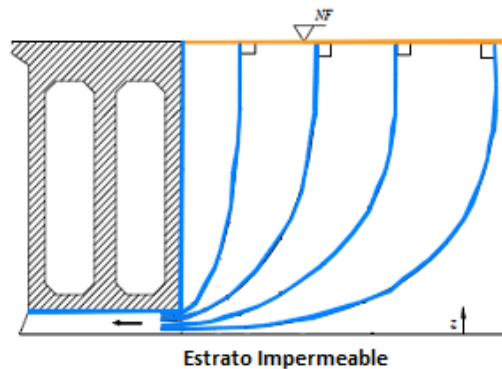
Estableciendo condiciones de frontera:

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

- El perímetro del elemento estructural constituye una línea de corriente, al igual que la superficie del estrato impermeable, líneas color celeste en la figura No 3.17.
- La superficie del nivel freático (NF), constituye una línea equipotencial, ya que todos los puntos sobre ella tienen la misma carga hidráulica, líneas color naranja en la figura No 3.18.

Identificadas las condiciones de frontera, sabemos que las líneas de flujo y las líneas equipotenciales, se interceptan en un ángulo de 90° . Con base a lo anterior iniciamos dibujando las líneas de flujo perpendiculares a la línea equipotencial conocida (superficie del NF), atendiendo la sugerencia de dibujar de 4 a 5 canales de flujo, para evitar aglomeración de líneas, ver figura No 3.18.

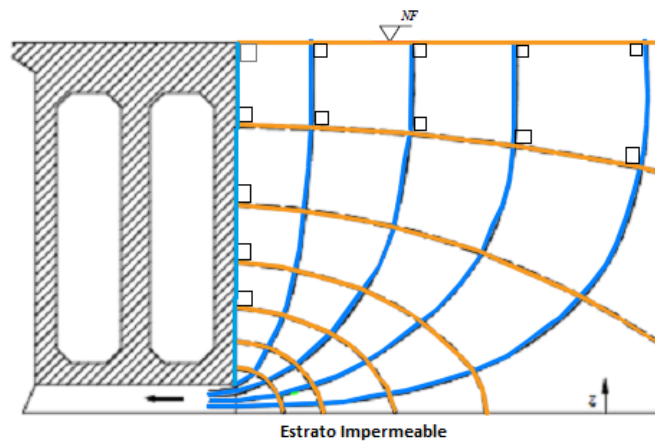
Figura No 3.18: Líneas de Corriente



Fuente: Propia

Así mismo, trazamos las líneas equipotenciales perpendiculares a las líneas de flujo partiendo de la línea de corriente conocida (perímetro del elemento estructural, no debemos olvidar que las dos familias de líneas se interceptan perpendicularmente entre ellas, ver figura No 3.19).

Figura No 3.19: Líneas Equipotenciales



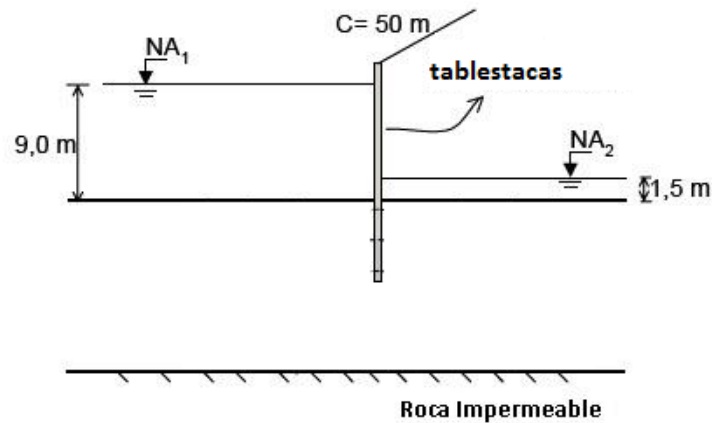
Fuente: Propia

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

3.7 ejercicios propuestos

1. Dada la sección de tablestacas mostrada en la figura No 3.20, dibuje la red de flujo y calcule el caudal correspondiente que circula en dicha red, tome en cuenta que el coeficiente de permeabilidad del estrato permeable es 0.5×10^{-6} cm/s.

Figura No 3.20: Tablaestacas cimentada en suelo saturado



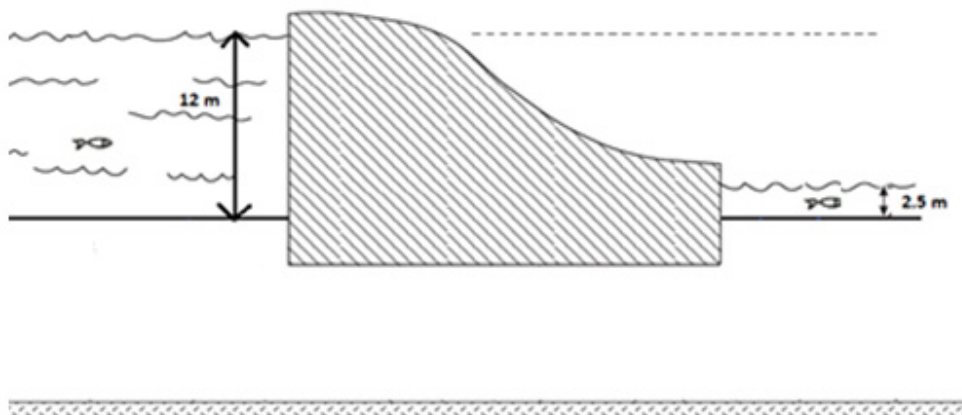
Fuente: <https://es.scribd.com/doc/37817944/Tema-3-Ejemplo-Redes-de-Flujo>

2. La presa de la figura No 3.21 se asienta sobre materiales cuyo coeficiente de permeabilidad es 0.3 m/día. Bajo dichos materiales se encuentra un sustrato impermeable.

Se pide:

- a) Dibujar la red de flujo bajo la presa
- b) Calcular el caudal que circula a través del estrato.

Figura No 3.21: Presa de tierra

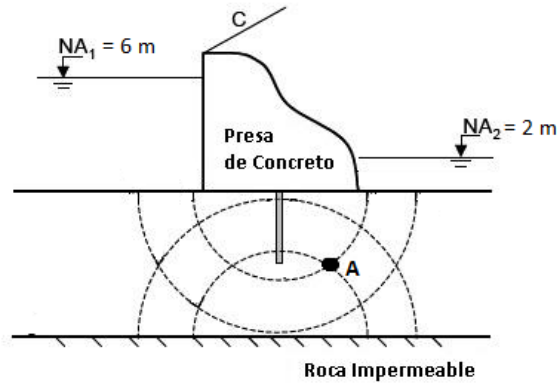


Fuente: <https://es.scribd.com/doc/37817944/Tema-3-Ejemplo-Redes-de-Flujo>

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

3. Dada la red de flujo mostrada en la figura No 3.22 y conociendo el coeficiente de permeabilidad del estrato permeable $k=5 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$, se pide calcular:
Caudal circulante a través del estrato permeable.
Nivel Piezométrico y Presión hidrodinámica en el punto A.

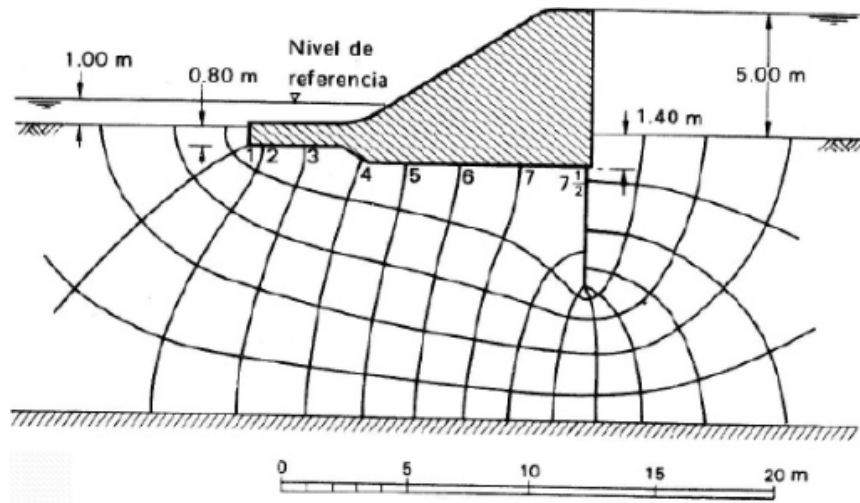
Figura No 3.22: Ubicación del punto A en la red de flujo



Fuente: <https://es.scribd.com/doc/37817944/Tema-3-Ejemplo-Redes-de-Flujo>

4. En la figura No 3.23 se muestra una sección de un embalse. Determinar la cantidad de filtración bajo el mismo y graficar la distribución de presiones ascendentes en el fondo del embalse (puntos mostrados en la base de la presa). El coeficiente de permeabilidad del suelo es $2.5 \times 10^{-5} \text{ m/s}$.

Figura No 3.23: Trazo de la red de flujo bajo el embalse

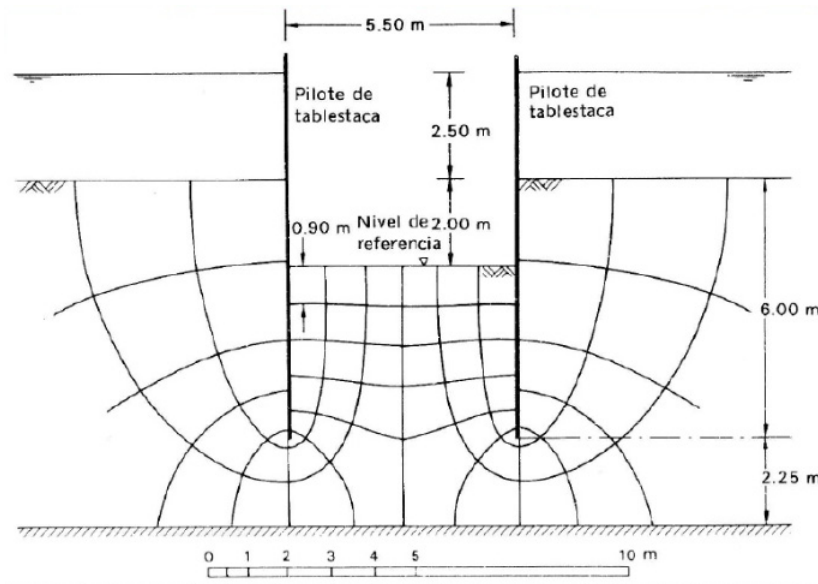


Fuente: S. Olivella Pastallé et al, "Problemas resueltos de Mecánica de Suelos"

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

5. En la figura No 3.24, el lecho de un río consiste en una capa de arena de 8.25m de espesor, que cubre el fondo de roca impermeable; la profundidad del agua es de 2.5m. Se forma un encajonamiento largo de 5.5m de ancho, teniendo dos líneas de pilotes de tablestacas a una profundidad de 6.0m por debajo del nivel del fondo del río, y excavando a una profundidad de 2.0m por debajo del nivel de fondo, dentro del endicamiento. Bombeando se atiende dentro del encajonamiento el agua al nivel de excavación. Si el flujo del agua que ingresa al recinto es $0.25 \text{ m}^3/\text{hora}$ por unidad de longitud, ¿cuál es el coeficiente de permeabilidad de arena? y ¿cuál es el gradiente hidráulico inmediato por debajo de la superficie excavada?

Figura No 3.24: Red de flujo en excavación



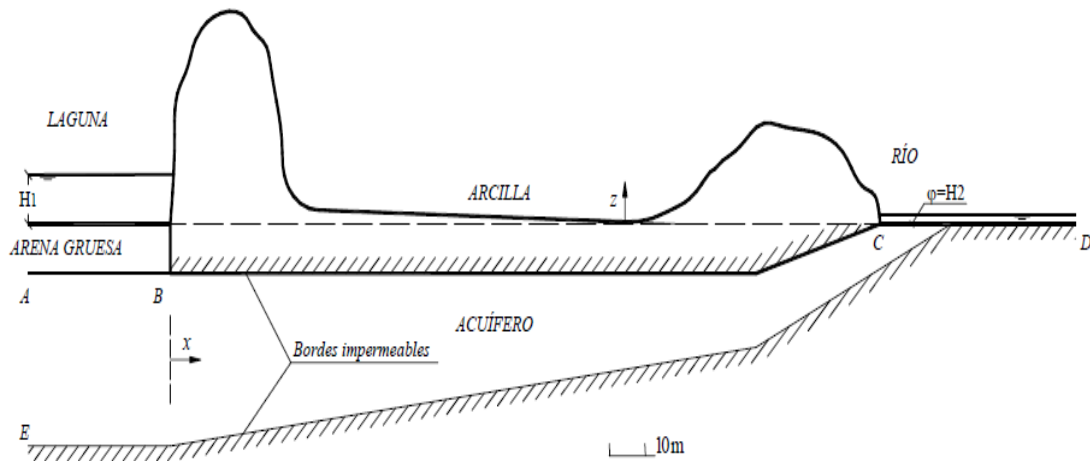
Fuente: S. Olivella Pastallé et al, "Problemas resueltos de Mecánica de Suelos"

6. La figura No 3.25 adjunta muestra el esquema de un acuífero que conecta una laguna con un río. Este acuífero es de material arenoso ($K=10\text{-}2 \text{ cm/s}$) y se encuentra limitado inferiormente por una base impermeable. Superiormente existe un relleno arcilloso ($K/10000$) cuyos extremos están más elevados y actúan de barrera hidráulica. Según lo anterior, y con los niveles habituales en la laguna y en el río (inicialmente $H_1=10 \text{ m}$ y $H_2=2 \text{ m}$), no es prácticamente posible la circulación de agua en superficie, y la descarga de la laguna hacia el río se produce únicamente de forma subterránea. En el fondo de la laguna existe una acumulación de arena gruesa de alta permeabilidad (100K). Se pide:
7. Dibujar la red de flujo para el acuífero representado en la figura No 3.25, indicando las líneas equipotenciales y las líneas de corriente. Explicar qué significa que los elementos de la malla cambien de tamaño según qué zona se considere. A partir de la red de flujo, obtener y representar gráficamente la variación de nivel piezométrico con la distancia horizontal, y estudiar si esta variación de niveles es lineal.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Determinar el caudal circulante.

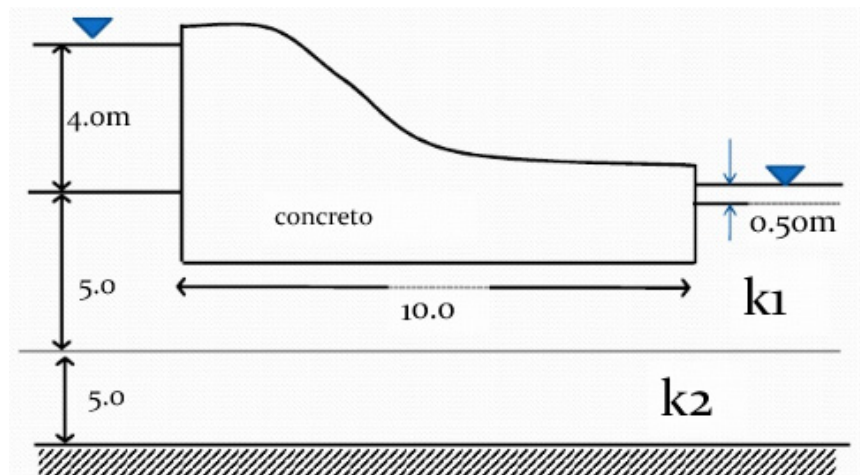
Figura No 3.25: Sección del acuífero



Fuente: S. Olivella Pastallé et al, "Problemas resueltos de Mecánica de Suelos"

- Determinar la magnitud de la filtración bajo la presa que se ve en el corte en la figura No 3.26, ambas capas del suelo son isotrópicas, siendo los coeficientes de permeabilidad de las capas superior e inferior de $k_1 = 2.0 \times 10^{-6}$ m/s y $k_2 = 1.6 \times 10^{-5}$ respectivamente.

Figura No 3.26: Sección de presa de tierra

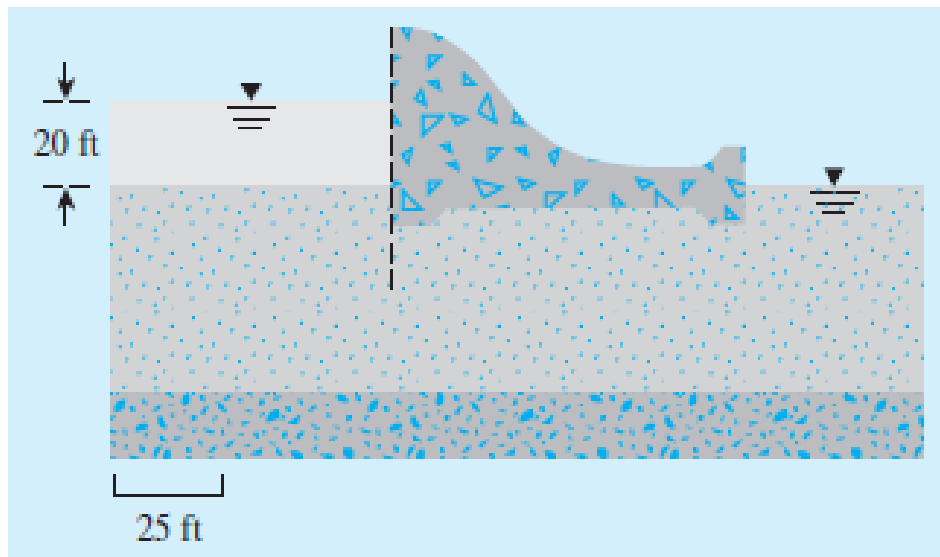


Fuente: <https://es.scribd.com/doc/37817944/Tema-3-Ejemplo-Redes-de-Flujo>

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

9. La sección de una presa se muestra en la figura No 3.27, el coeficiente de permeabilidad del estrato permeable en la dirección vertical y horizontal son 2×10^{-2} mm/s y 4×10^{-2} mm/s, respectivamente. Dibuje la red de flujo y calcule el caudal circulante bajo la presa.

Figura No 3.27: Sección de la presa



Fuente: Braja M. Das, "Principles of Geotechnical Engineering", Capítulo 8: Seepage

UNIDAD 4: ASENTAMIENTOS Y EXPANSIONES EN LOS SUELOS

4.1 Generalidades

El asentamiento en las fundaciones superficiales está compuesto por tres componentes, el asentamiento inmediato (S_i), el asentamiento por consolidación primaria (S_c) y el asentamiento por consolidación secundaria (S_s). El cálculo del asentamiento inmediato en general se basa en la teoría elástica. Los otros dos componentes de asentamiento resultan de la expulsión gradual de agua y del reordenamiento de partículas bajo carga constante, respectivamente. La importancia relativa de los componentes de asentamiento según el tipo de suelo, es presentada en la tabla No 4.1:

Tabla No 4.1: Componentes del asentamiento según tipo de suelo

Tipo de suelo	S_i	S_c	S_s
Arena	Si	No	No
Arcilla	Relativa	Si	Relativa
Suelo orgánico	Relativa	Relativa	Si

Fuente: S. Olivella Pastallé et al, "Problemas resueltos de Mecánica de Suelos", tomo I

Asentamiento inmediato

Es estimado a partir de los parámetros elásticos del suelo. Para suelos predominantemente cohesivos, esta teoría es buena, debido a que se asumen condiciones de homogeneidad e isotropía no tan alejadas de la realidad. Como datos para el cálculo, se requieren el módulo de elasticidad no drenado E_U y el coeficiente de Poisson ν .

Por otro lado, para la estimación del asentamiento inmediato de suelos granulares sin cohesión, se recomienda utilizar los métodos semi empíricos en los que sí se toma en cuenta la variación de los parámetros elásticos, como por ejemplo el método de Schmertmann.

Asentamiento por consolidación primaria

El asentamiento por consolidación es propio de suelos saturados cohesivos o de baja permeabilidad sujetos a un incremento en el esfuerzo efectivo que se traduce en un incremento en la presión de poros. Si bien el agua y las partículas de suelo son virtualmente incompresibles, el cambio de volumen en la masa de suelo se debe a la expulsión gradual del agua de los poros. Para predecir el asentamiento por consolidación, es necesario conocer las propiedades esfuerzo – deformación en una masa de suelo. Para esto, se desarrolla una prueba de laboratorio denominada consolidación unidimensional (prueba del edómetro), en la cual la muestra puede deformarse solamente en dirección vertical. La deformación horizontal es impedida.

Asentamiento por consolidación secundaria

A diferencia de la consolidación primaria, el proceso de consolidación secundaria no contempla la expulsión de agua de los poros, sino más bien se refiere a la reorientación, fluencia y descomposición de materiales orgánicos en el suelo por lo que tampoco es preponderante un cambio en el esfuerzo efectivo para su desarrollo.

CAPITULO III

ANALISIS GEOTECNICO

Por su parte las expansiones tienen lugar cuando ciertos tipos de arcillas entran en contacto con el agua causando un hinchamiento o expansión, a continuación se presentan características de éstos tipos de suelos.

En los suelos de grano grueso, las fuerzas de gravitación predominan fuertemente sobre cualquier otra fuerza; por ello, todas las partículas gruesas tienen un comportamiento similar. El comportamiento mecánico e hidráulico de tales suelos está definido por características circunstanciales, tales como la compacidad del depósito y la orientación de sus partículas individuales.

En los suelos de grano fino, sin embargo, fuerzas de otros tipos ejercen acción importantísima; ello es debido a que en estas partículas la relación de área a volumen alcanza valores de consideración y fuerzas electromagnéticas desarrolladas en la superficie de los compuestos minerales cobran significación. En general, se estima que esta actividad en la superficie de la partícula individual es fundamental para tamaños menores de dos micras (0.002 mm), se habla entonces de arcillas.

La arcilla es una material que se genera de la fragmentación de una roca (intemperismo), con partículas de forma laminar. Químicamente es un silicato de Aluminio hidratado, es plástica cuando se humedece (gran capacidad de absorción) y al deshidratarse, se endurece mucho, “como un roca blanda”.

Por las características y principalmente por el comportamiento de estos tipos de suelos, suelen llamarse “suelos especiales”. Pudiéndose diferenciar dos tipos:

- Suelos expansivos: suelos parcial o totalmente saturados que aumentan su volumen cuando aumenta su contenido de humedad, a carga constante, ver figura No 4.1.

Son arcillas altamente plásticas y con alto contenido de montmorillonita en su composición.

Figura No 4.1: Suelos Expansivos



Fuente: <http://suelosexpansivosntic2.blogspot.com/>

CAPITULO III

ANALISIS GEOTECNICO

Suelos colapsables: su estructura está ligeramente cementada por sales acarreadas por la brisa, con lo cual adquieren una resistencia aparente, al contacto con el agua sufren cambios bruscos en su volumen por efecto del lavado de sus cementantes, debido al reacomodo de sus partículas, ver figura No 4.2.

Figura No 4.2: Suelos Colapsables



Fuente:<https://www.slideshare.net/kinghuamaniramos/suelos-problemas-exp-disp-colap>

La arcilla tiene su origen en rocas feldespáticas. La acción del sol, viento, la lluvia, el aire y el agua, rompen esas rocas en partículas cada vez más pequeñas que son transportadas por inundaciones y depositadas en lagos, campos, pantanos y laguna de acuerdo a como han sido formados estos suelos, tenemos *arcillas residuales*, que son aquellas que se encuentran en el sitio de formación o cerca del sitio de la roca madre, y al no ser transportadas poseen menos impurezas. Las *arcillas sedimentarias* han sido transportadas de su lugar de origen por el agua y se han mezclado en el proceso con otros ingredientes. Con frecuencia esta clase de arcillas son más plásticas que las residuales debido a sus impurezas y granos más finos.

El origen de los Silicatos

Las arcillas pertenecen a una clase particular de minerales denominados silicatos. Los silicatos son, desde un punto de vista práctico, el conjunto de minerales de mayor importancia de la naturaleza puesto que constituyen el 25% de los minerales conocidos y cerca del 40% de los más corrientes.

La familia de los silicatos comprende la mayoría de los minerales de la corteza terrestre, incluido el cuarzo. Su composición y estructura obedece directamente a la historia geológica de la Tierra; es decir, depende de la naturaleza de la roca madre, como también del ambiente al que fue sometido. Las arcillas son, pues, una rama de los silicatos y su formación obedece a tres mecanismos principales: 1) por herencia, 2) por neo-formación y 3) por transformación.

CAPITULO III

ANALISIS GEOTECNICO

El primer mecanismo indica que el material arcilloso fue derivado directamente de una roca madre y es este tipo de arcillas el que predomina en los sedimentos de lagos y mares.

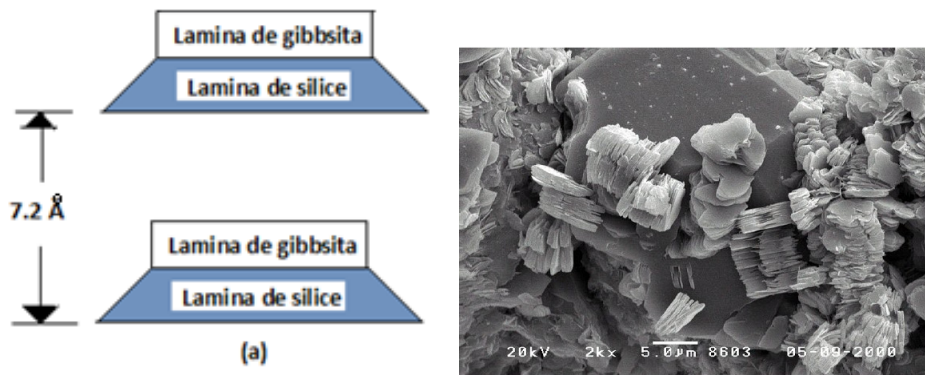
Los otros dos mecanismos implicaron una reacción química entre varios componentes o bien a partir de la arcilla original, por lo que este tipo de formación requiere de mayor energía y de ciertas condiciones hidro-térmicas.

Tipos de arcilla más comunes

En el estudio de la Mecánica de los suelos clasifican a estos minerales arcillosos como los más comunes de encontrar: Montmorillonita, Iilita y Caolinita. A continuación se define cada una de estas:

- **Caolinita:** consiste en capas repetidas elementales de sílice-gibbsita (tetraedro-octaedro), como lo muestra la Figura No 4.3. Cada capa se mantiene unida por enlaces hidrogénicos (enlaces de hidrógeno). El área superficial de las partículas de las caolinita es de aproximadamente de $15 \text{ m}^2/\text{g}$.

Figura No 4.3: Esquema de la estructura molecular de la caolinita

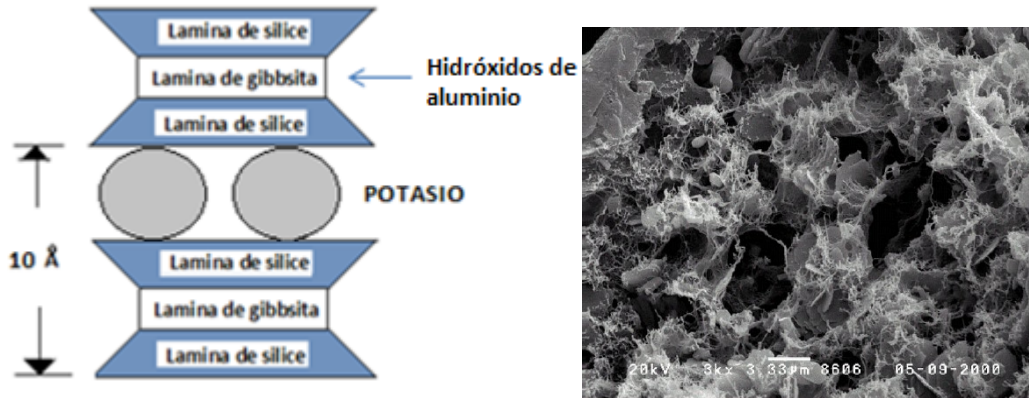


Fuente: Braja M. Das, Fundamentos de ingeniería geotécnica, Edit. Thompson Learning, 2001, pág. 7.

- **Iilita:** consiste en una lámina de gibbsita enlazada a dos láminas de sílice, una arriba y otra abajo (Figura No 4.3), y es denominada a veces mica arcillosa. Las capas de ilita están unidas mediante iones de potasio, mediante sustitución Isomorfa de Aluminio por Sílice en las láminas tetraédricas. La superficie específica de las partículas es de aproximadamente $80 \text{ m}^2/\text{g}$.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

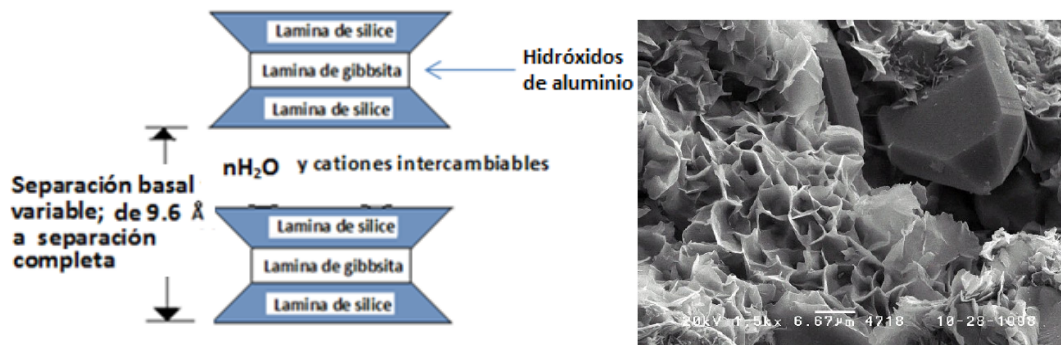
Figura No 4.3: Esquema de la estructura molecular de la Illita



Fuente: Braja M. Das, Fundamentos de ingeniería geotécnica, Edit. Thompson Learning, 2001, pág. 7

- Montmorillonita: tiene una estructura similar a la Illita, es decir una lámina de gibbsita intercalada por dos láminas de sílice (Figura No 4.5). En la Montmorillonita hay sustitución isomorfa de magnesio y hierro por aluminio en las láminas octaédricas. Los iones de potasio no están presentes como en el caso de la Illita y una gran cantidad de agua es atraída hacia los espacios interlaminares. La superficie específica es de aproximadamente 300 m²/g.

Figura No 4.5: Esquema de la estructura molecular de la Montmorillonita

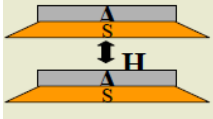
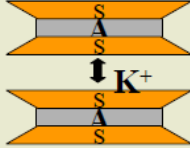
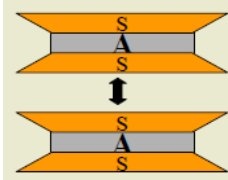


Fuente: Braja M. Das, Fundamentos de ingeniería geotécnica, Edit. Thompson Learning, 2001, pág. 7

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

La tabla No 4.2 muestra un resumen comparativo de los tipos de arcillas más comunes.

Tabla No 4.2: Cuadro comparativo de las arcillas comunes

Arcilla	Espesor	Relación Diámetro/ Espesor	Láminas	Descripción
CAOLINITA	500 – 1000 Å°	10 – 20		Enlace fuerte de hidrógeno, no permite el ingreso de agua, baja absorción, baja susceptibilidad a la retracción y expansión
ILLITA	200 – 300 Å°	20 – 50		Enlace fuerte iónico de átomos de potasio, no permite el ingreso de agua, baja absorción y baja susceptibilidad a la retracción y expansión.
MONTMO RILLONITA	10 – 30 Å°	200 – 400		Enlace débil de moléculas de agua adsorbida e iones metálicos, permite el ingreso de agua, alta absorción, alta susceptibilidad a la retracción y expansión.

Fuente: S. Angelone (2007), "Tipos de suelo: Arcillas"

La plasticidad en las arcillas se puede explicar en forma sencilla de la forma siguiente: la unión entre las láminas de sílice y gibbsita en la Caolinita es fuerte, dificultando la penetración del agua entre ellos, por lo que es menos plástica que la illita; en la illita la unión entre sílice y sílice es menos fuerte, facilitando la penetración del agua entre láminas con la presencia del potasio, por lo que es más plástica que la caolinita; en la Montmorillonita la unión del sílice y la sílice con la presencia de iones intercambiables de Magnesio y hierro por alúmina es más débil facilitando la penetración del agua entre láminas, lo que la hace más plástica que la Illita. De esta forma se tienen los diferentes niveles de plasticidad en los tres tipos de arcillas, tomando en cuenta además el grado de finura que sus partículas poseen decreciente de la Caolinita a la Montmorillonita.

Propiedades físico-químicas de las arcillas

El comportamiento de este grupo de minerales radica en sus propiedades físico-químicas, dichas propiedades derivan de:

- Su pequeño tamaño de partícula (inferior a 0.002 mm).
- Su estructura en forma de láminas (Filosilicatos).

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

- Las sustituciones isomorfas, que dan lugar a la aparición de carga en las láminas y a la presencia de cationes débilmente ligados en el espacio inter-laminar. Las sustituciones isomorfas se dan con el cambio de elementos como el Mg, Al, Fe, entre otros.

Los factores anteriormente mencionados, presentan un valor elevado de área superficial, y a la vez, una gran cantidad de superficie específica o activa, con enlaces saturados. Por ello, pueden interaccionar con muy diversas sustancias, en especial compuestos polares, por lo que tienen comportamiento plástico en mezclas arcilla-agua con elevada proporción sólido/líquido y tiene capacidad en algunos casos de hinchar, con el desarrollo de propiedades reológicas en suspensiones acuosas.

Entre las principales propiedades físico-químicas que presentan los minerales arcillosos podemos mencionar las siguientes:

Superficie específica (área superficial)

Se denomina superficie específica al área de la superficie por unidad de masa (m^2/g). Es decir, la suma del área de la superficie de todas las partículas que forman un gramo de material.

En los suelos esta propiedad presenta una alta reactividad físico-química con el medio, como puede ser arcilla en interacción con las moléculas de agua, adsorción de cationes o fuerzas de atracción-repulsión entre partículas, a su vez, estas fuerzas pueden variar de acuerdo al pH, salinidad y temperatura del medio. Es por ello que la superficie específica tiene una fuerte incidencia sobre el comportamiento físico-químico y mecánico del material en cuestión.

La superficie específica depende de la morfología de las partículas y tamaño de las partículas. La primera se refiere a que la superficie específica es mínima cuando se tienen morfologías esféricas y es máxima cuando se tienen morfologías laminares y fibrosas. Y en el caso del tamaño de las partículas, por consiguiente la superficie específica aumenta entre más pequeña sea.

A continuación se presentan algunos valores de superficie específica de las arcillas en la Tabla No 4.3:

Tabla No 4.3: Valores de superficie específica para diferentes arcillas.

Arcilla	Superficie específica (m^2/g)
Caolinita de elevada cristalinidad	Hasta 15
Caolinita de baja cristalinidad	Hasta 50
Illita	Hasta 80
Montmorillonita	80-300

Fuente: V. Calero et al, “Determinación del comportamiento al hinchamiento y retracción de suelos que tienen plasticidad, en algunos puntos de la carretera longitudinal del norte, en el tramo comprendido entre Metapan y Sensuntepeque” (2016).

Los valores de superficie específica nos indican una mayor plasticidad y a la vez que el hinchamiento puede ser mayor. Es decir, entre más pequeñas son las partículas y más imperfecta

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

su estructura, es más plástico el material. Esto se debe a que las partículas se deslizan unas sobre otras con mayor facilidad. A su vez si existe mayor plasticidad hay un mayor hinchamiento.

Capacidad de intercambio catiónico (CIC)

Capacidad de cambiar sus iones fijados en la superficie exterior de sus cristales, en los espacios interlaminares o en otros espacios interiores de sus estructuras, por otras existentes en las soluciones acuosas envolventes, por ejemplo una arcilla hidrogena (catión H⁺) puede transformarse en sódica, si se hace que circule a través de su masa, agua con sales de sodio en disolución. Los cationes de intercambio más usuales son: Na⁺, K⁺, Ca⁺⁺, Mg⁺⁺, H⁺ y (NH₄⁺).

Algunas arcillas son más susceptibles al intercambio. Así las caolinitas son menos susceptibles de intercambiar sus cationes que las Montmorillonitas, y las Illitas poseen la propiedad en grado intermedio.

La capacidad de intercambio crece con el grado de acidez de los cristales, a mayor pH mayor capacidad, para valores menores de 7 el intercambio catiónico se hace notable. Este crece también con la velocidad y concentración que circule por la masa de suelo.

La CIC está expresada en términos de miligramos equivalentes por 100 gramos de suelo (mg/100g). La capacidad de intercambio catiónico (CIC) se puede definir como la suma de todos los cationes de cambio que un mineral puede adsorber a un determinado pH, y es equivalente a la medida del total de las cargas negativas del mineral.

La capacidad de intercambio varía, para un determinado tipo de arcilla, con el tamaño de la partícula, siendo más elevado en tamaños finos, por ser mayor su superficie específica.

A continuación, en la tabla No 4.4 se muestran algunos ejemplos de capacidad de intercambio catiónico (en mg/100g):

Tabla No 4.4: Valores de CIC para diferentes tipos de arcillas

Tipo de Arcilla	CIC (mg / 100 g)
Caolinita	3 - 15
Ilita	10 - 40
Montmorillonita	80 - 150

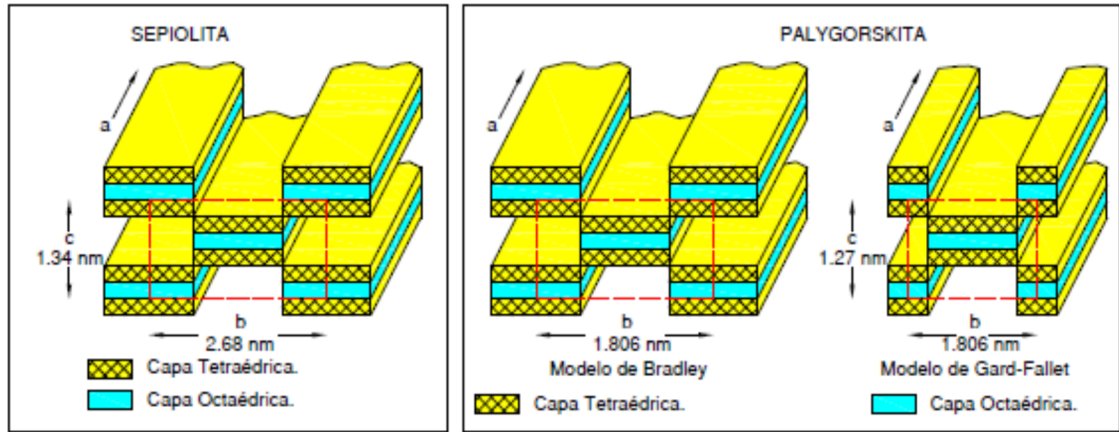
Fuente: V. Calero et al, "Determinación del comportamiento al hinchamiento y retracción de suelos que tienen plasticidad, en algunos puntos de la carretera longitudinal del norte, en el tramo comprendido entre Metapan y Sensuntepeque" (2016).

Capacidad de absorción y adsorción

Algunas arcillas encuentran su principal campo de aplicación en el sector de los absorbentes ya que pueden absorber agua u otras moléculas en el espacio interlaminares (esmeclitas) o en los canales estructurales (sepiolita y paligorskita), (Ver Figura No 4.6).

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Figura No 4.6: Estructura química de la Sepiolita y la Palygorskita

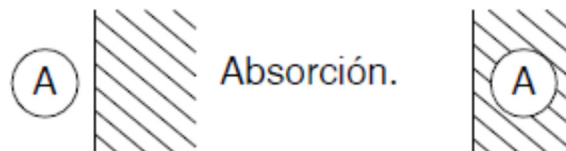


Fuente: Garay Díaz, Rene Arturo. Tesis Clasificación de Arcillas presentes en los bancos de Guatajiagua, departamento de Morazán, y Facultad Multidisciplinaria Oriental. 2007, pág. 27

La absorción es un proceso en el cual las moléculas o átomos de una fase interpenetran casi uniformemente en los de otra fase constituyéndose una "solución" con esta segunda. Se puede decir que la capacidad de absorción está directamente relacionada con las características texturales de las arcillas (superficie específica y porosidad). Por lo contrario, la adsorción es un proceso mediante el cual se extrae materia de una fase y se concentra sobre la superficie de otra fase (generalmente sólida).

Por ello se considera como un fenómeno sub-superficial (ver Figura No 4.6). La sustancia que se concentra en la superficie o se adsorbe se llama "adsorbato" y la fase adsorbente se llama "adsorbente". La capacidad de adsorción se expresa en porcentaje de adsorbato con respecto a la masa y depende, para una misma arcilla, de la sustancia de que se trate. La Figura No 4.7 y No 4.8 representa esquemáticamente los procesos de adsorción y absorción.

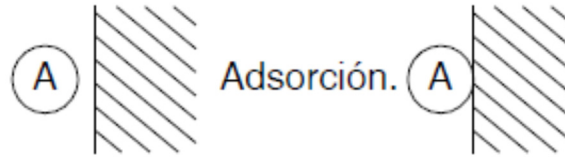
Figura No 4.7: Esquema de los procesos de absorción



Fuente: V. Calero et al, "Determinación del comportamiento al hinchamiento y retracción de suelos que tienen plasticidad, en algunos puntos de la carretera longitudinal del norte, en el tramo comprendido entre Metapan y Sensuntepeque" (2016).

En la absorción (Figura No.4.7) las moléculas penetran en la fase sólida de otro elemento. Este es un fenómeno físico. Así por ejemplo: el agua penetra en una masa de suelo.

Figura No 4.8: Esquema de los procesos de adsorción



Fuente: V. Calero et al, “Determinación del comportamiento al hinchamiento y retracción de suelos que tienen plasticidad, en algunos puntos de la carretera longitudinal del norte, en el tramo comprendido entre Metapan y Sensuntepeque” (2016).

En la Adsorción (Figura No 4.8) las moléculas se adhieren a la superficie de otro elemento, este es un fenómeno químico.

Propiedades físicas de las arcillas

A continuación se presentan las características más importantes estudiadas en suelos especiales como las arcillas.

Plasticidad

Es la propiedad que poseen los suelos de grano fino de no desmoronarse cuando estos son remodelados. Esto es posible por el agua adsorbida, la cual rodea las partículas de arcilla formando una capa, produciendo un efecto lubricante que facilita el deslizamiento de unas partículas sobre otras, cuando se ejerce un esfuerzo sobre ellas.

En el libro de Mecánica de suelos (J. Badillo), plasticidad se define como: “*La propiedad de un material por la cual es capaz de soportar deformaciones rápidas, sin rebote elástico, sin variación volumétrica apreciable y sin desmoronarse ni agrietarse*”.

La elevada plasticidad se debe a su morfología laminar, tamaño de partícula extremadamente pequeño (elevada área superficial), por lo que guarda una relación específica con las propiedades fisicoquímicas de las arcillas. Así también, existe relación entre la plasticidad y otras propiedades físicas de importancia, por ejemplo, la forma laminar de las partículas ejerce una influencia importante en la compresibilidad del suelo, mientras que el pequeño tamaño de las partículas hace que la permeabilidad del conjunto sea muy baja. En gran parte, la plasticidad se debe al tamaño de partícula y al grado de perfección del cristal, cuanto más pequeñas son las partículas y más imperfecta su estructura, más plástico es el material.

La plasticidad puede ser cuantificada mediante la determinación de los límites de Atterberg (Límite Líquido, Límite Plástico y Límite de Contracción). Estos límites marcan una separación arbitraria entre los cuatro estados o modos de comportamiento de un suelo: sólido, semisólido, plástico y semilíquido o viscoso.

Existe una gran variación entre los límites de Atterberg de diferentes minerales de la arcilla, e incluso para un mismo mineral arcilloso, en función del catión de cambio. Los experimentos

CAPITULO III

ANALISIS GEOTECNICO

realizados por Atterberg, Terzaghi y Gold Schmidt han revelado que la plasticidad de los suelos se debe a la carga eléctrica de las partículas laminares, el catión de cambio juega un papel importante, porque es quien neutraliza a las cargas del oxígeno, produciéndose una mayor o menor carga eléctrica en las partículas de arcilla, y con ello adsorbiendo una cantidad de moléculas de agua.

Como se mencionó anteriormente, para medir la plasticidad se realizan ensayos como: Límite líquido, Límite plástico y Límite de contracción. Estos ensayos fueron desarrollados por Atterberg, y por ello llevan su nombre (*Límites de Atterberg*).

Límite Líquido (LL): Es el contenido de humedad por encima del cual la mezcla suelo-agua pasa a un estado líquido. En este estado la mezcla se comporta como un fluido viscoso y fluye bajo su propio peso. Por debajo de éste contenido de humedad la mezcla se encuentra en estado plástico. Cualquier cambio en el contenido de humedad a cualquier lado de LL produce un cambio en el volumen del suelo.

Límite Plástico (LP): Es el contenido de humedad por encima del cual la mezcla suelo-agua pasa a un estado plástico. En este estado la mezcla se deforma a cualquier forma, bajo ligera presión. Por debajo de éste contenido de humedad la mezcla está en un estado semi sólido. Cualquier cambio en el contenido de humedad a cualquier lado de LP produce un cambio en el volumen del suelo.

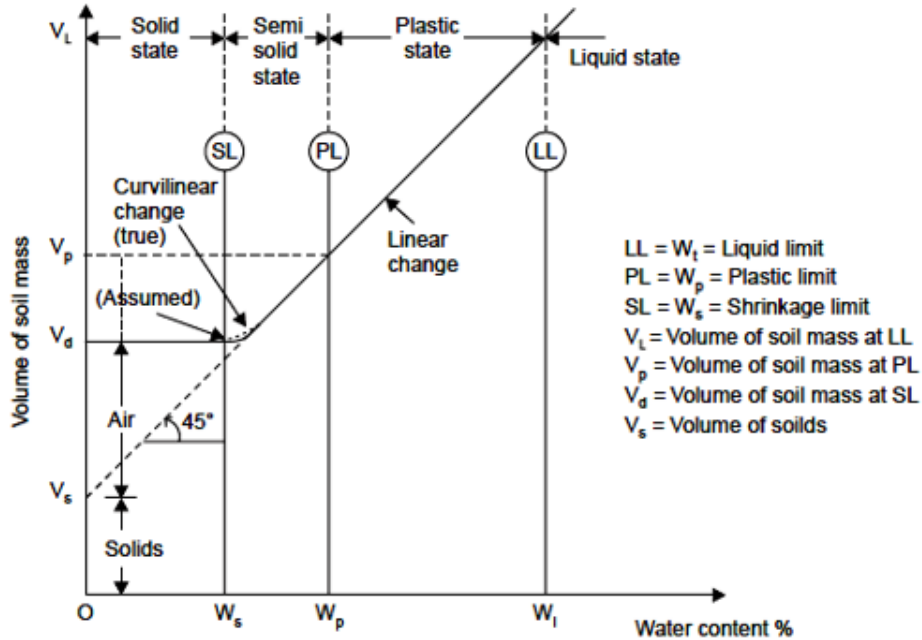
Límite de Contracción (LC): Es el contenido de humedad por encima del cual la mezcla suelo-agua pasa a un estado semi sólido. Por debajo de éste contenido de humedad la mezcla se encuentra en estado sólido. Cualquier incremento en el contenido de humedad está asociado con un cambio de volumen pero una reducción en el contenido de humedad no produce un cambio de volumen. Este es el mínimo contenido de humedad que provoca saturación completa de la mezcla suelo-agua. El volumen permanece constante mientras la mezcla pasa del estado seco a LC moviéndose desde saturación 0 % a 100 %. En el lado húmedo de LC el volumen de la mezcla se incrementa linealmente con el contenido de humedad. La Figura No 4.9 muestra los estados del suelo al variar su contenido de humedad.

Los Límites de Atterberg son utilizados en la clasificación de suelos finos. Encontrar relaciones entre estos límites y las propiedades del suelo, ha sido materia de investigación durante muchos años. Terzaghi & Peck (1967) sugirieron la proporción directa entre LL y la compresibilidad del suelo. Whyte (1982) sugirió un método basado en la extrusión para la determinación de LP y encontró que la relación de resistencia en LP comparada con la relación de resistencia en LL es de aproximadamente 70. Según Skempton & Northy (1953) ésta relación es de aproximadamente 100.

LL para minerales de arcilla puede variar desde 50 para la caolinita a 60 para la illita y hasta 700 para la montmorillonita. La caolinita e illita exhiben LP medio de 25 a 35, mientras la montmorillonita puede tener LP de 100 (*Soil Mechanics Basic Concepts and Engineering Application. Aysen, A. 2002*).

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Figura No 4.9: Representación gráfica de los límites de Atterberg.



Fuente: V. Calero et al, "Determinación del comportamiento al hinchamiento y retracción de suelos que tienen plasticidad, en algunos puntos de la carretera longitudinal del norte, en el tramo comprendido entre Metapan y Sensuntepeque" (2016).

Índices obtenidos a partir de los Límites de Atterberg

Los parámetros de correlación más útiles obtenidos a partir de la determinación de los límites de Atterberg son: el índice de plasticidad IP, el índice de liquidez IL, el índice de contracción IC y el grado de actividad de las arcillas Ac, los cuales se definen en la tabla No 4.5.

Tabla No 4.5: Relación entre Límites de Atterberg y otros índices del suelo

Índice	Definición	Correlación
De Plasticidad	$IP = LL - LP$	Resistencia, compresibilidad, compactabilidad, etc.
De Liquidez	$IL = \frac{W_n - LP}{IP}$	Compresibilidad, resistencia del suelo y estado de esfuerzos.
De Contracción	$IC = LP - LC$	Potencial de contracción.
Actividad de las Arcillas	$A = \frac{IP}{\text{Fracción de Arcilla (< \% 2\mu m)}}$	Potencial de expansión y otros.

Fuente: V. Calero et al, "Determinación del comportamiento al hinchamiento y retracción de suelos que tienen plasticidad, en algunos puntos de la carretera longitudinal del norte, en el tramo comprendido entre Metapan y Sensuntepeque" (2016).

Actividad

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

La actividad refleja la capacidad de las partículas de un suelo arcilloso para retener la humedad. La propiedad plástica de los suelos, resulta del agua adsorbida que rodea a las partículas de arcilla, podemos esperar que el tipo de minerales arcillosos y sus cantidades proporcionales en un suelo, afectaran los límites líquido y plástico. Skempton (1953) observó que el índice de plasticidad crece linealmente con el porcentaje de la fracción de tamaño arcilloso presente en él. En base a estos resultados Skempton definió una cantidad llamada *actividad*, que es la pendiente de la línea que correlaciona el índice plástico (IP) con el porcentaje de granos más finos que 2 μm . Esta actividad se expresa como:

$$A = \frac{IP}{(\text{porcentaje de la fraccion de tamaño arcilloso, en peso})}$$

Dónde:

A: Actividad.

IP: Índice de plasticidad %

La actividad se usa como un índice para identificar el potencial de expansión de los suelos arcillosos.

La información proveniente de la actividad de la arcilla puede proveer una cierta inclinación al tipo de arcilla presente y en consecuencia, el comportamiento natural del suelo. Por ejemplo, el nivel relativo de actividad esperado es bajo para la caolinita, medio para la illita y alto para la montmorillonita.

Skempton propone además, los siguientes valores que relacionan a la Actividad con un potencial de hinchamiento (ver tabla No 4.6).

Tabla No 4.6: Valores de actividad y potencial de hinchamiento en arcillas.

Actividad	Clasificación	Tipo de arcilla	Potencial de cambio de volumen
A < 0.75	Inactivas	Caolinita	Bajo
0.75 < A < 1.25	Normales	Illita	Medio
A > 1.25	Activas	Montmorillonita (A >7.0)	Alto

Fuente: V. Calero et al, "Determinación del comportamiento al hinchamiento y retracción de suelos que tienen plasticidad, en algunos puntos de la carretera longitudinal del norte, en el tramo comprendido entre Metapan y Sensuntepeque" (2016).

Tixotropía

La tixotropía se define como el fenómeno consistente en la pérdida de resistencia de un coloide al amasarlo o cuando es sometido a esfuerzos de corte, y su posterior recuperación con el tiempo. Las arcillas tixotrópicas cuando son amasadas se convierten en un verdadero líquido. Si a continuación se las deja en reposo recuperan la cohesión, así como el comportamiento sólido. Para que una arcilla tixotrópica muestre este especial comportamiento deberá poseer un

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

contenido en agua próximo a su límite líquido, por el contrario, en torno a su límite plástico no existe posibilidad de comportamiento tixotrópico.

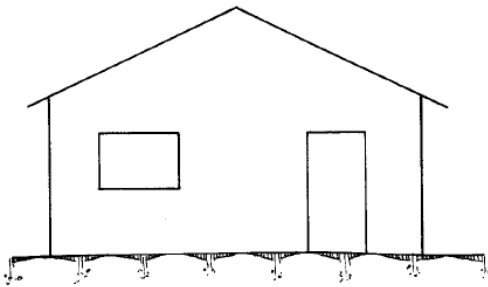
Es importante tener en cuenta la diferencia entre un fluido tixotrópico y otro pseudoplástico. El primero muestra una disminución de la viscosidad a lo largo del tiempo, a una velocidad de corte constante, mientras que el último muestra esta disminución, al aumentar la velocidad de corte. A los fluidos que exhiben la propiedad opuesta, en la que la agitación a lo largo del tiempo provoca la solidificación, se les llama reopéticos, a veces anti-tixotrópicos, y son mucho menos comunes.

4.2 Efecto de los asentamientos y expansiones en una estructura

Las estructuras cimentadas en suelos blandos, con baja capacidad de carga o suelos propensos a la pérdida de humedad producen asentamientos y en el peor de los casos asentamientos diferenciales. En contraposición a éste fenómeno cuando una edificación no transmite la presión suficiente para evitar el cambio de volumen en un suelo expansivo al saturarse, se ve influenciada por un movimiento brusco seguido de daños graves a la estructura debido al hinchamiento.

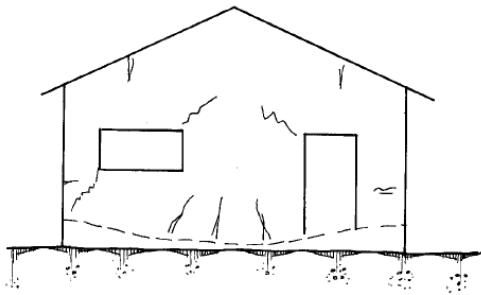
En la Figura No 4.10, se muestra como las edificaciones livianas se pueden ver afectadas en las siguientes formas:

Figura No 4.10: Daños comunes en estructuras livianas debido al asentamiento o hinchamiento de suelos.



a) Estado inicial

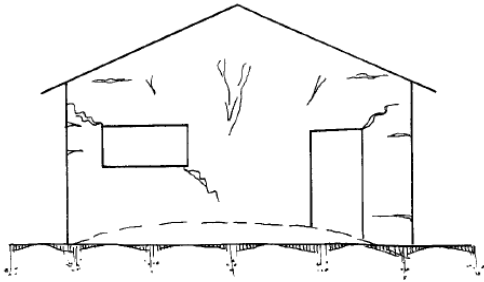
En un principio, el suelo no ha sufrido cambio de volumen alguno, por lo tanto, el sistema estructural no está sometido a un esfuerzo critico que cause su falla.



b) Hinchamiento en el borde y contorno de la edificación.

Si el suelo cambia de volumen en los bordes a causa del aumento de humedad, la estructura tiende a moverse verticalmente hacia arriba más en los bordes que en el centro, por lo que, se desarrollan esfuerzos de tensión al centro en la parte inferior de la estructura y se generan grietas diagonales.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO



c) Hinchamiento al centro de la edificación.
Si el suelo cambia de volumen en el centro, la estructura tiende a moverse verticalmente hacia arriba, el centro tiende a desplazarse más que los bordes. En este caso, los esfuerzos de tensión se generan al centro en la parte superior. El suelo pierde humedad más en los bordes que en el centro(verano)

Fuente: V. Calero et al, "Determinación del comportamiento al hinchamiento y retracción de suelos que tienen plasticidad, en algunos puntos de la carretera longitudinal del norte, en el tramo comprendido entre Metapan y Sensuntepeque" (2016).

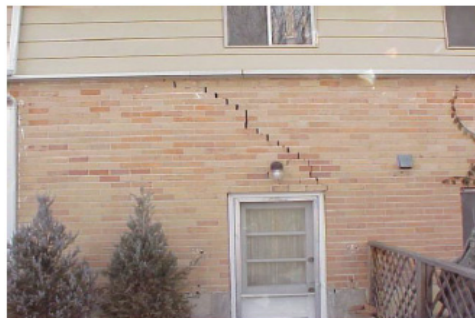
Dentro de la gran variedad de daños ocasionados a las construcciones debido al fenómeno de expansión de los suelos, se encuentran los siguientes:

- **Grietas verticales e inclinadas en ambos sentidos:** Estos suelos provocan problemas de fallas estructurales combinado con empujes horizontales, que se manifiesta en fisuraciones en fachadas (ver figura No 4.11b).
- **Grietas y rotura de elementos estructurales:** Grietas de cortante en nudos de conexión de vigas con columna, grietas horizontales y/o inclinadas en vigas, paredes de carga, entre otras, (ver figura No 4.11a).

Figura No 4.11: Daños provocados a edificaciones por suelos expansivos.

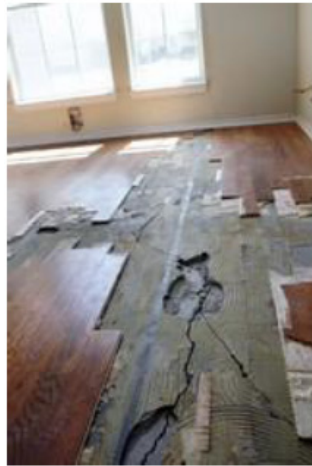


a) Colapso total de estructura de mampostería.



b) Grietas inclinadas en fachada principal de vivienda unifamiliar.

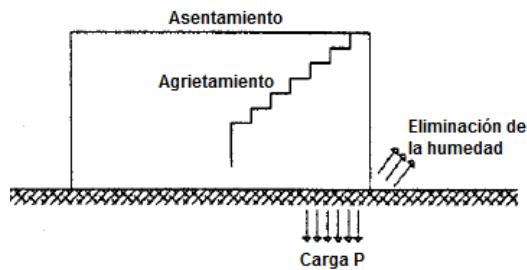
CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO



c) Abombamiento de pisos en estructuras livianas.



d) Asentamiento de estructuras al transmitir demasiada presión al suelo expansivo.



e) Asentamiento de estructura por pérdida de humedad

Fuente: V. Calero et al, "Determinación del comportamiento al hinchamiento y retracción de suelos que tienen plasticidad, en algunos puntos de la carretera longitudinal del norte, en el tramo comprendido entre Metapan y Sensuntepeque" (2016).

4.3 Cálculo de asentamientos en suelos

La relación entre el movimiento del suelo y la estabilidad de las estructuras asociadas a este es bastante compleja. Primero que nada, existen diferentes mecanismos que pueden producir movimientos en el suelo, y además, hay muchos tipos de estructuras, cada una con un diferente potencial para resistir el movimiento o ser afectada por el mismo. Algunos edificios, como las construcciones de ladrillo y mampostería, son sumamente frágiles y pueden sufrir agrietamiento e incluso daños estructurales a consecuencia de desplazamientos pequeños de los cimientos. Otras pueden construirse para resistir movimientos de magnitud considerable sin sufrir un daño real. Es de tener en cuenta que las condiciones de un suelo pueden cambiar, algunas veces en

CAPITULO III

ANALISIS GEOTECNICO

alto grado, desde antes de la construcción, durante e incluso después de esta: La predicción de tales cambios representa la tarea más difícil para el proyectista. La mayor parte de los daños en edificios que ocurren debido a movimiento de los cimientos se deben a la aparición repentina de condiciones no previstas del suelo; siendo la causa principal de esto, las investigaciones de campo inadecuadas y falta de conocimientos sobre el comportamiento del suelo.

Existen métodos por medio de los cuales se pueden estimar el grado y ritmo del asentamiento de los cimientos debido a ciertos mecanismos, las que resultan bastantes confiables siempre y cuando las condiciones del suelo que se supusieron para el cálculo sean:

- a. Una condición razonable de las condiciones reales
- b. Tengan probabilidad de persistir a lo largo del periodo de vida de la estructura.

Dentro de los mecanismos de movimientos del suelo que son causas potenciales de asentamiento se pueden citar los siguientes:

Compactación: es un mecanismo por medio del cual las partículas del suelo se fuerzan a un estado de empaque de mayor proximidad, con la correspondiente reducción de volumen y la expulsión de aire. También se sabe que causan compactación las vibraciones debidas al movimiento del tráfico, maquinaria pesada y ciertas operaciones de construcción, como la penetración de pilotes. En las zonas de terremotos, las ondas sísmicas pueden tener un efecto similar. Los suelos más susceptibles pueden ser las arenas en estado suelto o las arenas con grava y materiales de relleno, en especial las que se han depositado sin una compactación adecuada.

Consolidación: En suelos cohesivos saturados, el efecto del aumento de carga consiste en expulsar algo de agua en los poros; a este proceso se le llama Consolidación. Se presenta, entonces, una reducción gradual del volumen hasta que se alcanza la presión interna de equilibrio; una reducción de la carga puede causar expansión cuando el suelo puede permanecer saturado.

Los suelos más susceptibles suelen ser las arcillas y limos normalmente consolidados y ciertos tipos de rellenos saturados. Las tubas pueden ser altamente compresibles, ocasionando cambios del espesor de los estratos tan grandes como 20% con cargas bastantes modestas.

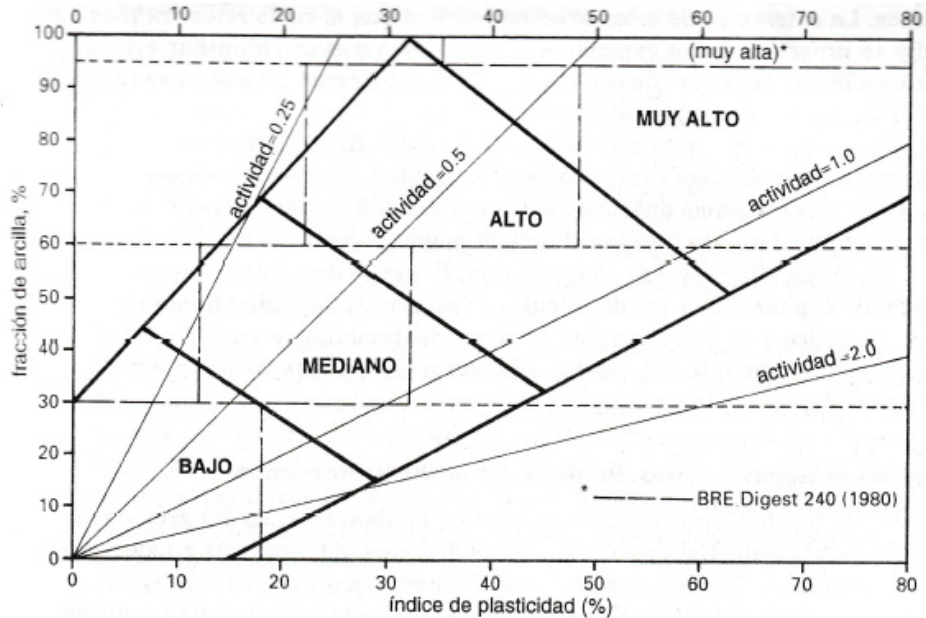
Distorsión elástica: Todos los materiales solidos se distorsionan cuando se someten a la acción de una carga: los suelos, agregados de partículas, se distorsionan en parte debido a la compactación y consolidación; y en parte también a la distorsión elástica. La que se produce en todos los suelos casi inmediatamente después de imponer una carga, y al asentamiento causado por este proceso se le llama asentamiento inmediato o instantáneo.

Movimientos por cambios de humedad: algunos tipos de arcilla muestran un aumento o una disminución muy notable de su volumen a medida que el contenido de humedad aumenta o disminuye, respectivamente. A las arcillas que exhiben este comportamiento se les llama arcillas contráctiles o arcillas expansivas, según sea el caso. El potencial de contracción y expansión de un suelo está relacionado con su contenido de arcilla y su plasticidad (es decir su actividad). La

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

figura No 4.12 muestra una clasificación de potencial de contracción y expansión basada en el trabajo de varios autores principalmente Holtz y Gibbs et al.

Figura No 4.12: Potencial de contracción y expansión de las arcillas



Fuente: Roy Whitlow, "Fundamentos de mecánica de Suelos", segunda edición, Editorial CECSA

Vegetación: Otro factor asociado con las arcillas muy plásticas que pueden producir asentamientos, es el efecto de las raíces de los árboles. La prolongación radial de algunas raíces de árboles es mayor que la propia altura del árbol; también pueden llegar a profundidades de varios metros. En los cimientos de una casa se han llegado a registrar movimientos de hasta de 100 mm, a 25 m de distancia de una hilera de álamos. La extracción de estos árboles significa que el suelo retendrá más humedad y se presentará una expansión. Cuando es necesario eliminar árboles y arbustos adultos del lugar de construcción, se debe permitir que pasen uno o dos inviernos para lograr el equilibrio.

La siembra de plantas adyacentes a edificios debe controlarse con cuidado cuando existan arcillas contráctiles. Una regla útil consiste en sembrar estas plantas a una distancia del edificio que sea a como menos 1.5 veces la altura del árbol maduro. La poda y la tala también puede afectar la pérdida de humedad del suelo y con ello provocar expansión. El grado de desecación, y/o el potencial de expansión, se puede calcular comparando las indicaciones del contenido de humedad y de límite líquido de muestras tomadas cerca de los árboles existentes o recientemente eliminados, con lecturas tomadas en suelos semejantes sin árboles.

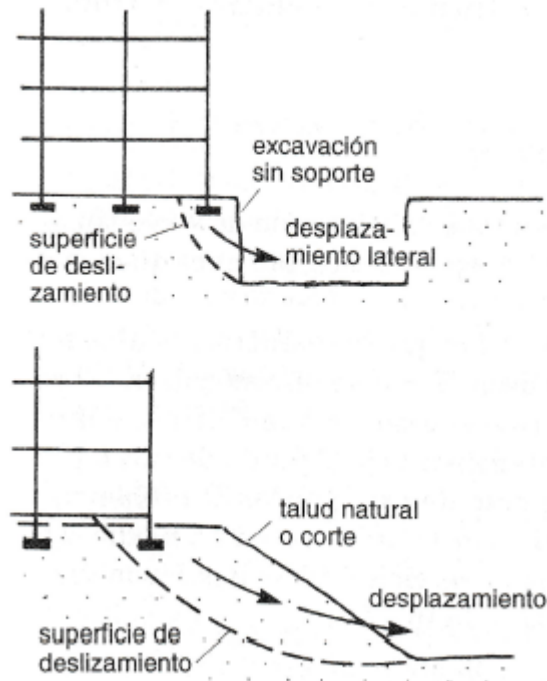
Efecto de la infiltración y las socavaciones: en algunos suelos arenosos como las arenas secas, el movimiento del agua puede arrastrar algunas de las partículas finas. La socavación es la remoción de material por la acción de las aguas y corrientes superficiales, pero también puede

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

ocurrir cuando se fracturan los drenajes y los ductos de agua. Cuando se hacen excavaciones muy por debajo del nivel del agua subterránea en recintos formados por tablestacas y estructuras similares, el flujo de agua ascendente puede causar una forma de inestabilidad llamada tubificación.

Perdida de soporte lateral: una de las formas comunes de desplazamiento de los cimientos, que suele conducir a fallas serias e incluso catastróficas, está asociada con las excavaciones de pozos profundos junto a las cimentaciones. La capacidad de carga del suelo que está justo por debajo de una cimentación, depende del soporte lateral producido por el suelo adyacente; al calcular la capacidad de carga final, es necesario tomar en cuenta este factor. Si se elimina este soporte lateral, como puede suceder en las excavaciones sin apuntalamiento, el resultado más probable es un deslizamiento en el suelo que está debajo de la cimentación, arrastrando consigo dicha cimentación (Ver figura No 4.13a), De manera similar, el asentamiento puede ser el resultado de un movimiento de los cortes o taludes naturales del terreno debido a masas de suelo que deslizan o fluyen, (Ver figura No 4.13b).

Figura No 4.13: Asentamiento debido a la pérdida de soporte lateral, a) Debido a la excavación adyacente, b) Debido a movimientos del talud



Fuente: Roy Whitlow, "Fundamentos de mecánica de Suelos", segunda edición, Editorial CECSA

4.3.1 Asentamientos por métodos elásticos

Asentamientos sin drenado o inmediato

El comportamiento esfuerzo deformación de una masa saturada de suelo sin drenado sujeta a carga es semejante a la de un cuerpo elástico, siempre que las deformaciones sean relativamente pequeñas.

Es probable esto en el caso de cimientos en los que los esfuerzos reales sean tan solo la tercera parte del valor último, es decir, FS=3, mientras que en los problemas de pendientes y excavaciones no es éste el caso, ya que FS≈1.5. Los mayores valores del esfuerzo se tienen inmediatamente bajo el punto de carga y disminuyen en forma lateral y vertical al alejarse de este punto. El problema de asentamiento inmediato o elástico se modela, por lo tanto, sobre un medio espacio seminfinito cargado en la superficie.

La suposición de que un suelo por debajo de un cimiento se comporta como un cuerpo elástico, también puede adoptarse en la evaluación del desplazamiento de la superficie, esto es, de asentamientos debido a compresiones elásticas. El efecto de la falta de homogeneidad solo produce errores importantes cuando las diferencias de un estrato al otro son considerables. En el caso de carga uniforme, el desplazamiento vertical de la superficie de un suelo de profundidad infinita está dado por:

$$S_i = \frac{qB}{E} (1 - \nu^2) I_p$$

Dónde:

- q: Intensidad de la presión de contacto
- B: dimensión lateral más pequeña (ancho o diámetro)
- V: relación de Poisson
- E: Modulo de elasticidad
- I_p: Factor de influencia para el desplazamiento vertical

Factor de influencia I_p:

El factor de influencia de desplazamiento vertical I_p depende de la forma y de la rigidez de los cimientos. En la tabla No 4.7 se muestran los valores de I_p obtenidos por medio de la aplicación de la teoría elástica para el desplazamiento en el centro o en una esquina de una superficie rectangular cargada uniformemente.

Tabla No 4.7: Factores de influencia para desplazamientos verticales debido a una compresión elástica de una capa de espesor seminfinito

Forma	Flexible			Rígida
	Centro	Esquina	Promedio	
Circulo	1.00	0.64	0.85	0.79
Rectángulo (L/B)				

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

1.0	1.122	0.561	0.946	0.82
1.5	1.358	0.679	1.148	1.06
2.0	1.532	0.766	1.300	1.20
3.0	1.783	0.892	1.527	1.42
4.0	1.964	0.982	1.694	1.58
5.0	2.105	1.052	1.826	1.70
10.0	2.540	1.270	2.246	2.10
100.0	4.010	2.005	3.693	3.47

Fuente: Roy Whitlow, "Fundamentos de mecánica de Suelos", segunda edición, Editorial CECSA

Relación de Poisson (v)

La teoría elástica permite definir el valor de Relación de Poisson: $v = \frac{\text{Deformación unitaria lateral}}{\text{Deformación unitaria directa}}$, y a partir de considerar que la deformación en la dirección de σ_3 en un elemento homogéneo, en condición de compresión confinada $\sigma_3 = \sigma_2$, se puede obtener un intervalo de valores v; a partir de la ecuación siguiente:

$$\sigma_3 = K_o \sigma_1' = \frac{v}{1-v} \sigma_1, \text{ puesto que } K_o = \frac{v}{1-v}, \text{ se obtiene } \therefore v = \frac{K_o}{1+K_o}$$

De esta forma para una arcilla saturada en la que $K_o = 1.0, v = 0.5$ y si $K_o = 0.5, v = 0.33$

A K_o se le llama con frecuencia coeficiente de presión de tierras en reposo. Para arena y para arcilla normalmente consolidada se puede usar una relación empírica razonablemente confiable para estimar K_o a partir de datos de pruebas triaxiales:

$$K_o = 1 - \text{sen } \phi$$

El intervalo típico de **v** se muestra en la tabla No 2.

Tabla No 4.7: Valores típicos de la relación de Poisson

Tipo de suelo	Relación de Poisson (v)
Arcilla saturada	0.4 - 0.5
Arcilla no saturada o arenosa	0.2 - 0.4
Arena:	
$\phi=40^\circ$	0.2
$\phi=20^\circ$	0.5

Fuente: Roy Whitlow, "Fundamentos de mecánica de Suelos", segunda edición, Editorial CECSA

Módulo de Elasticidad

El valor del módulo de elasticidad sin drenado no es constante, sino que varía con el nivel del esfuerzo, la relación de vacíos y la historia de esfuerzos del terreno. Como varía con el esfuerzo, varía por consiguiente con la profundidad. Para fines de diseño, se puede suponer, en intervalos relativamente estrechos de profundidades, que E_u permanece constante en arcillas saturadas bajo carga sin drenado. Sin embargo, en arenas y suelos cohesivos no saturados, las estimaciones de E_u se deben basar en la profundidad y en las condiciones del punto de interés. El valor de E_u aumenta, bajo lasas grandes sobre arenas, hacia el centro.

Se pueden calcular los valores de E' , partiendo de las curvas de esfuerzo desviador contra deformación axial que se obtengan de pruebas triaxiales:

$$E' = \frac{d\sigma'_q}{d\varepsilon_1} = \frac{d q'}{d\varepsilon_1}$$

Deformación de una capa delgada

En la mayor parte de los problemas prácticos, las capas son de espesor finito y por lo general están sobre un estrato relativamente rígida o dura. En tales circunstancias, el uso de la ecuación

$$S_i = \frac{qB}{E} (1 - \nu^2) I_p$$

Conduce a una sobre estimación, la regla general consiste entonces en aplicar la ecuación anterior solamente a las capas cuyo espesor sea superior al doble del ancho de la cimentación.

Cuando el espesor de la capa sea inferior a $2B$ y cuando $\nu \approx 0.5$, se puede usar la siguiente solución (Janbu et al, 1956)

$$S_i = \frac{qB}{E_u} \mu_0 \mu_1 (1 - \nu)$$

Dónde:

μ_0, μ_1 : Coeficientes que dependen del ancho y profundidad de la cimentación y también del espesor de la capa de suelo por debajo de la misma figura No 4.14.

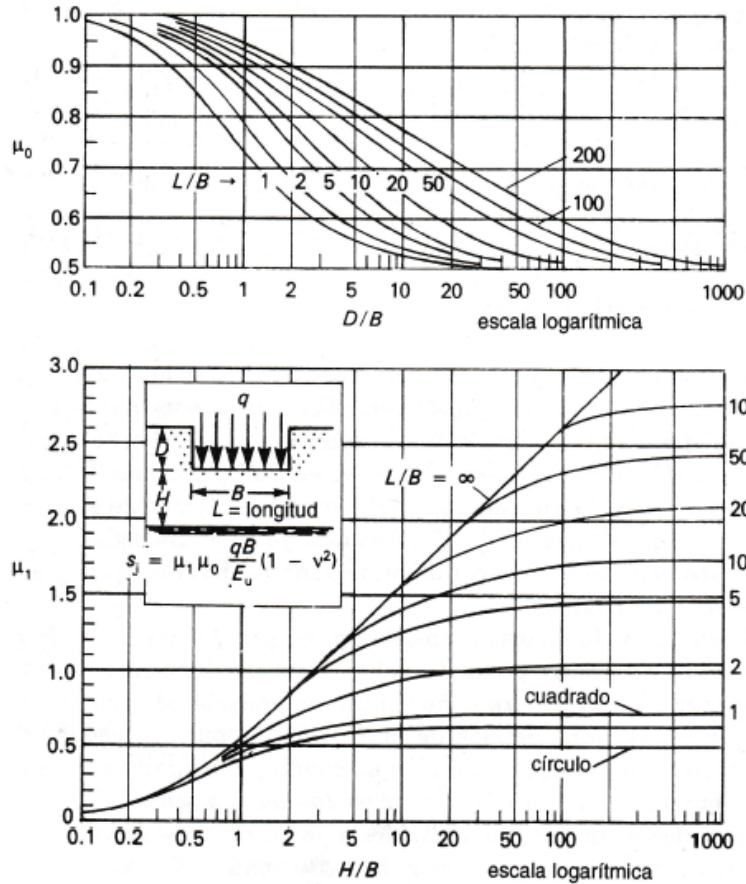
En el caso de una capa delgada por debajo de la capa de cimentación, el asentamiento inmediato puede calcularse obteniendo primero un valor de $\mu_{1(B)}$ correspondiente a una capa de espesor H_B , para después obtener un valor de $\mu_{1(T)}$, que corresponde a una capa de espesor H_T , El asentamiento inmediato debido a la capa delgada se calcula usando la ecuación (ver figura No 4.15):

$$\nu' = 0.5 \left(1 - \frac{d\varepsilon_v}{d\varepsilon_1} \right),$$

En la cual $\mu_1 = \mu_{1(B)} - \mu_{1(T)}$

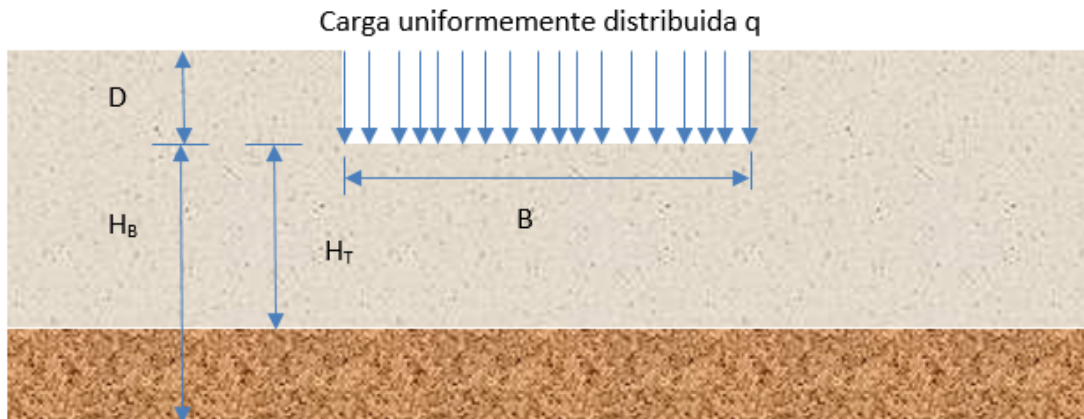
CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Figura No 4.14: Coeficientes de desplazamiento bajo una cimentación flexible (según Janbu et al, 1956)



Fuente: Roy Whitlow, "Fundamentos de mecánica de Suelos", segunda edición, Editorial CECSA

Figura No 4.15: Asentamiento inmediato debido a una capa delgada



Fuente: Roy Whitlow, "Fundamentos de mecánica de Suelos", segunda edición, Editorial CECSA

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Steinbrenner (1934) presento una solución general aproximada para el desplazamiento bajo una esquina de un cimiento rectangular flexible sobre una capa de espesor finito:

$$S_i = \frac{qB}{E} (1 - \nu^2) I_p$$

Dónde:

ν : Relación de Poisson

$$I_p = F_1 + (1 - 2\nu/1 - \nu)F_2$$

F_1 y F_2 son factores de influencia que dependen de las relaciones longitud a ancho y profundidad a ancho, ver tabla No 4.8.

Tabla No 4.8: Factores de influencia (F_1 y F_2) para desplazamiento vertical bajo una esquina de un rectángulo cargado uniformemente sobre una capa elástica de espesor finito

D/B	L/B				
	1	2	5	10	∞
0.5	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
	0.08	0.09	0.10	0.10	0.10
1	0.16	0.13	0.13	0.13	0.13
	0.09	0.11	0.13	0.13	0.13
2	0.29	0.30	0.27	0.27	0.27
	0.06	0.10	0.14	0.15	0.13
3	0.36	0.40	0.38	0.37	0.37
	0.05	0.08	0.13	0.15	0.16
4	0.41	0.48	0.48	0.47	0.45
	0.04	0.07	0.12	0.15	0.16
5	0.44	0.53	0.55	0.54	0.52
	0.03	0.06	0.11	0.14	0.16
6	0.46	0.57	0.61	0.60	0.58
	0.02	0.05	0.10	0.14	0.16
8	0.48	0.61	0.69	0.69	0.66
	0.02	0.04	0.08	0.12	0.16
10	0.48	0.64	0.75	0.76	0.73
	0.02	0.03	0.07	0.11	0.16

Fuente: Roy Whitlow, "Fundamentos de mecánica de Suelos", segunda edición, Editorial CECSA

4.3.2 Asentamientos diferenciales (teoría de la consolidación)

En el proceso natural de la deposición, los suelos de grano fino, como los limos y arcillas, quedan sometidas a un proceso de consolidación, en el cual el agua entre las partículas va siendo expulsada por el peso de las capas que se depositan por encima. Después de un periodo (que puede ser de un considerable número de años) se alcanza un estado de equilibrio y la compresión termina. Se dice entonces, que un suelo está totalmente consolidado cuando su volumen permanece constante bajo la acción de un estado de esfuerzos constante. Un suelo normalmente consolidado es aquel en el cual las condiciones actuales corresponden a su presión de consolidación final o extrema. Cuando un suelo está sometido a una sobrecarga que es inferior a la presión extrema de consolidación que existió en algún momento del pasado, se dice que esta preconsolidado; esto sucede por ejemplo, en el caso de suelos consolidados Bajo la acción de una capa de hielo que ya no existe. Cuando se presenta un cambio en las condiciones del esfuerzo se tiene que alcanzar un nuevo estado de equilibrio.

Al considerar la mecánica de la compresión de los suelos, se puede suponer que tanto los granos minerales como el agua de los poros son incompresibles. De esta manera, el efecto inmediato (sobre una masa de suelo) de un aumento del esfuerzo total, consiste en una elevación de la presión del agua en los poros. A medida que el agua de los poros va saliendo del suelo, este aumento de presión se disipa con lentitud. Cuando se ha disipado la totalidad del aumento de la presión del agua de los poros, el suelo vuelve a estar totalmente consolidado

Compresibilidad:

En el estudio de la consolidación, un suelo puede considerarse como un esqueleto compresible de partículas minerales (que en sí mismas son incompresibles). Si también se supone que el suelo permanece saturado a lo largo de todo el proceso de consolidación, se puede decir que la disminución de volumen que se produce es igual al volumen del agua que se expulsa hacia afuera, y que éste está representado por la variación de la relación de vacíos. Considérese un modelo de muestra de suelo sometido a un aumento de esfuerzo efectivo (ver figura No 10.5). Se supondrá que el proceso es unidimensional, esto es, no hay cambio de las dimensiones laterales y solo se modifica el espesor. La variación de volumen (ΔV) que resulta del aumento del esfuerzo efectivo ($\Delta\sigma'$) puede, por tanto, representarse en forma idealizada ya sea con el cambio de espesor (ΔH) o el cambio de la relación de vacíos (Δe), con lo que las deformaciones volumétricas se pueden igualar en la siguiente forma:

$$\frac{\Delta V}{V_o} = \frac{\Delta H}{H_o} = \frac{\Delta e}{1+e_o'}$$

Por consiguiente, la variación de espesor de una capa con un espesor inicial H_o es:

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1+e_o'} H_o,$$

Resultando evidente que la deformación volumétrico también es una función del aumento del esfuerzo, por lo que la magnitud del asentamiento por consolidación puede obtenerse a partir de:

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

$$S_c = \Delta H = m_v \Delta \sigma' H_o$$

Dónde:

m_v : Coeficiente de compresibilidad volumétrica, esto es, variación de volumen unitario por aumento del esfuerzo efectivo

Las unidades de m_v son recíprocas del esfuerzo, esto es, m^2/kN

Prueba de consolidación unidimensional (prueba de edometría)

Las características de compresibilidad de un suelo, relacionadas tanto con el grado como con la velocidad del asentamiento, se suelen determinar a partir de la prueba de consolidación, usando el aparato llamado edómetro, determinando los siguientes parámetros que sirven para poder determinar los asentamientos:

Asentamiento por consolidación S_c :

De la curva e/σ' se puede vincular la variación de la relación de vacíos con el esfuerzo efectivo y a partir de este poder calcular el asentamiento por consolidación de la siguiente forma:

$$\text{Asentamiento por consolidación } S_c = \Delta H = \frac{e_o - e_1}{1 + e_o} H_o$$

Índice de compresión (C_c):

De la curva e/σ' , se encuentra que la curva de consolidación virgen es casi una línea recta; la parte curva inicial representa a la preconsolidación; mientras más larga sea esta curva inicial, mayor será el grado de preconsolidación. Cuando se aplica una secuencia de expansión y recompresión, la curva debe coincidir con la curva virgen en el mismo punto. La pendiente recta de la curva virgen recibe el nombre de Índice de compresión:

$$C_c = \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'} = \frac{e_o - e_1}{\log\left(\frac{\sigma'_1}{\sigma'_o}\right)}$$

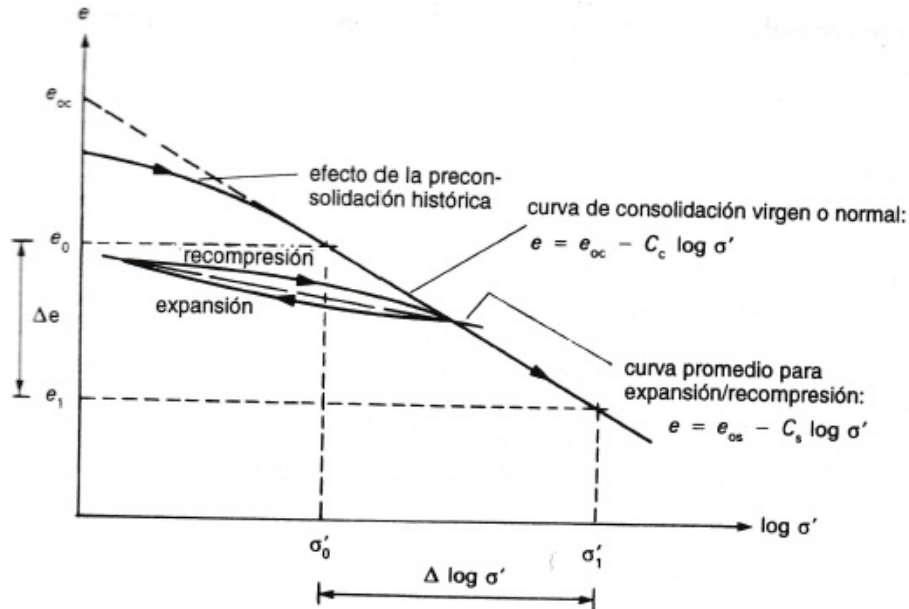
Por consiguiente la relación de vacíos para una variación determinada del esfuerzo efectivo puede obtenerse con:

$$e_1 = e_o - C_c \log\left(\frac{\sigma'_1}{\sigma'_o}\right)$$

El índice de compresión de un suelo determinado puede considerarse como constante para los cálculos de asentamiento, siempre y cuando el intervalo de valores del esfuerzo efectivo que está involucrado, este situado entre los límites de la recta de la curva virgen, esto es, que actúe como una arcilla normalmente consolidada, ver figura No 4.16.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Figura No 4.16: Curva de $e/\log \sigma'$ e índice de compresión



Fuente: Roy Whitlow, "Fundamentos de mecánica de Suelos", segunda edición, Editorial CECSA

A partir de combinar C_c y e_1 , se puede calcular el asentamiento por consolidación de la siguiente forma:

$$S_c = \frac{C_c}{1 + e_0} \log\left(\frac{\sigma'_1}{\sigma'_0}\right) H_0$$

Terzaghi y Peck, demostraron con resultados experimentales que existe una relación aproximada entre el índice de compresión de arcillas normalmente consolidadas y su límite líquido:

$$C_c = 0.009(LL - 10)$$

Dónde:

LL: Porcentaje de límite líquido

Coficiente de compresibilidad volumétrica (m_v)

Como se definió en la ecuación para el cálculo de la magnitud del asentamiento por consolidación, el coeficiente volumétrico representa el grado de variación del volumen unitario que se produce a consecuencia de un aumento unitario del esfuerzo efectivo. El valor de m_v no es constante para un suelo dado, sino que varía con el nivel de esfuerzo efectivo.

Para obtener un intervalo de valores de m_v , se usan los resultados de las pruebas del edómetro.

A partir de la ecuación:

$$S_c = \Delta H = m_v \Delta \sigma' H_0$$

Se tiene despejando m_v :

$$m_v = \frac{\Delta H}{\Delta \sigma' H_0}$$

Pero combinándola con la ecuación: $S_c = \Delta H = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} H_0$

Se tiene:

$$\frac{\Delta H}{H} = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} = \frac{\Delta e}{1 + e_0}$$

Sustituyendo:

$$m_v = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma'} \frac{1}{1 + e_0}$$

Dónde:

$\frac{\Delta e}{\Delta \sigma'}$: Pendiente de la curva e/σ'

4.4 Expansiones en los suelos arcillosos

La “**expansión o hinchamiento**” se produce cuando un suelo no saturado se humedece adsorbiendo agua entre sus partículas y aumentando de volumen. Los resultados experimentales indican que el aumento de volumen es al principio, menos que proporcional a la cantidad de agua fijada, luego aumenta en forma brusca para posteriormente anularse y perder significación cuando el suelo se licua. La variación inversa sucede con el desecamiento, denominándose entonces, “fenómeno de retracción”.

La expansión está directamente atribuida a la presencia de los coloides orgánicos y a los arcillosos que, según su proporción y naturaleza, son más o menos expandibles. Así Por ejemplo, la montmorillonita es más expandible que la caolinita.

Por otra parte, la expansión de los mismos, depende de la riqueza de los coloides en cationes intercambiables, siendo por ejemplo más expandible una arcilla sódica que una cálcica. Se recuerda así mismo, que los fenómenos de dispersión están favorecidos por las mismas condiciones. Si hay dispersión, al provocarse la expansión, puede haber desaparición de la estructura y gran susceptibilidad a la compactación.

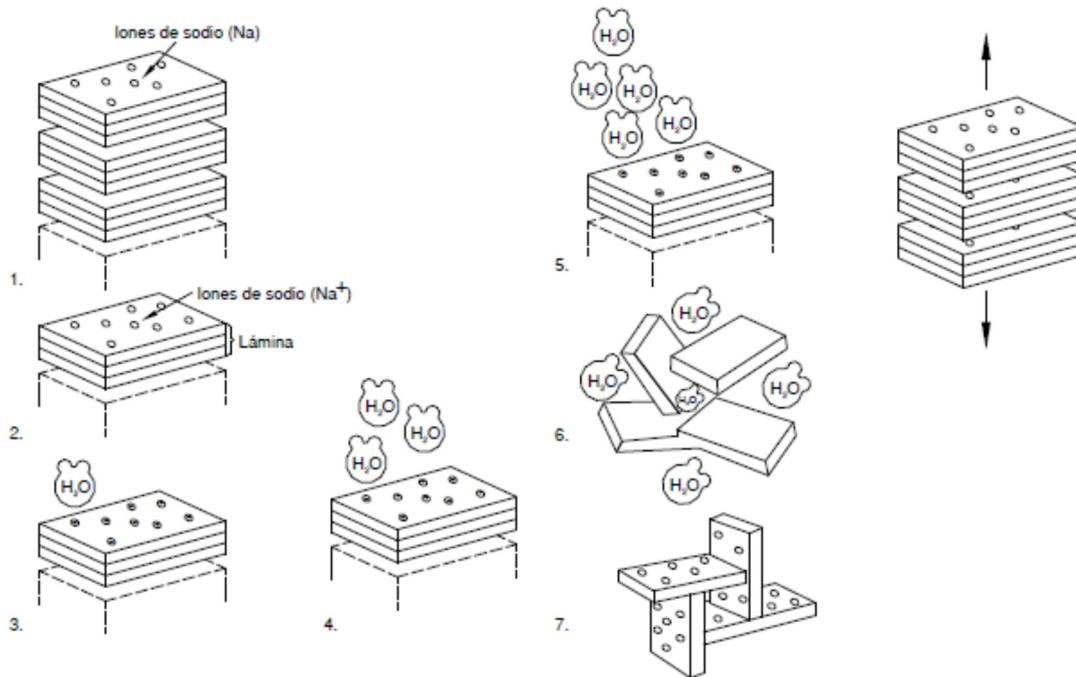
Delgado (1986) resume en tres los mecanismos micros estructurales fundamentales que producen el hinchamiento:

- Hidratación de las partículas de arcilla.
- Hidratación de cationes.
- Repulsión osmótica.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Estos mecanismos se presentan en el proceso de hidratación de las arcillas y su posterior hinchamiento que se describen a continuación en la figura No 4.17 en forma secuencial.

Figura No 4.17: Proceso de hidratación de las arcillas, en forma secuencial (7 etapas).



Fuente: V. Calero et al, "Determinación del comportamiento al hinchamiento y retracción de suelos que tienen plasticidad, en algunos puntos de la carretera longitudinal del norte, en el tramo comprendido entre Metapan y Sensuntepeque" (2016).

Etap 1: En el principio la arcilla se encuentra en un estado deshidratado, algunos iones de sodio (Na^+), potasio (K^+) o tal vez calcio (Ca^{2+}) son adsorbidos en el espacio interlaminares (Ver Figura No 4.17-1).

Etap 2: Desde el punto de vista electrostático, las cargas negativas en la arcilla se acumulan en las superficies planas de las laminillas, mientras que los bordes acumulan cargas positivas. Luego los iones de sodio tienden a concentrarse sobre las caras planas (Ver Figura No 4.17-2).

Etap 3: Al ponerse en contacto con la arcilla, las moléculas de agua son atraídas fuertemente hacia las superficies planas debido a la presencia de los iones sodio cargados positivamente. Hay que recordar que, a la escala molecular, las fuerzas electrostáticas son las más importantes (Ver Figura No 4.17-3).

Etap 4: En este estado, las moléculas de agua se hacen más dipolares, atrayendo a otras de su especie (Ver Figura No 4.17-4).

Etap 5: La carga negativa en la superficie de las laminillas se incrementa conforme las moléculas de agua se enlazan unas con otras al aumentar su polarización. Llega un momento en que la carga superficial es tal, que las láminas se repelen entre sí separándose unas de otras por lo que

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

el espacio interlaminar se expande, originando el hinchamiento característico de las arcillas (Ver Figura No 4.17-5).

Etapa 6: Las moléculas de agua continúan llenando el espacio interlaminar, neutralizando parcialmente las superficies expuestas y manteniendo las láminas apartadas unas de otras, hasta que el agua es eliminada mediante algún procedimiento de secado, lo cual origina una contracción del volumen de la lámina (Ver Figura No 4.17-6).

Etapa 7: El equilibrio de la hidratación es alcanzado cuando termina la mezcla de la arcilla con el agua, dando como resultado una estructura interna hidratada que hace coincidir los bordes cargados positivamente con las caras planas cargadas negativamente, de modo que se forma una estructura de castillo de naipes, por lo que las moléculas de agua entran y salen libremente. Este castillo puede derrumbarse mediante una agitación vigorosa de la suspensión, pero tiende a formarse de nuevo si la agitación termina, esto es, si el medio queda libre de esfuerzos mecánicos, (Ver Figura No 4.17-7).

Identificación de suelos arcillosos

Algunos de los indicadores que nos pueden ayudar a identificar la presencia de suelos potencialmente expansivos son:

Tipo de suelo:

Un suelo expansivo posee un contenido significativo de arcilla, probablemente situado dentro de los símbolos *CL* o *CH* del Sistema Unificado de Clasificación de los Suelos, aunque también algunos suelos *ML*, *MH* y *SC* pueden ser expansivos.

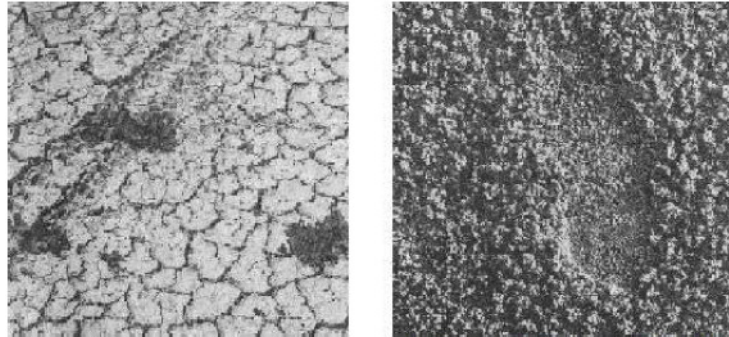
Identificación visual:

Los suelos expansivos secos usualmente son muy duros, con tendencias a presentar una apariencia vidriosa al ser cortados con una espátula, y a presentar fisuras, fracturas, y grietas superficiales en forma de patrones regulares (señales de expansiones y contracciones previas), o bien una textura en forma de “roseta de maíz”, ver figura No 4.18.

Por el contrario, cuando se humedecen se vuelven suaves y pegajosos, dejando un residuo polvoroso después de ser remoldeados en la mano. Por tanto, si se examinan las perforaciones hechas en arcillas expansivas después de algunas horas de haber sido realizadas, exhibirán un patrón errático de grietas de desecación.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Figura No 4.18: Suelo expansivo agrietado y con estructura de roseta de maíz

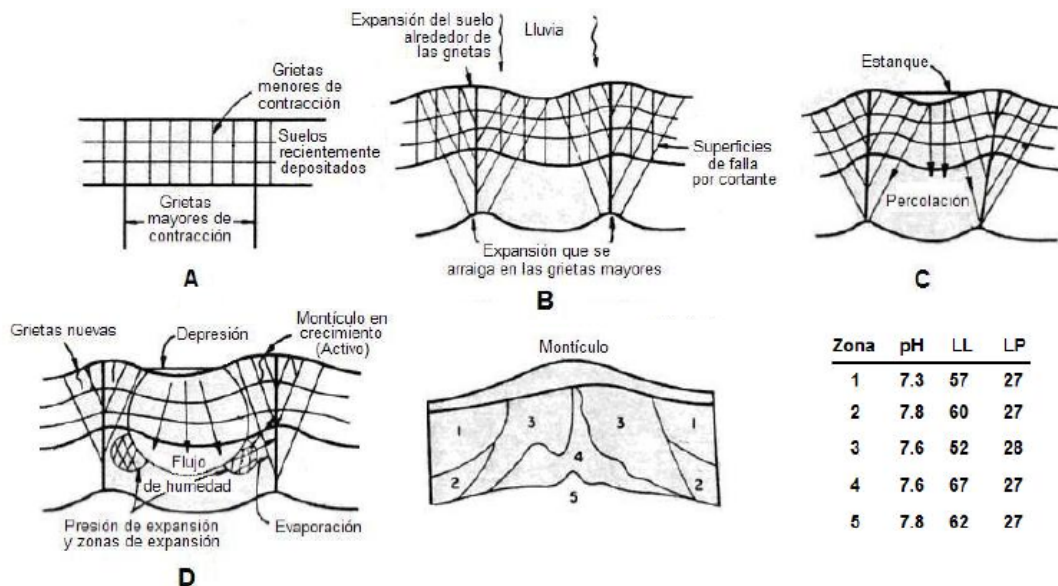


Fuente: Documento "Identificación de suelos expansivos"

Características del terreno:

La evidencia de flujo o "creep" en laderas, la existencia de grietas de contracción a espaciamientos regulares en el terreno, y la presencia de estructuras "Gilgai", son características comunes en los terrenos que presentan suelos expansivos. Las estructuras Gilgai son montículos y depresiones visibles en la superficie de un suelo expansivo que ha estado sujeto a intemperismo en ambientes semiáridos, ver figura No 4.19.

Figura No 4.19: Etapas de formación de estructuras Gilgai y caracterización de los Gilgai en Texas



Fuente: Documento "Identificación de suelos expansivos"

Existencia de vegetación:

Existen ciertos árboles o arbustos que tienden a presentarse más frecuentemente sobre los suelos potencialmente expansivos. Por ejemplo, los robles tienden a asociarse a los suelos con un bajo potencial de expansión; en nuestro país la presencia del árbol llamado Morro o Jícaro es característico de la presencia de suelos arcillosos (expansivos y de alta contracción).

Factores que afectan al hinchamiento

El proceso de hinchamiento de un terreno viene afectado por una serie de factores que condicionan su evolución y magnitud. Gromko (1974) resume estos factores en los siguientes:

- ✓ **Tipo de minerales y cantidad de los mismos:** cuanto más expansivos sean los minerales presentes en el suelo mayor será el hinchamiento que se producirá cuando el suelo se inunde. (Ver Tabla No 4.9).

Tabla No 4.9: Potencial de expansión de los minerales puros de arcilla

Sobrecarga (KPa)	Potencial de expansión (%)		
	Caolinita	Ilita	Montmorillonita
9.60	Insignificante	350	1500
19.10	Insignificante	150	350

Fuente: V. Calero et al, “Determinación del comportamiento al hinchamiento y retracción de suelos que tienen plasticidad, en algunos puntos de la carretera longitudinal del norte, en el tramo comprendido entre Metapan y Sensuntepeque” (2016).

- ✓ **Densidad:** para el mismo suelo con la misma humedad inicial, el hinchamiento será mayor cuanto mayor sea la densidad seca del mismo. Las arcillas densas se expanden más y presentan mayores presiones de expansión que sus contrapartes de menor densidad y mismo contenido de humedad inicial (los suelos expansivos con densidades secas superiores a los 1,750 kg/m³ generalmente exhiben altos potenciales de expansión).
- ✓ **Estado de esfuerzos:** la magnitud del hinchamiento es tanto menor cuanto mayor es la presión aplicada al suelo pudiendo llegar a anularlo por completo.
- ✓ **Estructura del suelo:** los suelos que han experimentado cementaciones tienen menor tendencia a hinchar. Seed y Chan (1959) señalan que las estructuras floculadas tienen mayor tendencia a hinchar que las dispersas, en cambio la retracción es mucho menor para las primeras.
- ✓ **Espesor del estrato:** Si un estrato expansivo posee un espesor muy delgado (generalmente menor de 60 cm), es factible esperar un daño relativamente pequeño a las estructuras. Cabe destacar que el espesor del estrato está limitado por la profundidad

CAPITULO III

ANALISIS GEOTECNICO

del *NAF* (nivel de agua freático), ya que se espera que debajo de él no existan variaciones de humedad. Por tanto, rara vez se presentan daños a las estructuras desplantadas sobre suelos expansivos con un *NAF* (nivel de agua freático) a distancias muy cortas del desplante de la cimentación.

- ✓ **Permeabilidad y tiempo:** Puesto que las arcillas con un potencial de expansión muy alto tienden a poseer permeabilidades extremadamente bajas, es posible que requieran de una cantidad de tiempo considerable para que lleven a cabo la totalidad de sus expansiones (semanas o incluso años). Por tanto, es probable que las arcillas con un potencial de expansión menor, pero con una mayor permeabilidad, lleguen a expandirse más durante una estación que las propias arcillas más altamente expansivas.
- ✓ **Fluidos intersticiales:** la presencia de sales disueltas en el agua que ocupan los poros del suelo influye en los fenómenos de formación de la capa doble. Una elevada concentración de sales y un pH alto favorecen la disociación de éstas y por lo tanto aumenta la cantidad de cationes presentes en el agua libre, esto hace que se produzca una menor adsorción de cationes y que por lo tanto el hinchamiento sea menor.
- ✓ **Humedad:** a igualdad de otros factores la humedad del suelo influye también en la magnitud del hinchamiento. Cuanto menor es la humedad mayor es la expansividad potencial, por cuanto el suelo es capaz de adsorber mayor cantidad de agua. En general, las arcillas muy secas, usualmente con contenidos de humedad menores al 15 por ciento, fácilmente pueden adsorber humedad hasta alcanzar valores de alrededor de un 35 por ciento, provocando daños muy severos a las estructuras. Por el contrario, las arcillas con contenidos de humedad relativamente altos, de alrededor de un 30 por ciento, indican que la mayoría de las expansiones ya han tenido lugar, con lo que se puede esperar que las expansiones posteriores sean relativamente pequeñas.
- ✓ **Clima:** Los suelos de climas húmedos generalmente se encuentran húmedos y con tendencias a permanecer así durante todo el año, debido a que sus periodos de mayor evapotranspiración (verano) usualmente coinciden con los de mayor lluvia. Por tanto, tienden a presentar expansiones pequeñas, aunque se han llegado a reportar problemas graves cuando se han tenido periodos prolongados de sequía.
- ✓ **Sobrecarga:** Una sobrecarga moderada puede restringir en mucho al potencial de expansión de un suelo, aunque usualmente se requieren sobrecargas muy grandes para restringirlas totalmente. Por tanto, el permitir una pequeña expansión puede reducir en mucho a la presión de expansión del suelo.

4.4.1 Concepto de capa activa

Los problemas de los suelos expansivos se producen generalmente por el resultado de las fluctuaciones volumétricas que se presentan en un estrato de estos, en un espesor de pocos o varios metros, a consecuencia de variaciones del contenido de agua, el cual se ve influenciado

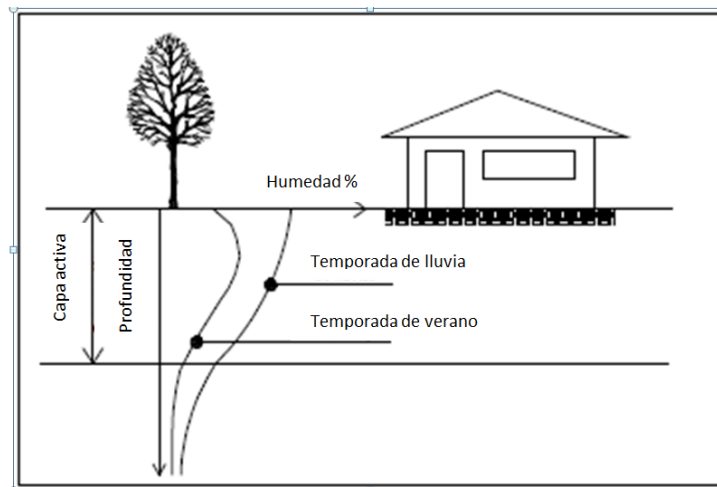
CAPITULO III

ANALISIS GEOTECNICO

por factores como las condiciones climáticas del medio ambiente. Esta zona es generalmente definida como: **zona activa**. Esta no tiene el mismo espesor en un terreno desnudo (sin construcciones) que en uno cubierto por alguna edificación. (Ver Figura No 4.20).

Se puede observar en la Figura No 4.20 que la variación es máxima en la superficie, pero se amortigua a medida se profundiza, hasta un punto en el cual el cambio de humedad ya no se aprecia y se puede considerar constante.

Figura No 4.20: Variación de la capa activa en un estrato arcilloso



Fuente: V. Calero et al, "Determinación del comportamiento al hinchamiento y retracción de suelos que tienen plasticidad, en algunos puntos de la carretera longitudinal del norte, en el tramo comprendido entre Metapan y Sensuntepeque" (2016).

4.4.2 Métodos de obtención de la capa activa

El espesor de capa activa puede ser determinado a partir del ensayo de succión realizado a muestras inalteradas de suelos arcillosos, regido bajo la norma INV E-159-07.

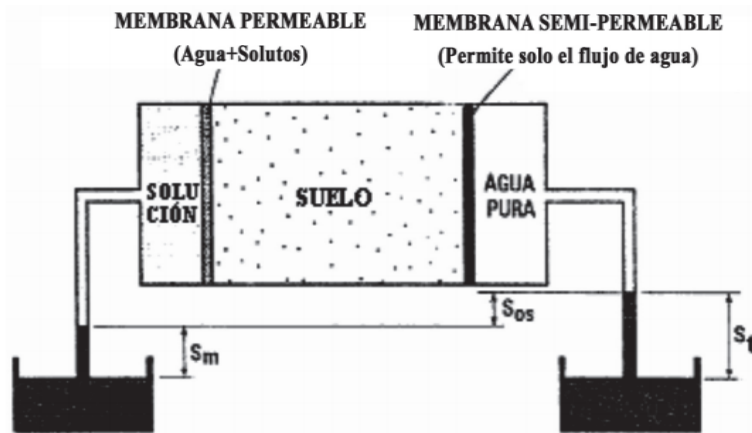
La succión se divide en tres conceptos diferentes que se presentan a continuación:

- **Succión matriz (S_m):** Se define como la presión negativa que debe aplicarse al agua que tiene una composición idéntica al agua del suelo, para que alcance el equilibrio con esta a través de una membrana semi-impermeable. Esta succión depende de las fuerzas de atracción entre el agua y los cationes del suelo, de las fuerzas de tensión superficial y de las cargas externas. (Ver Figura No 4.21).
- **Succión osmótica (S_{os}):** Se define como la presión negativa a la cual debe someterse el agua químicamente pura, para que este en equilibrio, a través de una membrana semi-impermeable con el agua del suelo. Esta componente depende de la presencia de sales disueltas en el agua del suelo y no de la sobrecarga; para la mayoría de los efectos prácticos, esta componente se puede despreciar. (Ver Figura No 4.21).

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

- **Succión total (S_t):** Se define como la presión negativa con respecto a la presión externa (atmosférica), que debe aplicarse al agua químicamente pura que se encuentra en un depósito para que alcance el equilibrio con el agua del suelo a través de una membrana semi-impermeable (permite el paso únicamente de moléculas de agua). La succión total también se expresa como la suma de dos componentes: succión matricial y succión osmótica. (Ver Figura No 4.21).

Figura No 4.21: Representación de los conceptos de succiones matricial, osmótica y total



Fuente: V. Calero et al, "Determinación del comportamiento al hinchamiento y retracción de suelos que tienen plasticidad, en algunos puntos de la carretera longitudinal del norte, en el tramo comprendido entre Metapan y Sensuntepeque" (2016).

La succión es una presión negativa (de vacío) que se presenta con su valor absoluto y se puede expresar en centímetros o metros de altura de columna de agua, KPa, psi, entre otros. Para medir la succión se tienen diferentes equipos de laboratorio que se presentan a continuación en la Tabla No 4.10:

Tabla No 4.10: Técnica y dispositivos para la medición de succión

Equipo	Succión	Fenómeno asociado	Tiempo para que se establezca el equilibrio
Psicrómetro de transistor	Total	Humedad relativa	Minutos
Psicrómetro de termopar	Total	Humedad Relativa	Minutos
Papel Filtro	Total o matricial	Contenido de agua	7 a 15 días
Tensiómetro	Matricial	Tensión del agua	Minutos

Fuente: V. Calero et al, "Determinación del comportamiento al hinchamiento y retracción de suelos que tienen plasticidad, en algunos puntos de la carretera longitudinal del norte, en el tramo comprendido entre Metapan y Sensuntepeque" (2016).

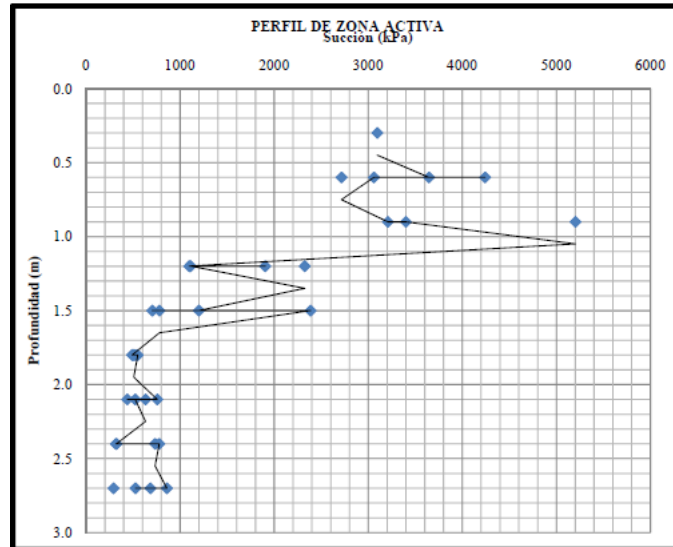
Para poder determinar la profundidad de la capa activa, es útil el método del papel filtro, realizando ensayos de succión a muestras extraídas a diferentes profundidades en los sondeos.

CAPITULO III

ANALISIS GEOTECNICO

El uso principal de los datos de succión es la determinación del perfil de humedad de equilibrio, que es un gráfico de profundidad contra succión (preferiblemente utilizando los valores de succión total, (ver Figura No 4.22).

Figura No 4.22: Perfil de zona activa de un suelo arcilloso ubicado en Santa Fe, Querétaro, México



Fuente: Baeza Campusano. "Diseño de zapatas continuas de cimentación sobre suelos expansivos mediante la metodología Lytton – Mitchell, caso Querétaro". 2012.

La Figura No 4.22 muestra un perfil de humedad de equilibrio de un suelo arcilloso ubicado en Santa Fe, Querétaro, México, el cual es un ejemplo de cómo puede determinarse la capa activa. En este caso se puede ver como varía la succión a medida se va profundizando en el estrato, esto es muestra de que las partes más cercanas a la superficie son más susceptibles a cambios volumétricos, ya que pueden adsorber más agua. Se puede apreciar que el espesor mínimo de capa activa es de 1.8m; profundidad a partir de la cual no se presenta tanta variación de succión en el suelo y se prevé que debido a eso la humedad del suelo se puede considerar constante.

Cabe mencionar que la profundidad de la capa activa no necesariamente debe coincidir con la profundidad de desplante de la cimentación de una estructura. Es decir, el espesor de capa activa puede ser mayor o menor que la cota de fundación, y tener conocimiento de la profundidad de la capa activa es meramente indicativo para identificar en que parte de un estrato, el suelo puede sufrir cambios considerables de volumen.

4.4.3 Métodos para la obtención de expansiones en suelos arcillosos

Una vez identificada la presencia de suelos expansivos, se debe determinar su grado de expansividad. En general, los métodos de determinación del grado de expansividad de los suelos pueden ser clasificados en tres grandes grupos:

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

- Los métodos puramente cualitativos, que clasifican la expansividad del suelo en términos tales como bajo, medio o alto, formando la base de las medidas preventivas empíricas.
- Los métodos semicuantitativos, los cuales generan resultados numéricos. Puesto que tienden más a ser considerarlos como índices de expansividad que como propiedades físicas fundamentales del suelo, sus diseños también se realizan sobre bases empíricas.
- Los métodos que proveen resultados cuantitativos en base a medidas de las propiedades físicas fundamentales del suelo. Estos métodos son la base de los procedimientos racionales o semiracionales de diseño. Se refiere a los métodos de ensayo de laboratorio a través de los cuales se determina la expansividad de los suelos.

Métodos Cualitativos

Usualmente se basan en correlaciones entre el potencial de expansión del suelo y sus pruebas más comunes, tales como los límites de Atterberg o el porcentaje de coloides. Así, uno de los primeros estudios de correlación fue el desarrollado por Holtz y Gibbs en el año de 1956, cuando desarrollaron una gráfica que relacionaba los resultados de 45 pruebas de expansión realizadas a muestras inalteradas de suelo, con sus pruebas de contenido de coloides, índice plástico, y límite de contracción.

Posteriormente, Holtz (1959) desarrolló una tabla que se basaba en los patrones de comportamiento obtenidos en esa gráfica (Tabla No 4.11), aunque debe destacarse que los datos acumulados no pueden considerarse suficientes como para formular correlaciones empíricas aproximadas.

Tabla No 4.11: Tabla para la estimación de cambios volumétricos

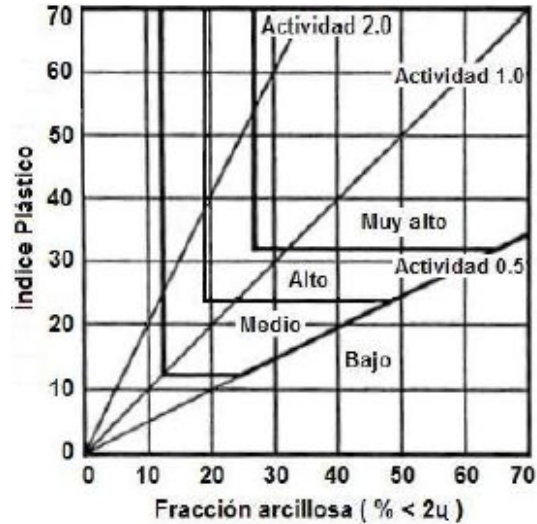
% de coloides (<0.001 mm)	Índice de Plasticidad	Límite de Contracción	Expansión Probable (%)*	Potencial de expansión
>28	>35	< 11	> 30	Muy alto
20 – 33	25 – 41	7 – 12	20 – 30	Alto
13 – 23	15 – 28	10 – 16	10 – 20	Medio
< 15	< 18	> 15	< 10	Bajo

Fuente: Documento “Identificación de suelos expansivos”

Por su parte, Williams (1958) desarrolló en Sudáfrica una carta (ver figura No 4.23) que demostraba que el índice de plasticidad y el porcentaje de arcilla presente en una muestra de suelo podían ser usados como un indicador de su grado de expansividad.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Figura No 4.23: Carta de Williams para la determinación del potencial de expansión del suelo



Fuente: Documento "Identificación de suelos expansivos"

Mientras, Elvin F. Henry (1965) publicó el patrón emergido de las 151 pruebas que realizó sobre suelos expansivos obtenidos de muchas partes de Estados Unidos y Hawai, ver tabla No 4.12.

Tabla No 4.12: Clasificación de la expansión según el IP

IP	Expansión
0 – 14	No crítico
14 – 25	Marginal
25 – 40	Crítico
> 40	Altamente crítico

Fuente: Documento "Identificación de suelos expansivos"

Las correlaciones presentadas anteriormente sólo son algunas de las correlaciones existentes.

Métodos Cuantitativos

Se basa en el estudio de las propiedades de los suelos a través de ensayos de laboratorio, con el fin de obtener parámetros numéricos con los que es posible caracterizar la expansividad en un suelo.

Métodos de Ensayo

Para determinar las características de expansión de un suelo que presenta plasticidad, se requiere realizar una serie de ensayos de laboratorio que permitan determinar la expansividad o aumento de volumen de una muestra de suelo cohesivo.

El fenómeno de cambio de volumen de un suelo arcilloso es resultado directo de la disponibilidad y variación de la cantidad de agua que él posea. Para medir la expansividad de un suelo parcialmente saturado, se recurre a ensayos realizados en el edómetro.

Los más comunes son el ensayo de **hinchamiento libre**, que permite el hinchamiento de la muestra al ser inundada, el ensayo de **presión de hinchamiento**, donde se mide la presión que ejerce el suelo al expandirse y el ensayo de identificación el **ensayo Lambe**, estos ensayos serán descritos a continuación:

Ensayo de hinchamiento libre

Se toma una muestra inalterada de suelo y se monta en el edómetro, se pone en cero el lector de deformación y a continuación se inunda la muestra, hasta un nivel en que el agua solamente penetre en la pastilla de suelo por la piedra porosa inferior (con esto se evita que quede aire atrapado en el interior de la muestra). Se mide el hinchamiento final el cual se expresa en porcentaje del espesor inicial de la muestra y se designa con el nombre de hinchamiento libre.

Como no hay que aplicar presiones sobre la muestra, se puede colocar el lector de deformación, directamente sobre el pistón de carga, con lo cual habrá menos errores en la medida de deformaciones. Existen casos en que este ensayo se realiza bajo una carga pequeña, aplicando una presión inicial de 0.07 a 0.1 kg/cm². Una vez inundada la muestra y transcurrido el tiempo necesario para que se produzca la expansión, se varía la carga, obteniendo el comportamiento carga - deformación en condiciones de inundación.

Ensayo de presión de expansión o hinchamiento (ASTM D4546)

Este tipo de ensayo se realiza prácticamente en la misma forma que en el caso anterior, pero en lugar de medir el hinchamiento de la muestra, se añaden cargas para no permitirlo. La presión máxima que hay que aplicar para que no se produzca hinchamiento se conoce con el nombre de presión de hinchamiento. Aplicada la presión máxima, se van quitando cargas y se miden los hinchamientos que se producen. El hinchamiento bajo carga nula en este ensayo es siempre inferior al hinchamiento libre (o bajo la carga de 0.1 kg/cm²). En este ensayo, el hinchamiento es igual y contrario al movimiento de compresión que experimenta el equipo, inducido por la carga aplicada.

Ensayo Lambe

Ensayo rápido cuyo objetivo es, descubrir o evaluar la susceptibilidad de un suelo al hinchamiento o la retracción. Es un ensayo de identificación, por ello no sustituye a ensayos realizados con muestras inalteradas o compactadas en las mismas condiciones que en obra. Por ello ha recibido numerosas críticas principalmente por trabajar con muestras remoldeadas donde es difícil reproducir las condiciones in situ. Se toma una muestra de suelo que pase por el tamiz No 10 ASTM (10 mm.) que deberá cumplir con uno de los siguientes estados: seco, húmedo o en el límite plástico. La muestra se compacta mediante el martillo de ensayos Proctor (según el estado en que se encuentre el suelo, será la energía de compactación utilizada según lo

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

indicado en la Tabla No 4.13 dentro de la célula interior del aparato Lambe. Realizada la compactación, se aplica una presión a la muestra de 0.1 kg/cm², mediante un vástago ajustable.

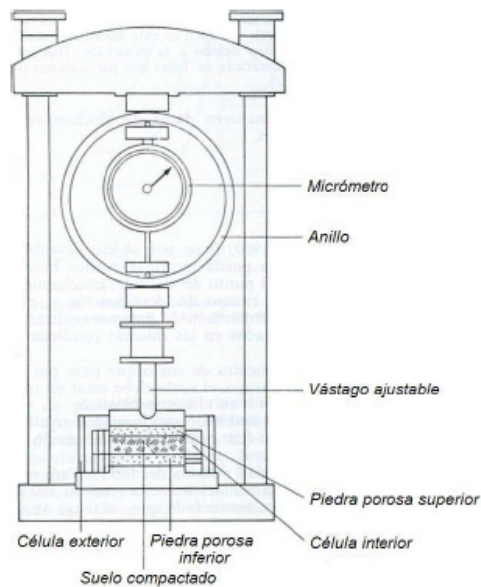
Tabla No 4.13: Energía de compactación según estado de la muestra de suelo.

Estado de la muestra de suelo	N° de capas	N° de golpes Por capa	Energía de compactación por unidad de volumen
Seco	3	7	$E = PM = 27.2 \text{ Kgf} \cdot \text{cm/cm}^3$
Húmedo	3	4	$E = 1/2 PM = 13.6 \text{ Kgf} \cdot \text{cm/cm}^3$
Límite plástico	1	5	$E = PN = 6.0 \text{ Kgf} \cdot \text{cm/cm}^3$

Fuente: V. Calero et al, "Determinación del comportamiento al hinchamiento y retracción de suelos que tienen plasticidad, en algunos puntos de la carretera longitudinal del norte, en el tramo comprendido entre Metapan y Sensuntepeque" (2016).

Finalmente, se inunda la muestra y la presión que actúa sobre esta al cabo de dos horas, se designa con el nombre de índice de expansividad. El esquema del equipo utilizado, se puede apreciar en la Figura No 4.24.

Figura No 4.24: Aparato Lambe

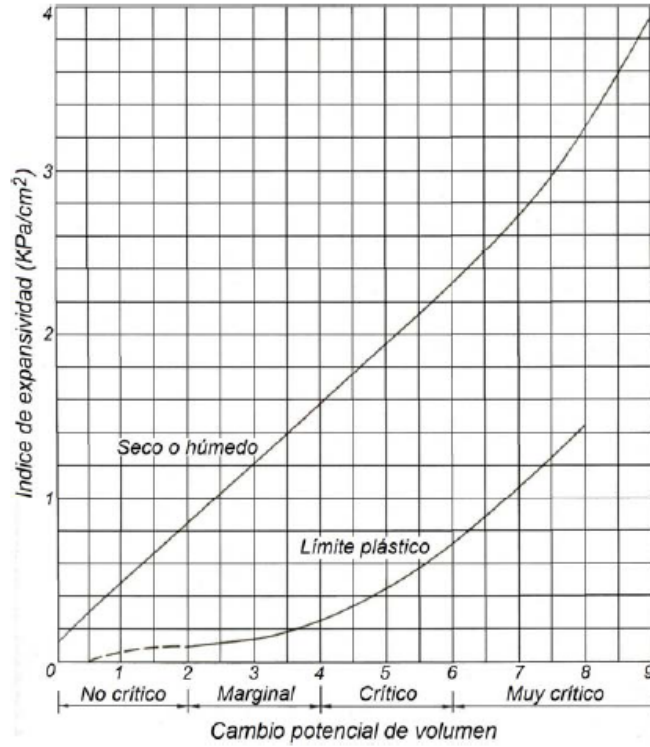


Fuente: Documento "Identificación de suelos expansivos"

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Además, es posible graficar el índice de expansividad contra el cambio potencial de volumen, el cual nos indica lo peligroso que es el suelo, como se observa en el gráfico de la Figura No 4.25.

Figura No 4.25: Relación índice hinchamiento y cambio potencial de volumen



Fuente: Documento "Identificación de suelos expansivos"

4.5 Ejercicios Resueltos

Asentamientos instantáneos

1. Una cimentación superficial de 32 m de longitud y 18 m de anchura transmitirá al suelo una presión de contacto uniforme de 240 kN/m² a una profundidad de 2 m. Determine el valor del asentamiento inmediato que puede llegar a presentarse bajo el centro de la cimentación. Se puede suponer que dicha cimentación es flexible. Propiedades del suelo de cimentación: $E_u = 45 \text{ MN/m}^2$, $\nu = 0.5$ y $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$.

Asentamiento inmediato,

$$S_i = \frac{qB(1 - \nu^2)}{E_u} I_p$$

$$\frac{L}{B} = \frac{32}{18} = 1.78$$

De acuerdo con la tabla No 4.8 (interpolando): $I_p = 1.36 + (1.53-1.36) \frac{1.78-1.50}{2.0-1.50} = 1.46$

Presión neta de contacto, $q = 240 - 20 \times 2 = 200 \text{ kN/m}^2$

Entonces:

$$S_i = \frac{200(18)(1 - 0.5^2) \times 1.46 \times 10^3}{45 \times 10^3} = 88 \text{ mm}$$

2. Una cimentación cuyas dimensiones son 6x3 m, va a transmitir una presión neta de contacto uniforme de 175 kN/m² a una profundidad de 1.5m en una capa de arcilla que se prolonga hasta una profundidad de 5m por debajo de la superficie. Suponiendo que $E_u = 40 \text{ MN/m}^2$ y $\nu = 0.5$, determínese la magnitud promedio de asentamiento inmediato que probablemente se presente.

$$\frac{D}{B} = \frac{1.5}{3.0} = 0.5 \quad \frac{L}{B} = \frac{6}{3} = 2$$

$$\mu_0 = 0.9$$

$$\frac{D}{B} = \frac{3.5}{3.0} = 1.17 \quad \frac{L}{B} = 2$$

$$\mu_1 = 0.55$$

Entonces a partir de la ecuación:

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

$$S_i = \frac{0.9 \times 0.55 \times 175 \times 3 \times 10^3}{40 \times 10^3} (1 - 0.5^2) = 4.9 \text{ mm}$$

3. Se requiere una cimentación flexible de dimensiones 12x18 para transmitir una presión uniforme de contacto de 160 kN/m², a una profundidad de 1.7 m por debajo de la superficie. Existe una capa de arcilla arenosa entre 5 y 10 m debajo de la superficie, en la cual E_u = 35 MN/m², ν = 0.3 y γ = 19 kN/m³. Determinése la magnitud promedio de asentamiento inmediato que es probable que se presente debido a la compresión elástica de la capa de arcilla.

Presión neta de contacto:

$$q = 160 - 19 \times 1.7 = 128 \text{ kN/m}^2$$

$$\frac{D}{B} = \frac{1.7}{8.0} = 0.2 \quad \frac{L}{B} = \frac{12}{8} = 1.5$$

$$\therefore \mu_0 = 0.97$$

Para la capa entre 0 y 10 m, esto es, H_B = 10 - 1.7 = 8.3m

$$\frac{H_T}{B} = \frac{3.3}{8.0} = 0.41 \quad \frac{L}{B} = 1.5$$

$$\therefore \mu_1 = 0.27$$

Para la capa entre 0 y 5 m, esto es, H_T = 5 - 1.7 = 3.3m

$$\frac{H_T}{B} = \frac{3.3}{8.0} = 0.41 \quad \frac{L}{B} = 1.5$$

$$\therefore \mu_1 = 0.27$$

Entonces, μ₁ = 0.49 - 0.27 = 0.22

$$S_i = \frac{0.97 \times 0.22 \times 128 \times 8 \times 10^3}{35 \times 10^3} (1 - 0.3^2) = 5.7 \text{ mm}$$

4. En una prueba de edómetro con un espécimen de arcilla saturada se obtienen las siguientes lecturas. La carga se mantiene constante durante 24h antes de la adición del siguiente incremento.

Esfuerzo aplicado (kN/m ²)	0	25	50	100	200	400	800
Espesor (mm)	19.60	19.25	18.98	18.61	18.14	17.68	17.24

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Al terminar el último período de carga, ésta se retira y se permite que la muestra se expanda durante 24 h, al final de lo cual el espesor es de 17.92 mm y el contenido de humedad es de 31.8%. El peso específico del suelo es de 2.66.

- a) Grafíquese la curva e/σ' y determínese el coeficiente de compresibilidad volumétrica (m_v) para un intervalo de valores de esfuerzo efectivo de 220 a 360 kN/m².
- b) Grafíquese la curva $e/\log \sigma'$ y con ella determínese el índice de compresibilidad (C_c) y la presión o carga de preconsolidación (σ'_p).
- c) Grafíquese una curva m_v/σ' para éste suelo.
- d) Usando los datos obtenidos en (a), (b) y (c), determínese y compárense los valores de asentamiento por consolidación para una capa de 4m de espesor de la misma arcilla, cuando el esfuerzo efectivo promedio varía entre 220 y 360 kN/m².

Primero se determina la relación de vacíos final.

Puesto que $S_r = 1.0$

$$e_1 = m_1 G_s = 0.318 \times 2.66 = 0.842$$

Variación de relación de vacíos:

$$\Delta e = \frac{\Delta H}{H} (1 + e_o)$$

Por lo que, durante la etapa de expansión:

$$\Delta e = \frac{0.68}{17.92} (1.842) = 0.070$$

Durante la etapa 400 – 800:

$$\Delta e = \frac{-0.44}{17.24} (1.772) = -0.045$$

El resto de los resultados y cálculos se muestran en la siguiente tabla No 4.15:

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Tabla No 4.15: Resultados del cálculo de la determinación del coeficiente de compresibilidad volumétrica

σ' (kN/m ²)	$\Delta\sigma'$ (kN/m ²)	h (mm)	Δh (mm)	Δe	e	log σ'	$\frac{\Delta e}{\Delta\sigma'} \times 10^{-3}$	m_v (m ² /MN)
0		19.60			1.014			
	25		-0.35	-0.036			1.440	0.715
25		19.25			0.978	1.40		
	25		-0.27	-0.028			1.120	0.566
50		18.98			0.950	1.70		
	50		-0.37	-0.038			1.760	0.390
100		18.61			0.912	2.00		
	100		-0.47	-0.048			0.480	0.251
200		18.14			0.864	2.30		
	200		-0.46	-0.047			0.235	0.126
400		17.68			0.817	2.60		
	400		-0.44	-0.045			0.113	0.062
800		17.24			0.772	2.90		
			0.68	-0.070				
0		17.92			0.842			

a) En la figura No 4.26 se muestra la curva e/σ' :

Utilizando la curva para:

$$\sigma'_o = 220, e = 0.858$$

$$\sigma'_1 = 360, e = 0.825$$

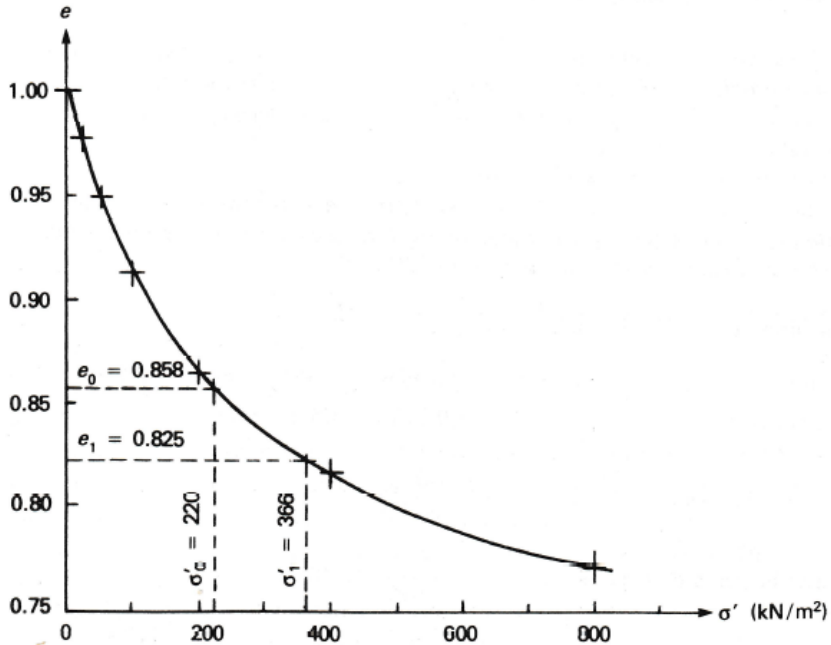
$$m_v = \frac{\Delta e}{\Delta\sigma'} \frac{1}{1 + e_o}$$

$$m_v = \frac{(0.858 - 0.825) \times 10^3}{(360 - 220) \times 1.858} = 0.127 \text{ m}^2/\text{MN}$$

b) En la figura No 4.27 se muestra la curva $e/\log \sigma'$

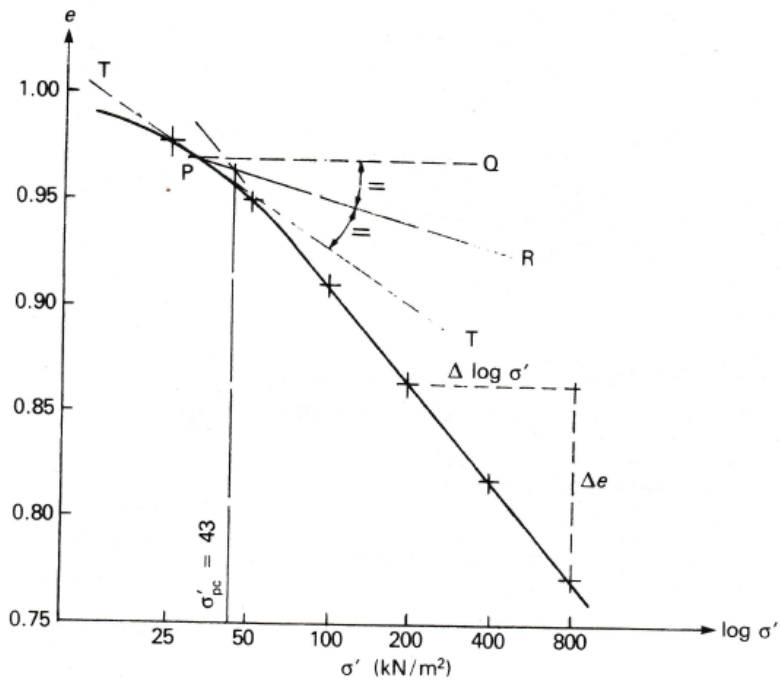
CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Figura No 4.26: Curva e/σ' :



Fuente: Roy Whitlow, "Fundamentos de mecánica de Suelos", segunda edición, Editorial CEC

Figura No 4.27: Curva $e/\log \sigma'$



Fuente: Roy Whitlow, "Fundamentos de mecánica de Suelos", segunda edición, Editorial

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Índice de compresibilidad, C_c = pendiente de la porción recta

$$C_c = \frac{0.864 - 0.772}{\log 800 - \log 200} = 0.153$$

Usando el método de Casagrande, el esfuerzo de preconsolidación es:

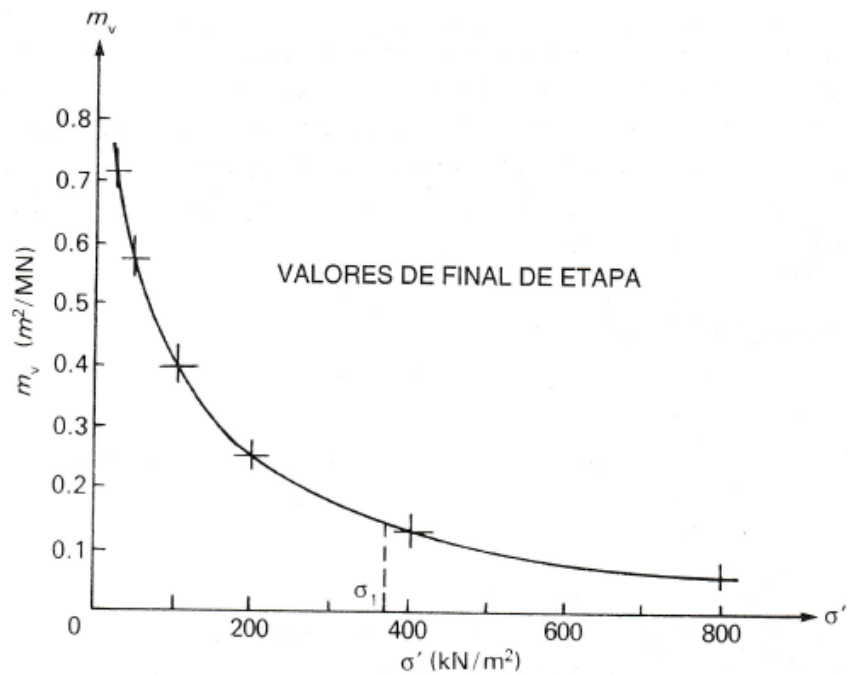
$$\sigma'_p = 43 \text{ kN/m}^2$$

c) La columna identificada como m_v , se obtiene a partir de:

$$m_v = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma'} \frac{1}{1 + e_o}$$

En la figura No 4.28 se muestra la curva m_v/σ' con los valores de m_v localizados en el punto final de cada etapa de esfuerzo. (También se podría haber calculado los valores de punto medio de m_v correspondientes a la media e de cada etapa).

Figura No 4.28: Curva m_v/σ'



Fuente: Roy Whitlow, "Fundamentos de mecánica de Suelos", segunda edición, Editorial

d) Con los datos de a):

$$S_c = m_v \Delta \sigma' H = 0.127 \times 10^{-3} (360 - 220) \times 4 \times 10^3 = 71 \text{ mm}$$

Con los datos de b):

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

$$S_c = \frac{C_c}{1 + e_o} \log\left(\frac{\sigma'_1}{\sigma'_o}\right)H_o$$

$$S_c = \frac{0.153}{1.858} \log\left(\frac{360}{220}\right) \times 4 \times 10^3 = 70 \text{ mm}$$

Con los datos de c), usando la figura No 4.28 los valores correspondientes al esfuerzo de final de etapa:

$$\sigma'_1 = 360 \text{ kN/m}^2$$

$$m_v = 0.13 \text{ m}^2/\text{MN}$$

$$\text{Entonces, } S_c = 0.13 \times 10^{-3} (360 - 220) \times 4 \times 10^3 = 73 \text{ mm}$$

5. En la tabla No 4.16 se presentan los resultados obtenidos a partir del análisis realizado a una muestra de suelo arcilloso. Proponga una solución viable para contrarrestar la expansión generada.

Tabla No 4.16: Resultados de hinchamiento y presión de hinchamiento.

Designación	Clasificación (SUCS)	Índice de Plasticidad (IP)	Presión de Hinchamiento (kg/cm ²)*
Suelo No 1	Arcillosa Limosa (CH)	31	1.24

* *Resultados promedio de presión de hinchamiento a volumen constante.*

Fuente: V. Calero et al, "Determinación del comportamiento al hinchamiento y retracción de suelos que tienen plasticidad, en algunos puntos de la carretera longitudinal del norte, en el tramo comprendido entre Metapan y Sensuntepeque" (2016).

Solución:

El resultado de la presión de hinchamiento, es un valor importante para conocer qué esfuerzo puede transmitir el suelo a una estructura. Valores pequeños son subsanables con soluciones relativamente económicas, un valor alto, significa gran riesgo para edificar sobre un suelo altamente expansivo.

Una solución teórica que puede contrarrestar el hinchamiento de una arcilla, es un estrato de suelo que tenga un peso volumétrico determinado, para que ejerza una contrapresión que permita equilibrar la presión que el suelo ejercería.

Se va a cimentar una vivienda que transmite un esfuerzo de 1.10 kg/cm² y el suelo puede generar una presión de hinchamiento de 1.24 kg/cm²; con el diferencial de presión resultante y un peso volumétrico seco de 2,000 kg/m³ hay que determinar un espesor de suelo que contrarreste el hinchamiento.

Datos:

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Carga transmitida = $1.10 \text{ kg/cm}^2 \cong 11 \text{ T/m}^2$

$P_h = 1.24 \text{ kg/cm}^2$

$\gamma = 2,000 \text{ kg/m}^3$.

ΔP = Presión de hinchamiento – carga transmitida

$$\Delta P = 1.24 \text{ kg/cm}^2 - 1.10 \text{ kg/cm}^2 = \mathbf{0.14 \text{ kg/cm}^2}$$

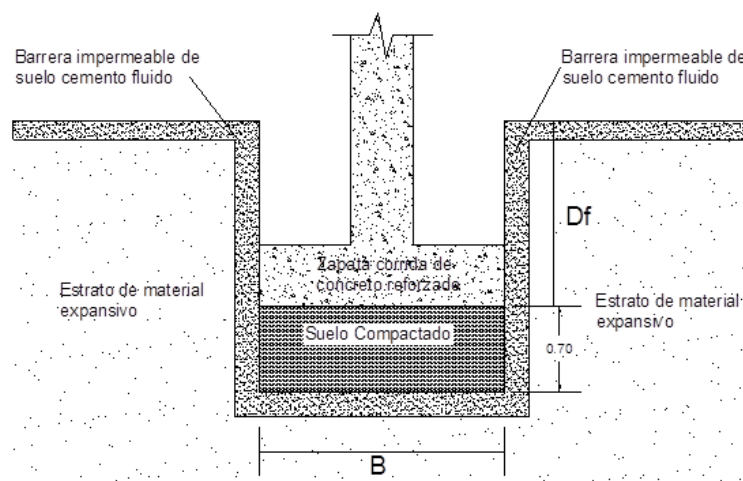
El peso de la estructura contrarresta casi por completo el hinchamiento, sin embargo, esa presión residual de 0.14 kg/cm^2 puede generar daños pequeños, se puede actuar en el terreno sustituyendo el material por debajo de la cimentación a utilizar. Para ello se puede sustituir con un material selecto compactado a un determinado peso volumétrico. Lo anterior se puede visualizar en el ejemplo siguiente:

Si el diferencial $\Delta P = 0.14 \text{ kg/cm}^2 \cong 1.4 \text{ T/m}^2$, para encontrar que altura equivalente “h” de material habría que colocar por encima del estrato expansivo, es necesario conocer el peso volumétrico seco al cual se quiere compactar éste, para este caso se utilizara $\gamma = 2,000 \text{ kg/m}^3 \cong 2.0 \text{ T/m}^3$:

$$P = \gamma h \rightarrow h = \Delta P / \gamma \rightarrow h = (1.4 \text{ T/m}^2) / (2.0 \text{ T/m}^3) = 0.70 \text{ m}$$

Lo anterior significa, que se necesita un estrato de suelo con una altura de 0.70 m y con un peso volumétrico de $2,000 \text{ kg/m}^3$ para contrarrestar un diferencial de presión de hinchamiento de 0.14 kg/cm^2 .

Figura No 4.29: Solución gráfica



Fuente: V. Calero et al, “Determinación del comportamiento al hinchamiento y retracción de suelos que tienen plasticidad, en algunos puntos de la carretera longitudinal del norte, en el tramo

En definitiva, es necesario este colchón de suelo, más el peso propio de la estructura para equilibrar el hinchamiento. Se recomienda restituir por debajo de la cimentación con material

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

selecto compactado con un peso volumétrico seco máximo igual o mayor a $2,000 \text{ kg/m}^3$, además de impermeabilizar los bordes y el fondo con suelo cemento fluido con un espesor mínimo de 0.50 m. Cabe mencionar que entre mayor sea el peso volumétrico del suelo de relleno, será menor la altura de restitución. (Ver Figura No 4.29).

4.6 Ejercicios propuestos

1. Se planea construir un edificio de hormigón armado de 10 niveles (incluyendo sótano). La presión aplicada al terreno por nivel es de 10 kN/m^2 . La fundación de la estructura consiste de una losa rectangular flexible de 10 m de ancho y 20 m de largo, apoyada a 4 m de profundidad. La estratigrafía del terreno consiste de 8 m de arcilla sobre - consolidada que descansa sobre roca impermeable (Figura No 4.30). Los parámetros obtenidos del estudio geotécnico son los siguientes:

Profundidad del nivel freático respecto a la superficie del terreno = 1 m

Peso unitario de la arcilla = 19 kN/m^3

Coefficiente de compresibilidad volumétrica = $0.14 \text{ m}^2/\text{MN}$

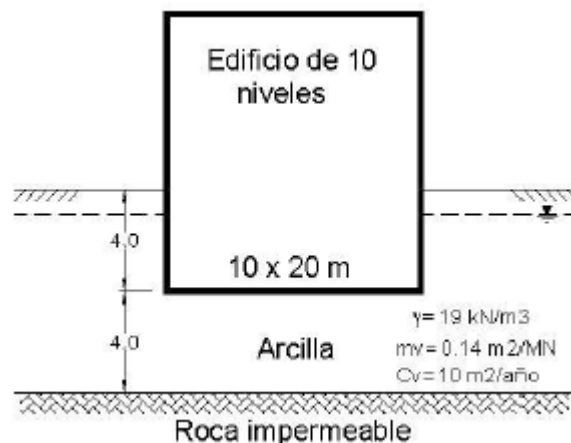
Coefficiente de consolidación = $10 \text{ m}^2/\text{año}$

(Estos dos últimos parámetros corresponden al rango de presiones al que será sometido el suelo).

Se requiere:

- a) Calcular el asentamiento total del punto central de la losa de fundación, en mm
- b) Calcular el asentamiento total en una de las esquinas de la losa de fundación, en mm.
- c) Calcular la magnitud del asentamiento diferencial producido entre el punto central y la esquina de la losa.
- d) Suponiendo en principio un exceso de presión de poros uniforme (Δu_0 constante), y una longitud o trayectoria de drenaje de 4 m, estimar el tiempo en años que será necesario para alcanzar el 90% del asentamiento total.

Figura No 4.30: Edificio cimentado en arcilla

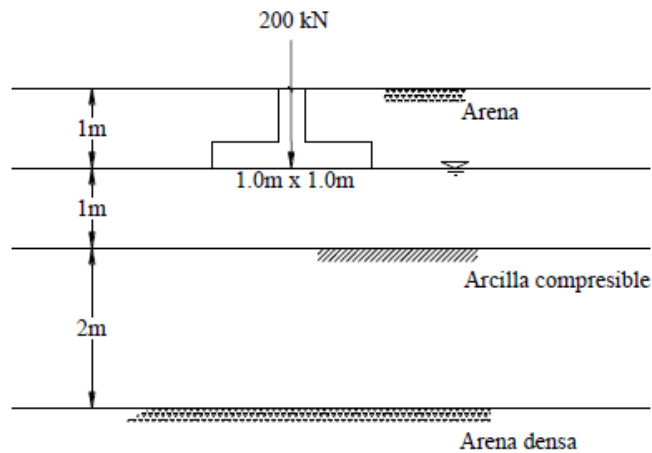


Fuente: S. Olivella Pastallé et al, "Problemas resueltos de Mecánica de Suelos", tomo I

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

2. Una zapata flexible de fundación de 1.0 m x 1.0 m, soportando una carga de contacto sobre el nivel de fundación de 200 kN, es construida a una profundidad de 1.0 m debajo de la superficie del terreno.
- El depósito de suelo está conformado por un estrato de 2.0 m de arena. El nivel freático se encuentra a 1.0 m de profundidad respecto a la superficie. Debajo de la arena se halla un estrato de arcilla normalmente consolidada de 2.0 m de espesor que a su vez descansa sobre arena densa (Figura No 4.31).

Figura No 4.31: Estratigrafía del depósito de suelo



Fuente: S. Olivella Pastallé et al, "Problemas resueltos de Mecánica de Suelos", tomo I

Mediante el estudio de suelos se han determinado los siguientes parámetros:

Depósito de arena

Peso unitario por encima del nivel freático = 17.0 kN/m³

Peso unitario por debajo del nivel freático = 19.0 kN/m³

Módulo de elasticidad = 20 MPa

Arcilla

Peso unitario saturado = 18.0 kN/m³

Índice de vacíos inicial = 0.7

Índice de compresión = 0.25

Índice de expansión = 0.06

Módulo de elasticidad = 25 MPa

Peso unitario del agua = 9.8 kN/m³

Se pide encontrar el asentamiento total en el centro de la fundación.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

3. Retome el ejercicio resuelto No 5 y resuélvalo considerando los siguientes datos:

Datos:

Carga transmitida = 1.30 kg/cm^2

$P_h = 1.25 \text{ kg/cm}^2$

$\gamma = 2,000 \text{ kg/m}^3$.

4. 7 Guías de Laboratorio

4.7.1 Ensayo Lambe (basado en INV E-132-07)

Alcance

Ésta práctica describe el método de ensayo para la determinación de la expansividad o aumento de volumen en un suelo cohesivo, pudiendo obtener el Índice de expansión, el cambio potencial de volumen (sus siglas en ingles PVC) e índice de plasticidad.

El procedimiento que aquí se presenta es para suelos inalterados, aunque está diseñado para suelos compactados.

Definiciones

SUELO EXPANSIVO: son suelos arcillosos inestables en presencia de humedad, ya que su característica principal es experimentar cambios de volumen cuando varía su contenido de humedad.

INDICE DE EXPANSIÓN: mide la presión de expansión que es capaz de generar un suelo al absorber agua y se restringe su cambio volumétrico bajo una presión vertical de 1 Ton/m².

CAMBIO POTENCIAL DE VOLUMEN: dependiendo de su valor el suelo se puede clasificar como suelo con cambio potencial de volumen: Nulo, Marginal, Crítico y Muy Crítico.

Importancia y aplicación del método

El ensayo Lambe es un ensayo rápido cuyo objetivo es, descubrir o evaluar la susceptibilidad de un suelo al hinchamiento o la retracción. Es un ensayo de identificación, por ello no sustituye a ensayos realizados con muestras inalteradas o compactadas en las mismas condiciones que en obra. Además, es posible graficar el índice de expansividad contra el cambio potencial de volumen, el cual nos indica lo peligroso que es el suelo.

Materiales y Equipo

Materiales:

Muestra de suelo

Equipo principal:

Cuarteador mecánico

Equipo Proctor

Equipo Lambe

Mazo de goma

Malla No 10

Calibrador Vernier

Balanza con precisión de 0.01 g

Horno

Misceláneos (cucharas, taras, espátulas, piceta, guantes, etc)

Procedimiento

Preparación de la muestra:

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

- 1- La muestra de suelo se seca al aire, en horno, o por medio de secadores de aire frío o caliente, pero siempre a menos de 60 °C, hasta que la muestra se pueda deshacer por medio un mazo de goma.
- 2- Una vez seca, se cuartea hasta obtener dos porciones de 1 kg aproximadamente. Una de ellas, se tamiza por la malla No.10 (2.00 mm). El ensayo se realiza con la fracción que pasa dicho tamiz. Esta muestra se prepara con una humedad en particular, esta puede ser, de acuerdo a lo siguiente:
 - a) La correspondiente al límite plástico.
 - b) La que resulte de mantener la muestra durante 48 horas en un ambiente con una humedad relativa al 100% (para ello se puede utilizar una cámara húmeda). A este se le denomina húmedo.
 - c) La que resulte de mantener la muestra durante 48 horas en un ambiente con una humedad relativa al 50%. Se puede utilizar una cámara húmeda o dejar al aire durante 48 horas en una zona de clima seco. A este estado se le denomina seco.

La energía de compactación con la que se compacta el suelo para la obtención de la probeta, depende de la humedad con que se haya preparado la muestra. En la tabla No 4.16, se indican los valores correspondientes a la compactación para cada caso:

Tabla No 4.16: Alternativas de compactación de la probeta

Humedad	No de capas	No de golpes por capa con martillo de Proctor normal (T-99)	Energía por unidad de volumen
Límite plástico	1	5	T - 99
Húmedo (100 % Humedad Relativa)	3	4	½ T – 180
Seco (50% Humedad Relativa)	3	7	T - 180

Fuente: Norma INV E-132-07.

Para efectos didácticos se puede labrar directamente de una muestra inalterada de suelo, una pastilla con humedad natural. En el caso de que la muestra presente mucha humedad, se procederá a secarla a temperatura ambiente de tal manera que no se agriete, y de esta forma poder evaluar las variaciones del hinchamiento debido al cambio de humedad inicial, en el suelo.

Procedimiento de ensayo para un suelo Inalterado

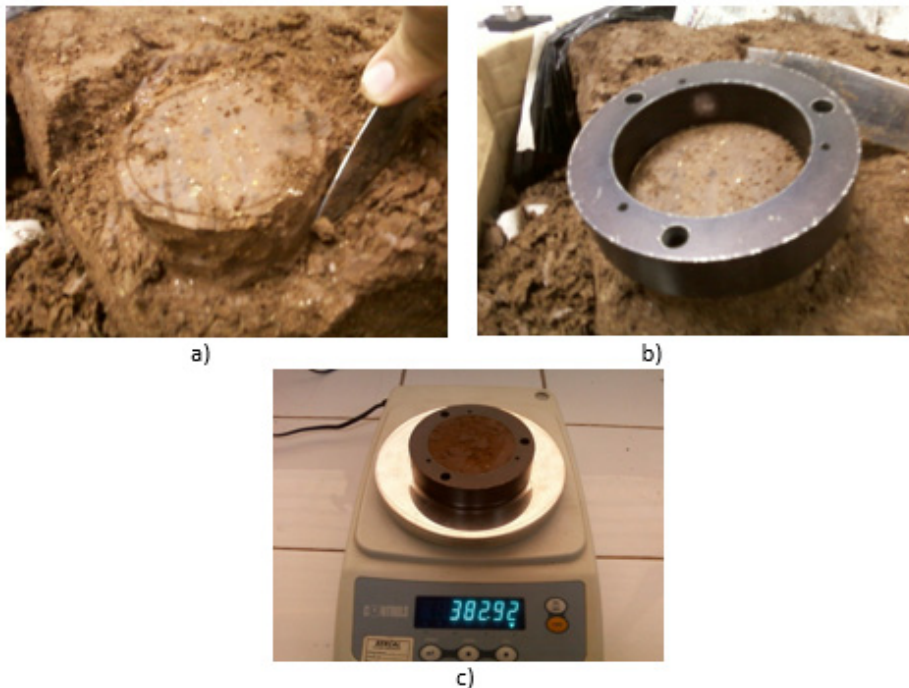
1. Pesar el anillo (del equipo Lambe) y tomar dimensiones de este (diámetro y altura).
2. Labrado de probeta: Se debe inspeccionar la muestra inalterada, y se ubicara un punto en la muestra donde no se presente agrietamientos, ni tenga raíces u otro defecto que produzca que la probeta se deteriore en el momento de labrarla. Para el labrado se utilizara una herramienta con filo, que permita dejar una superficie plana, con el objetivo de que esta sea la cara superior de la probeta para que el anillo se introduzca verticalmente en la muestra.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

debe dejar una marca del diámetro del anillo en el suelo para que esta sirva como guía al momento de labrar, cortar hacia abajo de ésta cuidando de no dañar la probeta. Debe cortar lo más exacto posible, para que la probeta pueda llegar a tener el diámetro del anillo. (Ver Figura No 4.32a).

3. Conforme se va labrando la probeta (producto del corte) se va introduciendo el anillo. (Ver Figura No 4.32b), hasta que la probeta sobresalga del anillo en la parte superior. Esto es recomendable ya que ambas caras de la probeta deben quedar niveladas, y cuando se prepara la superficie (inicialmente) antes de comenzar a labrar, dicha superficie no queda perfectamente horizontal, lo mejor es perfeccionarla al final, cuando ya se tiene la probeta dentro del anillo.
4. Hacer un corte en la parte inferior de la probeta, teniendo el cuidado de no dañar la probeta, ni de ejercer presión sobre el anillo, ya que generaría un corte y la probeta no serviría para el ensayo. Proceder a enrasar y nivelar en ambas caras de la probeta, esta debe tener la misma altura del anillo y la cara superior e inferior deben quedar lo más planas posible (sin imperfecciones)¹.
5. Pesar el anillo con la probeta (este será el peso húmedo inicial) y se procede a montar en el equipo de ensayo lambe. (Ver Figura No 4.32c).

Figura No 4.32: Proceso de labrado de muestras: a) Labrado de muestra; b) Inserción de anillo en la muestra labrada; c) Toma de peso de anillo más probeta de suelo.



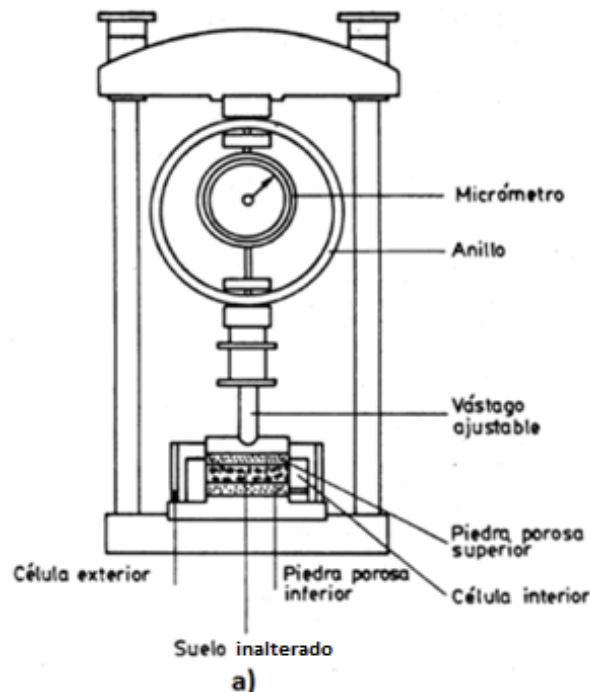
Fuente: Fotografía tomada por Br. Víctor Calero en Laboratorio de Suelos y Materiales “Ing. Mario Ángel Guzmán Urbina”. Junio 2015.

¹ Si en este proceso queda alguna pequeña cavidad, se rellena con suelo procedente del enrasado, tomando toda clase de precauciones para que no se altere el resto de la probeta.

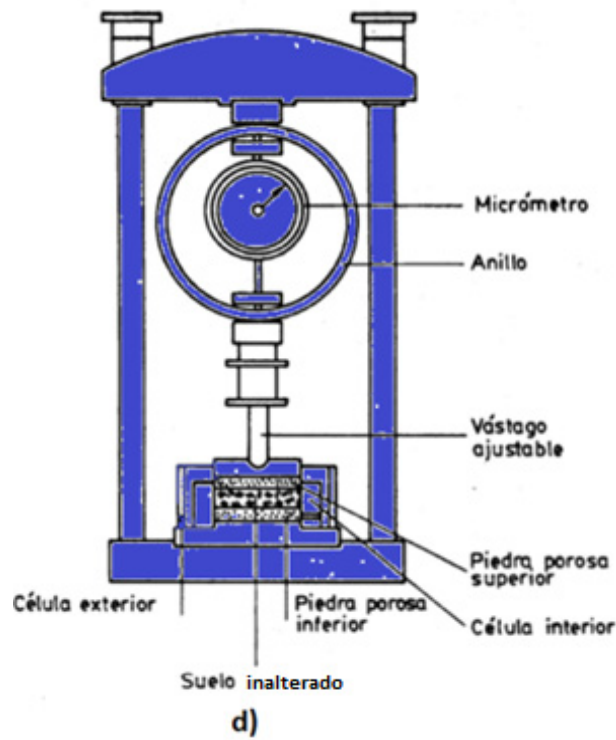
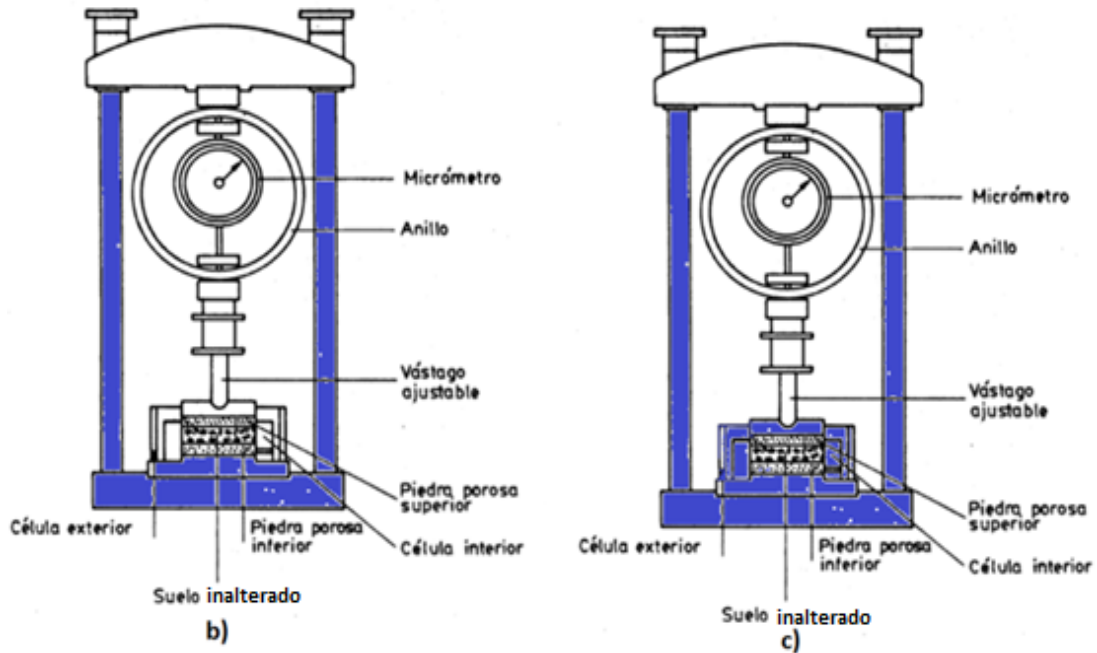
CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

6. Para el montaje del equipo lambe, se debe contar con una superficie nivelada y que no se vea afectada por vibración, golpes u otros, que generen movimiento al equipo. (ver Figura No 4.33a-equipo Lambe).
Primero se coloca su base (esta posee un marco metálico) –ver Figura No 4.33b- luego se coloca el disco poroso inferior junto con el anillo base, asegurando un buen contacto entre dichos elementos. A continuación, se sitúa el anillo con la muestra, debiendo asegurar el ajuste de ambos anillos por medio de los tornillos correspondientes. Colocar sobre la probeta, el disco poroso superior y ajustar la placa que hace contacto con el vástago (esta posee una cavidad esférica en la parte superior). Por último colocar el anillo plástico haciéndolo girar para ajustarlo a la base y evitar que haya fuga de agua (ver Figura No 4.33c).
7. Colocar en su posición el puente superior del marco metálico con el anillo de carga sin ajustar las tuercas. (ver Figura No 4.33d).
8. Ajustar el vástago del anillo de carga sobre la superficie de la placa con cavidad esférica. Esto se hace fijando la contratuerca de la que va provisto el vástago, de manera que no existe movimiento lateral entre el vástago y la placa. (ver Figura No 4.33e).
9. Por último se ajustan las tuercas ubicadas en la parte superior del marco, para evitar el movimiento vertical. Se debe verificar que se dé un buen contacto entre probeta, placa y vástago, para proceder al ajuste las tuercas. (ver Figura No 4.33f).

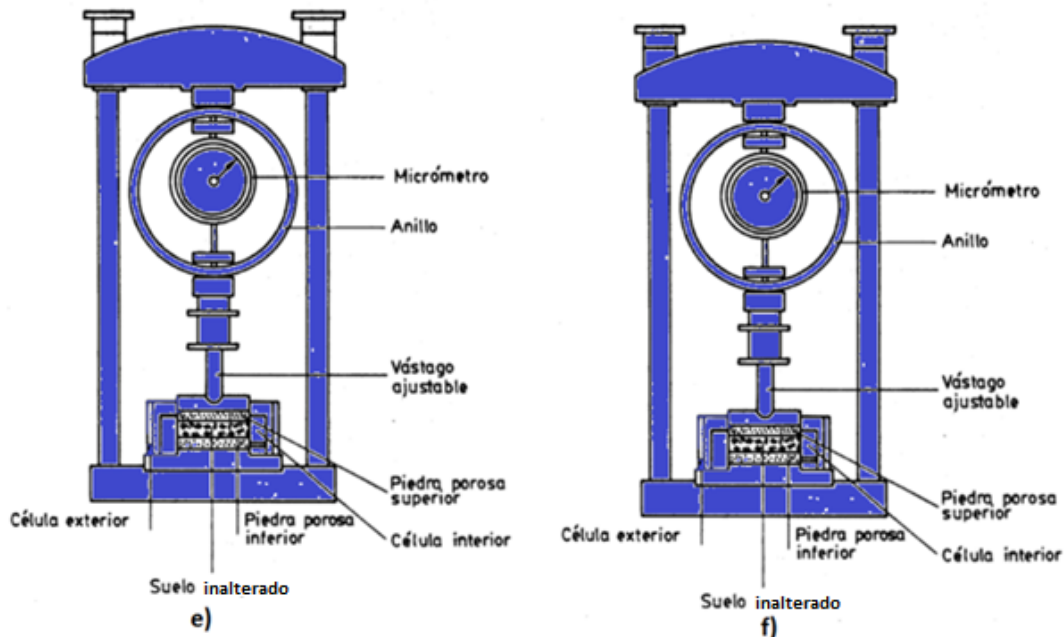
Figura No 4.33: Ilustración del montaje del equipo Lambe (los elementos de color azul son los que se van colocando en el procedimiento de ensayo).



CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO



CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO



10. Saturar la muestra y tomar lecturas. Anote la fecha y hora de inicio de la realización del ensayo y con el cronómetro en cero, inunde el espécimen. Tomar lecturas del anillo de carga a diferentes tiempos: 0.1, 0.25, 0.5, 1, 2, 4, 8, 15, 30, 60, 120 minutos. El procedimiento de ensayo Lambe recomienda dejar expandir la probeta hasta que establezca o un máximo de 2 horas. Para nuestro caso se dejó de tomar lecturas hasta que estabilizara y no presentara más deformación.
11. Posteriormente se realiza el proceso inverso, el desmontaje del equipo Lambe.
12. Tomar el peso de la probeta húmeda más anillo (este será el peso húmedo final).
13. Utilizar una tara pesada para introducir la probeta y anillo en el horno, se coloca la probeta húmeda y anillo en esta, y se toma su peso, esto con el fin de que la probeta al reducir su volumen una vez seque, no pierda material.
14. Introducir la tara en el horno y se debe mantener a una temperatura de 110 ± 5 °C hasta obtener masa constante.
15. Sacar del horno y tomar el peso de la probeta seca más anillo más tara (para obtener el peso seco de la probeta).

Cálculos

1. Calcular el peso húmedo inicial (M_{hi}), peso húmedo final (M_{hf}) y peso seco (M_s) de la probeta:

$$\text{Peso húmedo inicial } (M_{hi}) = [\text{Peso de anillo} + \text{probeta } (h)] - \text{peso de anillo}$$

$$\text{Peso húmedo final } (M_{hf}) = [\text{Peso de anillo} + \text{probeta}(sat) + \text{charola}] - [\text{Peso de anillo} + \text{probeta}(s) + \text{charola}]$$

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

$$\text{Peso seco } (M_s) = [\text{Peso de anillo} + \text{probeta(s)} + \text{charola}] - \text{Peso de anillo} \\ - \text{peso de charola}$$

2. Calcular humedad inicial y final:

$$\text{Humedad } (i) = \frac{M_{hi}}{M_s} \times 100\%$$

$$\text{Humedad } (f) = \frac{M_{hf}}{M_s} \times 100\%$$

3. Calcular el área y volumen de la muestra (inicial y final) relaciones de vacíos y porcentaje de saturación.

La deformación que experimente la probeta se obtiene de las lecturas del dial, cada unidad equivale a 0.0025 mm, así para la deformación de la probeta tenemos:

$$\text{Deformación } (\Delta H) = N * 0.0025, \text{ mm}$$

$$\text{Área de la probeta} = \frac{\pi \varphi^2}{4}, \text{ cm}^2$$

Dónde:

φ : diámetro del anillo

4. Cálculo de volumen inicial y final de la probeta

$$\text{Volumen inicial de la probeta} = \text{Área de la probeta} * H_i, \text{ cm}^3$$

$$\text{Volumen final de la probeta} = \text{Área de la probeta} * H_f, \text{ cm}^3$$

Dónde:

H_i : altura inicial de la probeta

H_f : altura final de la probeta

$$H_f = H_i + \Delta H$$

Dónde:

H_f : altura final de la probeta (mm)

H_i : altura inicial de la probeta

ΔH : deformación

5. Cálculo de volumen de los sólidos

$$V_s = \frac{M_s}{G_s * \rho_w}$$

Dónde:

V_s : volumen de sólidos (cm³)

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

M_s : masa de los sólidos (peso seco en gramos)
 G_s : Gravedad específica
 ρ_w : densidad del agua (g/cm^3)

6. Cálculo de altura de los sólidos

$$H_s = \frac{V_s}{A}$$

Dónde:

H_s : Altura de los sólidos
 V_s : volumen de sólidos
 A : área de la probeta

7. Cálculo de relación de vacíos inicial y final

$$e_i = \frac{H_i - H_s}{H_s}$$

Dónde:

e_i : Relación de vacíos inicial
 H_i : altura inicial de la probeta
 H_s : Altura de los sólidos

$$e_f = \frac{H_f - H_s}{H_s}$$

Dónde:

e_f : Relación de vacíos final
 H_f : altura final de la probeta
 H_s : Altura de los sólidos

8. Cálculo de grado de saturación inicial y final

$$S_i = \frac{(M_{hi} - M_s)}{A * \rho_w * (H_i - H_s)}$$

Dónde:

S_i : saturación inicial, %
 M_{hi} : Peso húmedo inicial
 M_s : masa de los sólidos (peso seco)
 A : área de la probeta
 ρ_w : densidad del agua
 H_i : altura inicial de la probeta
 H_s : Altura de los sólidos

$$S_f = \frac{(M_{hf} - M_s)}{A * \rho_w * (H_f - H_s)}$$

Dónde:

S_f : saturación final, %
 M_{hf} : Peso húmedo final

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Ms: masa de los sólidos (peso seco)

A: área de la probeta

ρ_w : densidad del agua

Hf: altura final de la probeta

H_s: Altura de los sólidos

9. Partiendo de la lectura del micrómetro y haciendo uso de la Tabla No 4.17, del procedimiento Lambe, se puede encontrar el Índice de expansión, el cambio potencial de volumen (sus siglas en inglés PVC) y el índice de plasticidad.

Tabla No 4.17: Índice de expansión mediante el método Lambe.

Lectura del micrómetro	Índice de expansión (lb/pie ²)	PVC	Índice de plasticidad (%)
5	775	0.8	8.5
6	925	1.0	9.5
7	1075	1.2	10.7
8	1250	1.4	11.7
9	1375	1.6	12.7
10	1550	1.8	13.8
10.8	1675	2.0	14.6
11	1700	2.0	14.8
12	1875	2.2	15.8
13	2025	2.4	17.0
14	2175	2.65	18.0
15	2350	2.85	19.0
16	2500	3.05	20.0
17	2675	3.3	21.5
18	2800	3.45	22.5
19	2975	3.7	23.8
20	3150	3.9	25.0
20.3	3200	4.0	25.5
21	3300	4.1	26.0
22	3450	4.3	27.5
23	3600	4.5	28.5
24	3775	4.75	29.8
25	3925	4.95	30.8
26	4075	5.15	31.8
27	4225	5.4	33.0
28	4375	5.55	34.0

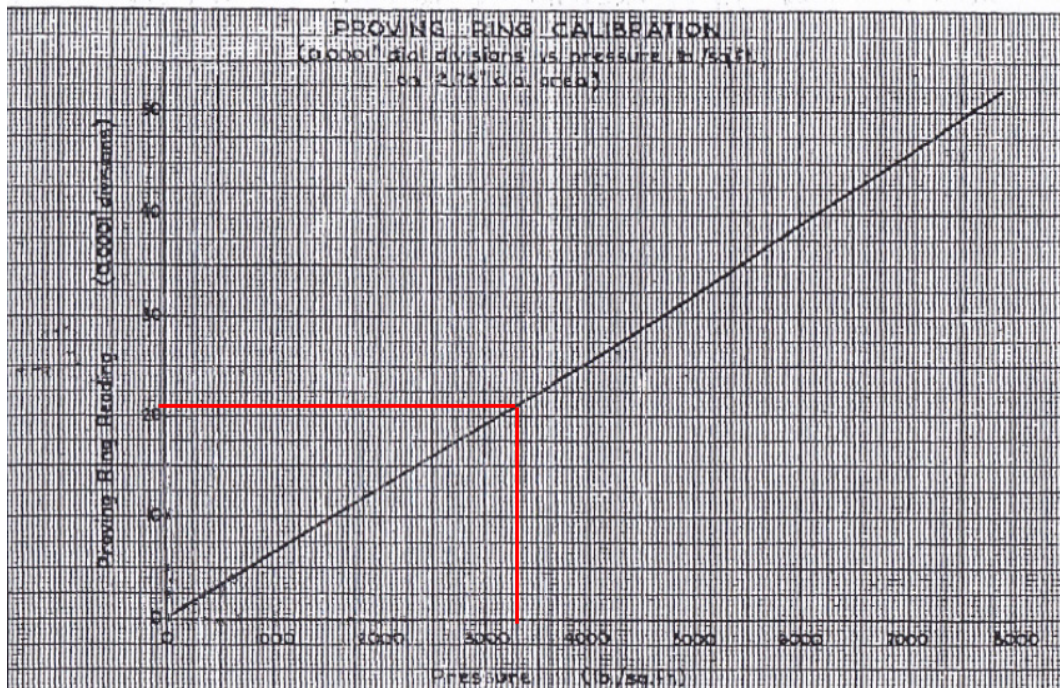
CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

29	4525	5.75	35.3
30	4700	5.95	37.0
30.2	4725	6.00	37.1
31	4850	6.2	38.0
32	4975	6.35	39.0
33	5125	6.5	40.4
34	5275	6.7	41.7
35	5425	6.9	43.4
36	5575	7.1	44.2
37	5725	7.25	45.5
38	5850	7.4	46.6
39	6000	7.5	48.0
40	6150	7.65	49.5
40.5	6225	7.7	50.0

Fuente: "FHA soil PVC Meter Publicación", Administración Federal de vivienda (FHA), Publicación No. 701.

10. Estos valores también se pueden obtener de los gráficos mostrados en las figuras No 4.34, 4.35 y 4.36.

Figura No 4.34: Lectura del micrómetro vs presión (Lb/pie²)



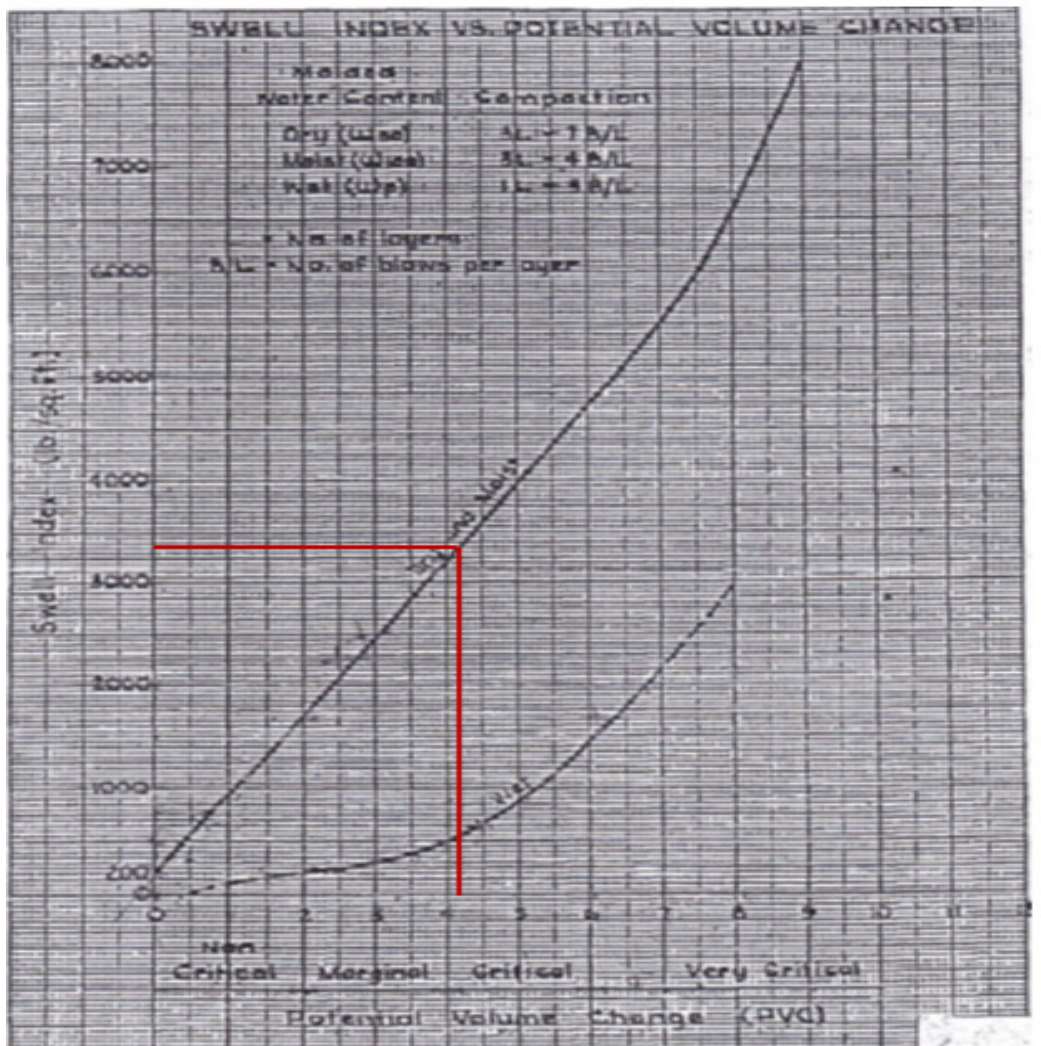
Fuente: "FHA soil PVC Meter Publicación", Administración Federal de vivienda (FHA), Publicación No. 701.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

El Grafico No 4.34, presenta las lecturas marcadas por el micrómetro (eje Y) y la presión que ejerce la probeta (eje X). Partiendo de la lectura que se toma del micrómetro en el momento de ensayo, se debe intersectar la recta del gráfico, y proyectar verticalmente hasta interceptar el eje horizontal, el valor intersectado será el valor de la presión de la probeta. Esta presión representa un Índice de expansión en unidades de Lb/pie^2 , y es el valor que aparece en la columna Índice de expansión (lb/pie^2) de la Tabla No 3.5.

El Gráfico No 4.35, presenta el Índice expansión con el Cambio potencial de volumen (PVC).

Figura No 4.35: Índice de expansión vs Cambio potencial de volumen.



Fuente: "FHA soil PVC Meter Publicación", Administración Federal de vivienda (FHA), Publicación No. 701.

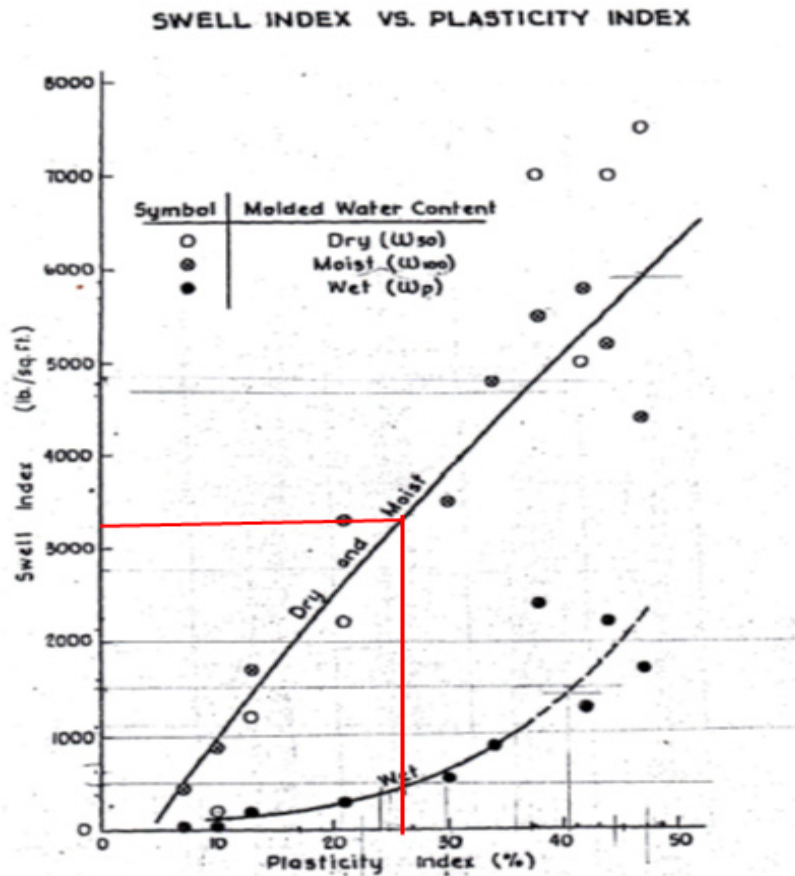
CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

En el Gráfico No 4.35 tenemos dos curvas, la inferior representa la condición de estado equivalente a una humedad de límite plástico; y la superior que representa la condición en estado seco o húmedo de la probeta (según el procedimiento de preparación de la muestra).

Se tiene un valor de índice de expansión (en el eje Y) e intersectando las curvas, se obtiene un valor de PVC.

Por último, se tiene la relación de índice de expansión vs índice de plasticidad (Gráfico No 4.36). Al igual que el Gráfico No 4.35, este usa dos curvas, que representan los 3 estados de humedad de la probeta.

Figura No 4.36: Índice de expansión vs Índice plástico



Fuente: "FHA soil PVC Meter Publicación", Administración Federal de vivienda (FHA), Publicación No.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Reporte



FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES
“ING. MARIO ANGEL GUZMAN URBINA”

ENSAYO LAMBE (basado en INV E-132-07)

Proyecto: _____
Ubicación: _____
Procedencia: _____
Ensayo N°: _____
Muestra N°: _____

Reporte N°: _____
Hoja N°: _____
Fecha: _____
Hora de inicio: _____

LECTURAS

Tiempo	Lecturas del anillo de carga
0.1 min	
0.25 min	
0.5 min	
1 min	
2 min	
4 min	
8 min	
15 min	
100 min	
120 min	

W_{anillo} : _____

$W_{especimen saturado}$: _____

$Dímetro_{anillo}$: _____

$W_{especimen seco}$: _____

h_{anillo} : _____

4.7.2 Hinchamiento Libre (Retomado de UNE 103 601 / Expansión Libre- Retomado de ensayo de Presión de hinchamiento ASTM D-4546)

Alcance

Ésta práctica describe el método de ensayo para la determinación del hinchamiento libre de una muestra de suelo confinada lateralmente.

Definiciones

SUELO EXPANSIVO: son suelos arcillosos inestables en presencia de humedad, ya que su característica principal es experimentar cambios de volumen cuando varía su contenido de humedad.

HINCHAMIENTO: se define como la relación entre la diferencia de altura final e inicial del espécimen dividida por la altura inicial.

Importancia y aplicación del método

Consiste en la humectación del suelo permitiendo la expansión vertical de la probeta en la célula edométrica, el confinamiento lateral impide las deformaciones horizontales.

Se toma una muestra inalterada de suelo y se monta en el edómetro, se pone en cero el lector de deformación y a continuación se inunda la muestra, hasta un nivel en que el agua solamente penetre en la pastilla de suelo a través de la piedra porosa inferior (con esto se evita que quede aire atrapado en el interior de la muestra). Se mide el hinchamiento final al saturarse la pastilla, el cual se expresa en porcentaje del espesor inicial de la muestra y se designa con el nombre de hinchamiento libre.

Materiales y Equipo

Materiales:

Muestra de suelo inalterada

Equipo principal:

Equipo ensayo de consolidación

Calibrador Vernier

Balanza con precisión de 0.01 g

Horno

Misceláneos (cucharas, taras, espátulas, picetas, guantes, etc)

Procedimiento

Se labra una pastilla de suelo (muestra inalterada) en el anillo de consolidación, luego se coloca en el consolidómetro, se ajusta junto con el vástago y el deformímetro, se coloca la lectura en cero y se satura la muestra. Las lecturas se toman con la siguiente secuencia de tiempo: 6, 15, 30

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

s, 1, 2, 4, 8, 15, 30 min, 1, 2, 4, 8 y 24 h. Si la muestra se sigue expandiendo o retrayendo, se le deja más tiempo en el consolidómetro hasta que llegue al equilibrio².

Preparación de la muestra:

1. Pesar el anillo de consolidación.
2. Tomar cuatro medidas de la altura del anillo de consolidación.
3. Medir cuatro veces el diámetro del anillo de consolidación empleando un vernier.
4. Labrar la probeta: para ello se toma la muestra inalterada extraída de campo y se debe asegurar que no esté agrietada, tenga raíces u otro defecto que produzca que la probeta se deteriore en el momento de labrarla. Se utiliza un cuchillo u otra herramienta que permita el corte de la muestra. Se deja una superficie plana, con el objetivo de que esta sea la cara superior de la probeta y para que el anillo se introduzca verticalmente. Se marca sobre la superficie preparada un círculo utilizando el anillo, ya que la probeta debe tener el mismo diámetro del anillo. Se labra verticalmente siguiendo la marca circular y con el cuidado de no dañar la probeta. Se introduce en la probeta poco a poco, cuando sea necesario se le deben dar golpecitos con un material que no dañe el anillo, y que el anillo se introduzca verticalmente, sin inclinación, esto para evitar que se fracture la probeta. La altura de la probeta antes de cortar la muestra inalterada debe ser mayor a la del anillo, luego de cortar de la parte inferior tener el cuidado de no dañarla.
5. Enrasar ambas caras procurando no dejar imperfecciones.

Procedimiento:

1. Labrada la muestra, pesar el anillo más probeta (para obtener peso húmedo inicial), y se registra su valor como masa húmedo más anillo.
2. Previo al montaje del consolidómetro en el banco de consolidación, se coloca en el consolidómetro los siguientes elementos: la piedra porosa inferior, luego papel filtro, luego el anillo con la probeta, sobre este papel filtro nuevamente, la piedra porosa, luego se ajustan con las pequeñas tuercas del consolidómetro.
3. Sobre la piedra porosa superior se coloca la pieza que hará contacto con el vástago³. Luego, se coloca el vástago sobre esta y sobre el vástago el deformímetro. Se debe asegurar que los elementos del deformímetro y el vástago no presenten ningún movimiento entre ellos, con el fin de que las lecturas de deformación sean lo más exactas posible.

² El procedimiento que se llevara a cabo es similar al procedimiento de ensayo Lambe.

³ Esta tiene una superficie semiesférica en su centro para que encaje con el vástago.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

4. Colocar el deformímetro en cero⁴ y para el marcador de unidades enteras en una lectura media⁵.
5. Una vez se tenga todo el equipo ajustado, colocar el cronómetro en cero y saturar la probeta. Las lecturas comenzarán a tomarse una vez el agua haga contacto con la probeta, en intervalos de tiempo de 6, 15, 30 segundos, 1, 2, 4, 8, 15, 30 minutos, y 1, 2, 4, 8, 24 horas⁶. Dependiendo del tipo de suelo que se tenga, este tiempo puede extenderse.
6. Tomar la lectura final del deformímetro cuando se llega al equilibrio, es decir cuando la lectura del deformímetro no cambia. Se debe colocar la hora a la que se tomó dicha lectura.
7. Hacer el proceso inverso de montaje del equipo de consolidación, teniendo el cuidado para quitar el deformímetro, ya que es un instrumento muy sensible. Y posteriormente se desajusta el vástago y el consolidómetro.
8. Tomar el peso de probeta húmeda más anillo (para obtener peso húmedo final).
9. Utilizar una tara pesada para introducir la probeta y anillo en el horno, esto con el fin de que la probeta al reducir su volumen una vez seque, no pierda material. Se coloca la probeta húmeda y anillo en la tara, se toma su peso y se introducen el horno a una temperatura de 110 ± 5 °C.
10. Cuando se tenga masa constante, se toma el peso seco de la probeta más anillo más tara.
11. Luego debemos calcular las humedades inicial y final.

Cálculos

1. Calcular el peso húmedo inicial (M_{hi}), peso húmedo final (M_{hf}) y peso seco (M_s) de la probeta:

$$\text{Peso húmedo inicial } (M_{hi}) = [\text{Peso de anillo} + \text{probeta } (h)] - \text{peso de anillo}$$

$$\begin{aligned} \text{Peso húmedo final } (M_{hf}) \\ &= [\text{Peso de anillo} + \text{probeta}(\text{sat}) + \text{charola}] \\ &- [\text{Peso de anillo} + \text{probeta}(s) + \text{charola}] \end{aligned}$$

⁴ El deformímetro utilizado en la realización de este ensayo para esta investigación fue de una precisión de 0.0025mm.

⁵ Según la norma se le debe aplicar una presión de contacto de 1 KPa (0.01 kg/cm²) a la muestra cuando se coloca sobre el consolidómetro. Sin embargo, para esta investigación se omitirá la aplicación de esa pre-carga a la pastilla de suelo, y se toma una lectura inicial de entre 9 y 15, según el tipo de suelo.

⁶ La toma de lecturas se realizó con los mismos intervalos de tiempo que en el ensayo Lambe.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Peso seco (Ms)

$$= [\text{Peso de anillo} + \text{probeta}(s) + \text{charola}] - \text{Peso de anillo} \\ - \text{peso de charola}$$

2. Calcular humedad inicial y final:

$$\text{Humedad (i)} = \frac{M_{hi}}{M_s} \times 100\%$$

$$\text{Humedad (f)} = \frac{M_{hf}}{M_s} \times 100\%$$

3. Calcular el hinchamiento, área y volumen de la muestra (inicial y final), relaciones de vacíos y porcentaje de saturación.

El Hinchamiento será la deformación de la probeta expresada en milímetros, y/o deformación de la probeta en función de la altura inicial multiplicada por 100 para ser expresada en porcentaje.

$$\text{Hinchamiento } (\Delta H) = N * 0.0025, \text{ mm}$$

$$\% \text{ de Hinchamiento} = \frac{\Delta H}{H_i} * 100, \%$$

Dónde:

Hinchamiento = ΔH , mm

H_i: altura inicial de la probeta

$$\text{Área de la probeta} = \frac{\pi \varphi^2}{4}, \text{ cm}^2$$

Dónde:

φ : diámetro del anillo

- Cálculo de volumen inicial y final de la probeta

$$\text{Volumen inicial de la probeta} = \text{Área de la probeta} * H_i, \text{ cm}^3$$

$$\text{Volumen final de la probeta} = \text{Área de la probeta} * H_f, \text{ cm}^3$$

Dónde:

H_i: altura inicial de la probeta

H_f: altura final de la probeta

$$H_f = H_i + \Delta H$$

Dónde:

H_f: altura final de la probeta (mm)

H_i: altura inicial de la probeta

ΔH : hinchamiento

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

- Cálculo de volumen de los sólidos

$$V_s = \frac{M_s}{G_s * \rho_w}$$

Dónde:

V_s : volumen de sólidos (cm^3)

M_s : masa de los sólidos (peso seco en gramos)

G_s : Gravedad específica

ρ_w : densidad del agua (g/cm^3)

- Cálculo de altura de sólidos

$$H_s = \frac{V_s}{A}$$

Dónde:

H_s : Altura de los sólidos

V_s : volumen de sólidos

A : área de la probeta

- Cálculo de relación de vacíos inicial y final

$$e_i = \frac{H_i - H_s}{H_s}$$

Dónde:

e_i : Relación de vacíos inicial

H_i : altura inicial de la probeta

H_s : Altura de los sólidos

$$e_f = \frac{H_f - H_s}{H_s}$$

Dónde:

e_f : Relación de vacíos final

H_f : altura final de la probeta

H_s : Altura de los sólidos

- Cálculo de grado de saturación inicial y final

$$S_i = \frac{(M_{hi} - M_s)}{A * \rho_w * (H_i - H_s)}$$

Dónde:

S_i : saturación inicial, %

M_{hi} : Peso húmedo inicial

M_s : masa de los sólidos (peso seco)

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

A: área de la probeta
 ρ_w : densidad del agua
H_i: altura inicial de la probeta
H_s: Altura de los sólidos

$$S_f = \frac{(Mh_f - Ms)}{A * \rho_w * (H_f - H_s)}$$

Dónde:

S_f: saturación final, %
Mh_f: Peso húmedo final
Ms: masa de los sólidos (peso seco)
A: área de la probeta
 ρ_w : densidad del agua
H_f: altura final de la probeta
H_s: Altura de los sólidos

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Reporte:



FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES
“ING. MARIO ANGEL GUZMAN URBINA”

ENSAYO HINCHAMIENTO LIBRE (Retomado de UNE 103 601)

Proyecto: _____
Ubicación: _____
Procedencia: _____
Ensayo N°: _____
Muestra N°: _____

Hoja N°: _____
Consolidómetro N°: _____
k micrómetro: _____
Fecha ensayo: _____
Hora de inicio: _____

LECTURAS

Fecha	Tiempo	Lectura del Micrómetro

W_{anillo} : _____

$W_{h\ anillo+probeta\ inicial}$: _____

$Dímetro_{anillo}$: _____

$W_{h\ anillo+probeta\ inicial}$: _____

h_{anillo} : _____

$W_{S\ anillo+probeta+tara}$: _____

4.7.3 Presión de Hinchamiento (Retomado de UNE 103 602 / Ensayo para calcular la presión de hinchamiento de un suelo en edómetro ASTM D-4546)

Alcance

Ésta práctica describe el método de ensayo para la determinación de la presión máxima que hay que aplicar para que no se produzca hinchamiento en suelos inalterados.

Definiciones

SUELO EXPANSIVO: son suelos arcillosos inestables en presencia de humedad, ya que su característica principal es experimentar cambios de volumen cuando varía su contenido de humedad.

PRESION DE HINCHAMIENTO: presión máxima que hay que aplicar para que no se produzca hinchamiento.

Importancia y aplicación del método

Este tipo de ensayo se realiza prácticamente en la misma forma que el ensayo para el ensayo de hinchamiento libre, pero en lugar de medir el hinchamiento de la muestra, se añaden cargas para no permitirlo. Aplicada la presión máxima, se van quitando cargas y se miden los hinchamientos que se producen. El hinchamiento bajo carga nula en este ensayo es siempre inferior al hinchamiento libre (o bajo la carga de 0.1 kg/cm²). En este ensayo, el hinchamiento es igual y contrario al movimiento de compresión que experimenta el equipo, inducido por la carga aplicada.

Materiales y Equipo

Materiales:

Muestra de suelo inalterada

Equipo principal:

Equipo ensayo de consolidación

Calibrador Vernier

Balanza con precisión de 0.01 g

Horno

Misceláneos (cucharas, taras, espátulas, picetas, guantes, etc)

Procedimiento

Se utiliza una muestra inalterada utilizando un anillo de consolidación, luego se coloca en el consolidómetro, se ajusta junto con el vástago y el deformímetro, se coloca la lectura en cero y se le coloca una precarga de 0.1 kg/cm² por 5 minutos, sin colocar agua a la muestra. Luego se inunda de agua la muestra y no se deja que se expanda ni se comprima más de 0.05mm.

Preparación de la muestra:

1. Se toman las dimensiones del anillo como su diámetro y su altura, además de su peso.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

2. Labrar una pastilla utilizando el anillo del consolidómetro en una muestra inalterada de suelo, a modo de formar una pastilla que quede ajustada en el anillo para evitar que se deforme hacia los lados.

Procedimiento:

1. Pesarse el anillo + pastilla y se registra su valor como peso húmedo más anillo.
2. El montaje de la pastilla en el consolidómetro se hace colocando primero la piedra porosa inferior, seguidamente de papel filtro, sobre este se coloca el anillo con la muestra, se coloca otro papel filtro, la piedra porosa superior y sobre ésta la placa base de apoyo del vástago.
3. Colocar el consolidómetro en el banco de consolidación, previamente después se ajusta el brazo verificando que este horizontalmente y en equilibrio. Luego, se coloca el vástago sobre ésta⁷ y sobre el vástago el deformímetro. Se debe asegurar cada uno de estos, ya que no debe tener movimiento, con el fin de que las lecturas sean exactas.
4. Se coloca el deformímetro en cero y para el marcador de unidades enteras en una lectura media.
5. Se coloca una precarga de 0.1 Kg/cm² por 5 minutos antes de saturar la muestra, pasado ese tiempo se toma la lectura en el deformímetro y se le añade agua a la muestra para que se sature.
6. Cuando la pastilla comience a saturar, empezará a hincharse; para evitar eso se debe de cargar la muestra a modo de que su expansión no sobrepase un valor de deformación máximo que corresponde a 0.05mm. A medida se va expandiendo el suelo, se carga la pastilla para que no se deforme más de 0.05mm, haciendo que la pastilla tenga hinchamiento nulo.
7. Dejar que se equilibre la pastilla en el consolidómetro, si se hincha un poco se le coloca más carga, si se ha asentado entonces, se toma el valor de la carga y del deformímetro.
8. Luego, se realizan ciclos de descarga para obtener la recuperación que puede llegar a tener la pastilla después de haber sido cargada evitando que se deforme (hinchamiento nulo).
9. Posteriormente después del ciclo de descarga se desmonta la pastilla, se toma el peso de una tara, se coloca la probeta húmeda y anillo en la tara, se toma su peso y se introducen el horno a una temperatura de 110±5 °C.
10. Cuando tenga masa constante, se toma el peso seco de la probeta más anillo más tara.

⁷ Esta tiene una superficie semiesférica en su centro para que encaje con el vástago.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Cálculos

1. Calcular la presión de hinchamiento.

El valor de la presión de hinchamiento de P_h se obtiene del grafico entre hinchamiento en % y presión en kg/cm^2 (ver Figura No 4.37), donde la presión se obtiene dividiendo la carga aplicada en el momento del equilibrio.

$$P_h = \frac{Q}{S}$$

Dónde:

Q : carga aplicada en el momento de equilibrio en kg

S : área de la probeta en cm^2

Y el hinchamiento (%) en cada etapa de descarga se calcula al final de cada etapa de la siguiente manera:

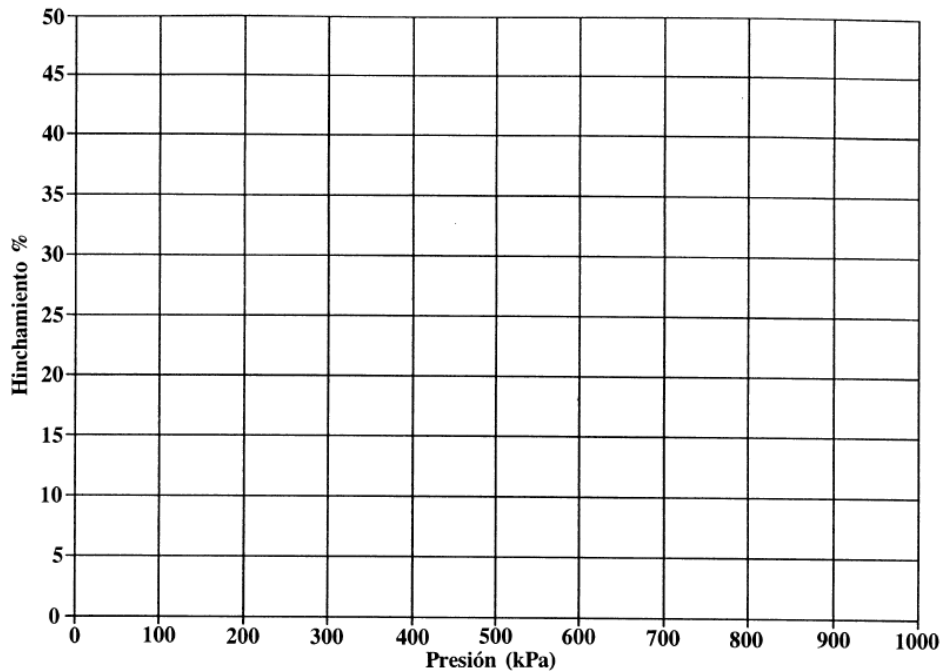
$$\Delta L = \frac{\Delta h}{h_0} \times 100$$

Donde:

Δh : es el cambio de altura que experimenta la probeta en cada etapa de descarga

h_0 : es la altura del anillo, en mm , que coincide con la altura inicial de la probeta

Figura No 4.37: Gráfico % de hinchamiento vs presión.



Fuente: UNE 103 602 "Ensayo para calcular la presión de hinchamiento de un suelo en edómetro".

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Donde la curva de descarga en el gráfico presentado en la Figura No 4.37 toca el valor de cero presiones en eje abscisas esa es considerada como la presión de hinchamiento.

2. Calcular el peso húmedo inicial (M_{hi}), peso húmedo final (M_{hf}) y peso seco (M_s) de la probeta:

$$\text{Peso húmedo inicial } (M_{hi}) = [\text{Peso de anillo} + \text{probeta } (h)] - \text{peso de anillo}$$

$$\begin{aligned} \text{Peso húmedo final } (M_{hf}) \\ &= [\text{Peso de anillo} + \text{probeta}(\text{sat}) + \text{charola}] \\ &- [\text{Peso de anillo} + \text{probeta}(\text{s}) + \text{charola}] \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Peso seco } (M_s) \\ &= [\text{Peso de anillo} + \text{probeta}(\text{s}) + \text{charola}] - \text{Peso de anillo} \\ &- \text{peso de charola} \end{aligned}$$

3. Calcular humedad inicial y final:

$$\text{Humedad } (i) = \frac{M_{hi}}{M_s} \times 100\%$$

$$\text{Humedad } (f) = \frac{M_{hf}}{M_s} \times 100\%$$

4. Calcular el área y volumen de la muestra (inicial y final) relaciones de vacíos y porcentaje de saturación.

$$\text{Área de la probeta} = \frac{\pi \varphi^2}{4}, \text{ cm}^2$$

Dónde:

φ : diámetro del anillo

- Cálculo de volumen inicial y final de la probeta

$$\text{Volumen inicial de la probeta} = \text{Área de la probeta} * H_i, \text{ cm}^3$$

$$\text{Volumen final de la probeta} = \text{Área de la probeta} * H_f, \text{ cm}^3$$

Dónde:

H_i : altura inicial de la probeta

H_f : altura final de la probeta

- Cálculo de altura final de la probeta

$$\text{Deformacion } (\Delta H) = N * 0.0025, \text{ mm}$$

$$H_f = H_i + \Delta H$$

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Dónde:

H_f: altura final de la probeta (mm)

H_i: altura inicial de la probeta

ΔH: deformación

- Cálculo de volumen de los sólidos

$$V_s = \frac{M_s}{G_s * \rho_w}$$

Dónde:

V_s: volumen de sólidos (cm³)

M_s: masa de los sólidos (peso seco en gramos)

G_s: Gravedad específica

ρ_w: densidad del agua (g/cm³)

- Cálculo de altura de los sólidos

$$H_s = \frac{V_s}{A}$$

Dónde:

H_s: Altura de los sólidos

V_s: volumen de sólidos

A: área de la probeta

- Cálculo de relación de vacíos inicial y final

$$e_i = \frac{H_i - H_s}{H_s}$$

Dónde:

e_i: Relación de vacíos inicial

H_i: altura inicial de la probeta

H_s: Altura de los sólidos

$$e_f = \frac{H_f - H_s}{H_s}$$

Dónde:

e_f: Relación de vacíos final

H_f: altura final de la probeta

H_s: Altura de los sólidos

- Cálculo de grado de saturación inicial y final

$$S_i = \frac{(M_{hi} - M_s)}{A * \rho_w * (H_i - H_s)}$$

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Dónde:

S_i : saturación inicial, %
 M_{hi} : Peso humedo inicial
 M_s : masa de los sólidos (peso seco)
 A : área de la probeta
 ρ_w : densidad del agua
 H_i : altura inicial de la probeta
 H_s : Altura de los sólidos

$$S_f = \frac{(M_{hf} - M_s)}{A * \rho_w * (H_f - H_s)}$$

Dónde:

S_f : saturacion final, %
 M_{hf} : Peso humedo final
 M_s : masa de los solidos (peso seco)
 A : area de la probeta
 ρ_w : densidad del agua
 H_f : altura final de la probeta
 H_s : Altura de los solidos

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Reporte:



FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES
"ING. MARIO ANGEL GUZMAN URBINA"

ENSAYO HINCHAMIENTO LIBRE (Retomado de UNE 103 601)

Proyecto: _____
Ubicación: _____
Procedencia: _____
Ensayo N°: _____
Muestra N°: _____

Hoja N°: _____
Consolidómetro N°: _____
k micrómetro: _____
Fecha ensayo: _____
Hora de inicio: _____

LECTURAS

Fecha	Tiempo	Carga	Lectura del Micrómetro

W_{anillo} : _____
 $Dímetro_{anillo}$: _____
 h_{anillo} : _____

$W_{h\ anillo+probeta\ inicial}$: _____
 $W_{h\ anillo+probeta}$: _____
 $W_{S\ anillo+probeta+tara}$: _____

UNIDAD 5: PRESIONES LATERALES DE TIERRA Y EMPUJE

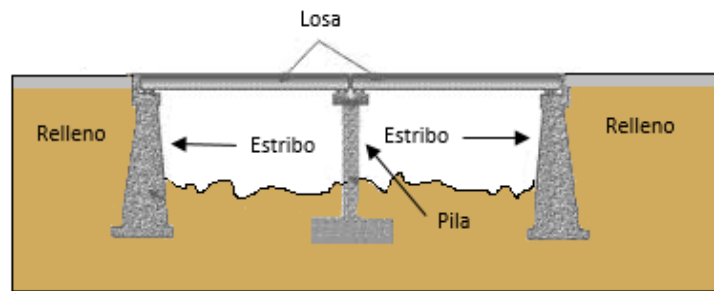
5.1 Introducción

Al proyectar estructuras de retención, el ingeniero debe asegurar solamente que no se producirá el colapso o falla; desplazamiento de varios centímetros o incluso decenas de centímetros, no suele tener importancia siempre que se asegure, que no se producirán repentinamente desplazamientos, más grandes. Por ello, el método para el proyecto de estructuras de retención suele consistir en analizar las condiciones que existirían en una condición de falla, introduciendo convenientes factores de seguridad para evitar el colapso.

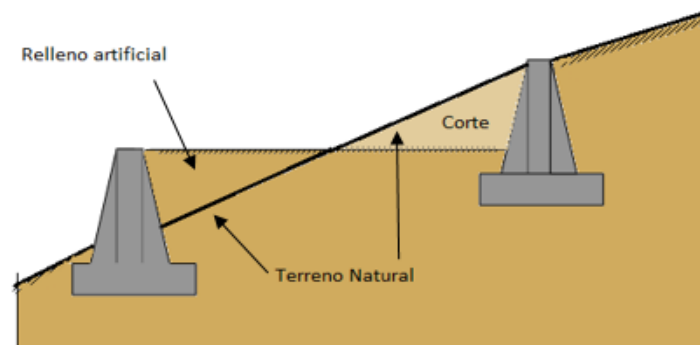
Ésta unidad está enfocada en el estudio de la generación de empujes sobre estructuras de retención utilizando la teoría de Rankine, Coulomb, Mononobe Okabe, entre otras. Así mismo se consideran casos especiales como: la presencia de sobrecargas, presencia del nivel freático y cargas excéntricas. El cálculo de los empujes es utilizado en el diseño de muros, ya que una vez conocido el empuje resultante, es posible prever la estabilidad del muro o talud proyectado y evitar su posible falla.

Los muros se construyen generalmente de mampostería o de concreto, simple o reforzado. Un muro diseñado con el propósito de mantener una diferencia en los niveles del suelo de sus dos lados se llama de retención. El suelo que produce el mayor nivel de empuje se llama relleno y es el elemento generador de presión contra el muro. Lo anterior se puede ver en la figura No 5.1, donde se muestra los diversos usos que tienen los muros de retención.

Figura No 5.1: Utilidad de los muros de retención

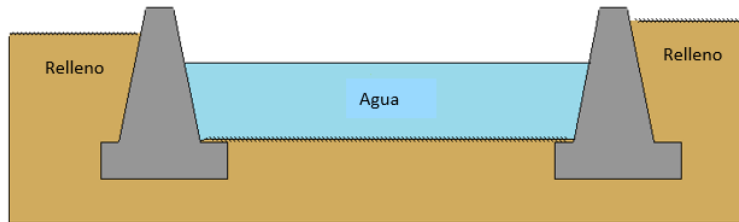


a. Estribos de retención en un puente



b. Sección en balcón para un camino o un ferrocarril

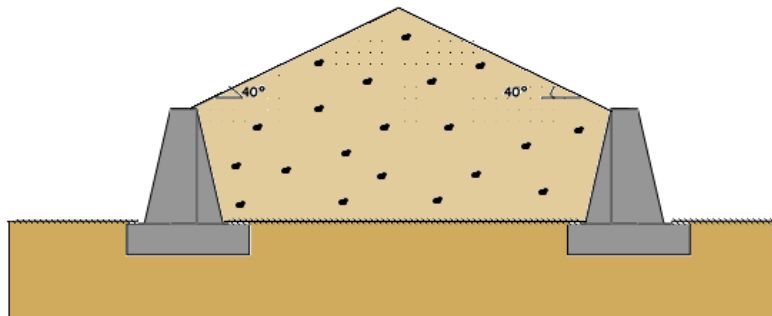
CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO



c. Lecho de un canal en corte



d. Terraplén para un camino o un ferrocarril



e. Almacenamiento de materiales granulares

Fuente: L. Mendoza (2016), "Presiones laterales de tierra y empuje" Curso de Cimentaciones T.E.

5.2 Generalidades

Las estructuras de retención son utilizadas, ya sea como obras de mitigación de riesgos (muros de contención) o como obras ingenieriles necesarias para salvar obstáculos (en el caso de los estribos de puentes), mantener diferencia de niveles, constituir terraplenes, etc. Su finalidad es contener los empujes de tierras generados por el peso de la masa de suelo (relleno) o debido a la presencia de sobrecargas en la superficie.

Las fuerzas que actúan sobre los muros de gravedad son:

La fuerza sustentante:

Está definida como la fuerza que soporta el peso del muro, más las componentes verticales de las demás fuerzas.

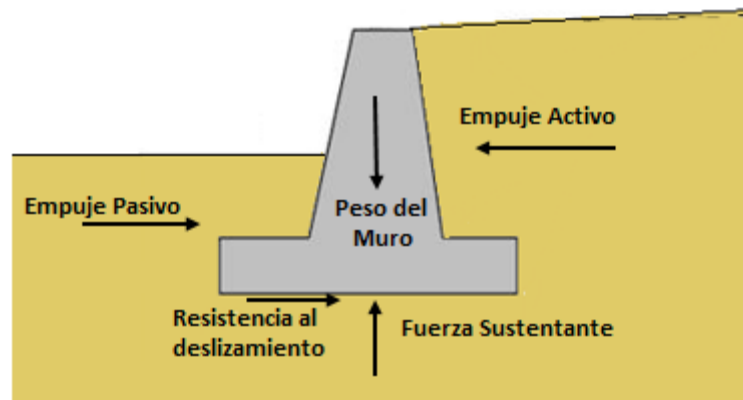
El empuje activo:

Se genera por el peso de la masa de suelo utilizado como relleno y por la influencia de sobrecargas que actúan sobre la superficie del terreno, dicha fuerza es la que tiende a empujar el muro hacia el exterior. Este movimiento hacia afuera es contrarrestado por la resistencia al desplazamiento en la base del muro y por la resistencia pasiva, denominada generalmente “empuje pasivo”.

Empuje Pasivo:

Situado por delante del pie del muro y la componente vertical del empuje activo. Así pues, el peso del muro es importante por dos conceptos: se opone al vuelco y da lugar a una resistencia al deslizamiento en la base. Por esta razón un muro de este tipo se denomina muro de gravedad (o muro que resiste por su peso), ver figura No 5.2.

Figura No 5.2: Fuerzas actuantes en un muro



Fuente: Propia

5.3 Teorías para el cálculo de presiones laterales de tierras y empujes

La mecánica de suelos se basa en varias teorías para calcular la distribución de presiones que se producen en los suelos y sobre las estructuras de retención. Cronológicamente, Coulomb (1776) fue el primero que estudió la distribución de esfuerzos sobre muros. Posteriormente, Rankine (1875) publicó sus experiencias, y por último y ya en el siglo XX se conoce la teoría de la cuña, debida a varios autores, pero especialmente a Terzaghi.

A continuación se desarrollan dichas teorías:

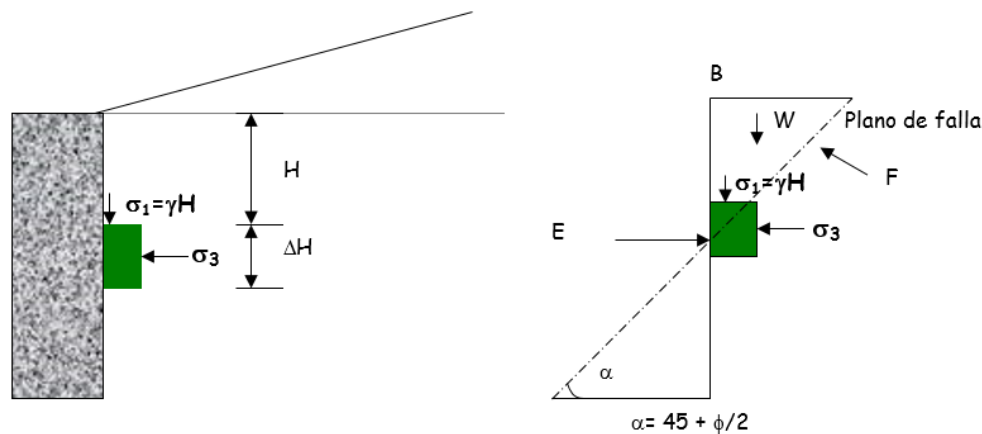
5.3.1 Teoría de Rankine: Estado en reposo, activo y pasivo

Rankine hace referencia a las variaciones de presiones que se producen en una masa de suelos, cuando se produce un relajamiento o un aumento de la presión horizontal; considera esos dos casos extremos e impone ciertas condiciones de borde para un prisma elemental que se encuentra dentro de una masa semi infinita.

Se considera que el relleno de tierra entra en un estado plástico generalizado, debido a la falta de confinamiento lateral.

Se dirá que un suelo está en estado plástico cuando se encuentra en estado de falla incipiente generalizado, es decir, pasa en todos los puntos en la masa de suelo, como se muestra en la figura No 5.3.

Figura No 5.3: Estado plástico generalizado



Fuente: L. Mendoza (2016), "Presiones laterales de tierra y empuje"

Hipótesis de Rankine

Rankine analizó el fenómeno de la presión activa del suelo contra un muro liso, como un estado de equilibrio plástico del suelo.

Las hipótesis en que basó su teoría para el cálculo del empuje de suelos friccionantes son las siguientes:

- 1) Que se desarrollan los estados plásticos activo y pasivo por completo en toda la masa de suelo.
- 2) El relleno del muro es horizontal ($\beta=0$) y que el paramento interno del muro es vertical y de superficie lisa (no se desarrolla fricción entre suelo y muro.)

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

- 3) Cuando la superficie del terreno forma un ángulo β con la horizontal, se asume que el respaldo es rugoso, existiendo un coeficiente de fricción con el suelo, tal que las presiones sobre el respaldo son inclinadas en el ángulo β con respecto a la horizontal.

Los estados activos y pasivos de un relleno contra un muro podrán físicamente ser llevados a la falla de dos maneras:

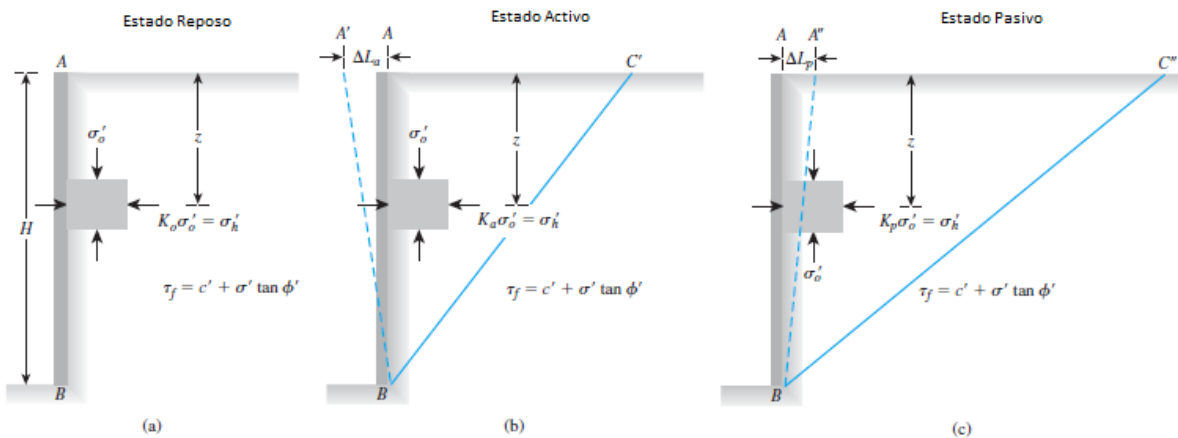
1. Por empuje del relleno cediendo la estructura hacia su frente.
2. Por acción de algún empuje exterior, incrustándose el muro en el relleno y deformándose hacia su espalda.

Rankine pensó que, bajo el empuje de relleno, el muro cede y se desplaza, lo que disminuye la presión del relleno a valores por debajo de los correspondientes al reposo, esto hace que la masa de suelo desarrolle su capacidad de auto sustentación, por medio de los esfuerzos cortantes que se generan, ver figura No 5.4 a).

Si el muro cede lo suficiente, la presión horizontal puede llegar a ser la activa, valor mínimo que no se puede disminuir aun cuando el valor ceda más a partir del instante de su aparición. Así se podría razonar que, con que se proyectase un muro para resistir la presión activa, se garantizaría su estabilidad, siempre y cuando el muro pudiese ceder lo suficiente como para que, en última instancia, se desarrolle dicha presión activa, ver figura No 5.4 b).

De manera análoga se podría razonar para el caso en que el muro se desplace hacia su respaldo bajo una fuerza exterior suficiente como para que llegue a desarrollarse la presión pasiva, en cuyo caso se podrá diseñar la estructura contando con la máxima resistencia del suelo. Ver figura No. 5.4 c).

Figura No 5.4: Estados en la Teoría de Rankine

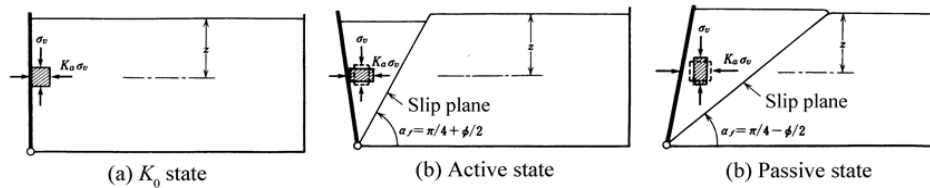


Fuente: Braja M. Das, Principles of Geotechnical Engineering, Capítulo No 13

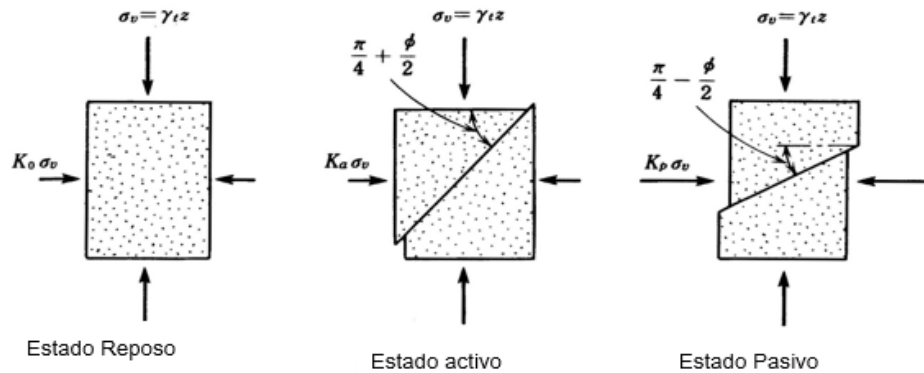
CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

En la figura No 5.5a) se muestran los mecanismos de trabajo de los estados generados en los empujes, así también en la Figura No 5.5b) se presenta las superficies de falla correspondiente a cada uno.

Figura No 5.5: Mecanismo de fallas de Rankine: a) Estado en reposo b) Estado activo y c) estado pasivo



Superficie de falla de los empujes



Fuente: L. Mendoza (2016), "Presiones laterales de tierra y empuje"

ESTADO EN REPOSO

Los empujes del suelo sobre un muro, se pueden analizar a partir del comportamiento de un elemento de suelo a una profundidad dada; el cual se encuentra en equilibrio y sin ningún desplazamiento, representando así, el estado de reposo. En la figura No 5.6 se representa un elemento de suelo sujeto a las siguientes presiones:

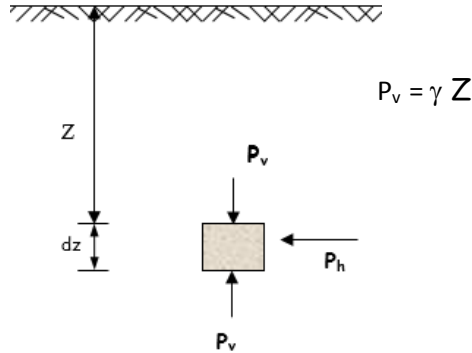
- Presiones Verticales (P_v)
- Presiones Laterales (P_h)

Bajo la presión vertical actuante el elemento de suelo se presiona lateralmente originándose así un esfuerzo horizontal, P_h , que, con base en la experiencia, se ha aceptado como directamente proporcional a P_v . La constante de proporcionalidad entre P_v y P_h se denomina coeficiente de presión de tierra en reposo.

$$K_0 = \frac{P_h}{P_v} \gg P_h = K_0 \gamma Z$$

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Figura No 5.6: Esfuerzos actuantes sobre un elemento de suelo



Fuente: L. Mendoza (2016), "Presiones laterales de tierra y empuje"

Dónde:

P_v : presión vertical efectiva, causada por el peso del suelo sobre el elemento.

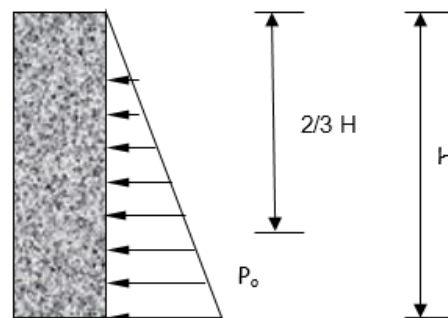
P_h : presión lateral en reposo.

γ = **peso volumétrico del suelo, correspondiente al estado en que se encuentre el medio.**

Si se analiza el elemento, este se puede deformar verticalmente por efecto de la presión vertical, pero no se puede expandir lateralmente porque está confinado por el suelo bajo las mismas condiciones de carga.

Si se considera el suelo colocado contra un muro estático y liso en las mismas condiciones anteriores, el suelo estará en estado de reposo, equivalente al estado de equilibrio elástico. Ver figura No 5.7.

Figura No 5.7: Diagrama de presiones para el estado de reposo



Fuente: L. Mendoza (2016), "Presiones laterales de tierra y empuje"

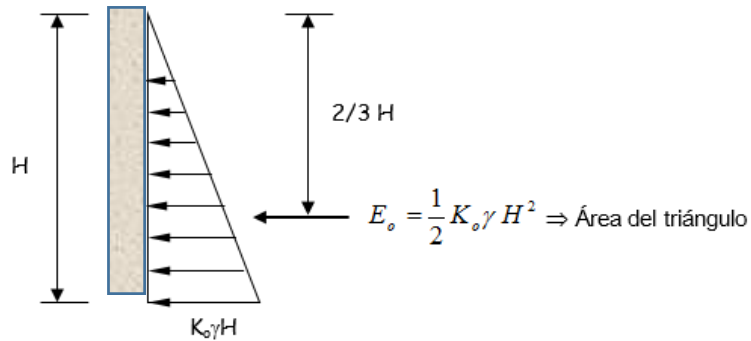
El empuje en reposo se puede definir como la fuerza resultante de las presiones laterales del suelo en reposo, que actúan contra un muro. Se sabe además que la presión horizontal a una profundidad H es igual a $K_o \gamma H$, por lo cual, el empuje en reposo por unidad de longitud, ejercido por un suelo seco sobre un muro de altura H, estará dado por:

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

$$E_o = \frac{1}{2} K_o \gamma H^2$$

El punto de aplicación del empuje resultante (E_o), estará ubicado a la profundidad de $2/3 H$, medido desde la superficie (ver figura No 5.8).

Figura No 5.8: Punto de aplicación del Empuje en estado de reposo

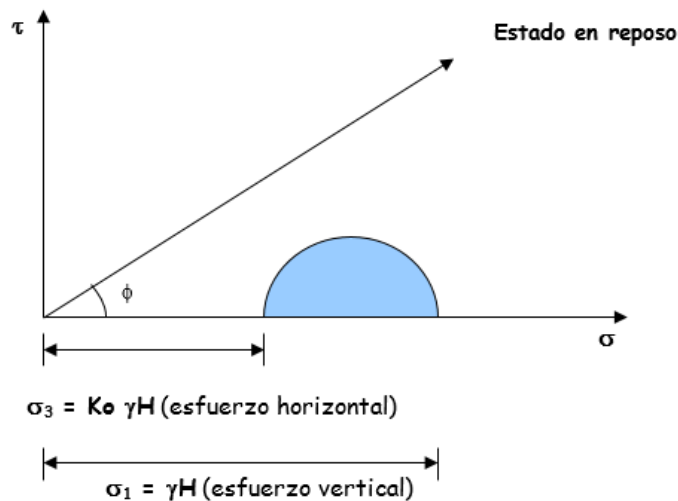


Fuente: L. Mendoza (2016), "Presiones laterales de tierra y empuje"

El estado de esfuerzos para un suelo friccionante se representa en la figura 5.8, por medio del círculo de Mohr en donde $\phi \neq 0$ y $C=0$. La ley de resistencia de este tipo de suelo, pasa por el origen. Obsérvese que el círculo de Mohr no es tangente a la ley de resistencia ya que el estado representado no es de falla.

En la figura 5.9, τ representa la resistencia al corte del suelo y σ el esfuerzo normal total.

Figura No 5.9: Estado en reposo para un suelo friccionante



Fuente: L. Mendoza (2016), "Presiones laterales de tierra y empuje"

Cálculo del Coeficiente de Reposo (K_0)

Suelos de Grano Grueso

Para suelos granulares, el coeficiente de Empuje de reposo K_0 , puede ser estimado empíricamente a partir de la relación dada por Jaky (1944):

$$K_0 = 1 - \text{sen}\phi$$

Dónde:

ϕ =ángulo de fricción drenado

Mayne and Kulhawy (1982), luego de evaluar 171 muestras de suelo recomendaron modificar la ecuación propuesta por Jaky, por lo que se tiene:

$$K_0 = (1 - \text{sen}\phi)(\text{OCR})^{\text{sen}\phi}$$

Dónde:

El OCR (Over Consolidation Ratio) es la relación de sobre consolidación de un suelo (término generalmente empleado en materiales cohesivos como limos y arcillas).

$$\text{OCR} = \frac{\text{presión de preconsolidación, } \sigma'_c}{\text{presión de sobrecarga efectiva actual, } \sigma'_o}$$

Suelos de Grano Fino

Para suelos de grano fino, normalmente consolidados, el coeficiente K_0 puede estimarse también utilizando la siguiente relación empírica (Massarsch, 1979):

$$K_0 = 0.44 + 0.42 \frac{IP\%}{100}$$

Dónde:

IP= es el índice de plasticidad

Suelos Arcillosos

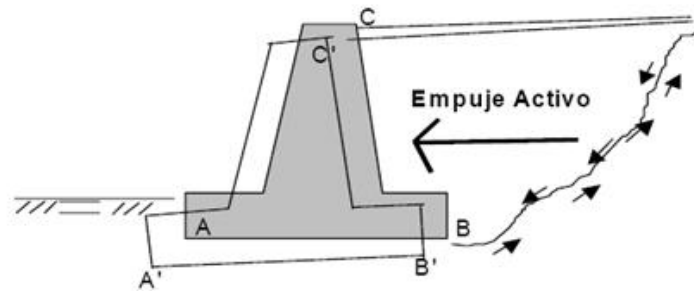
Para arcillas pre-consolidadas, el coeficiente de presión de tierra en reposo se aproxima por:

$$K_{0(\text{preconsolidada})} = K_{0(\text{normalmente consolidada})} \sqrt{\text{OCR}}$$

ESTADO ACTIVO

Si el muro de retención cede, el relleno de tierra se expande en dirección horizontal, originando esfuerzos de corte en el suelo, con lo que la presión lateral ejercida por la tierra sobre el paramento externo del muro disminuye gradualmente y se aproxima al valor límite inferior, llegando hasta un mínimo en su estado de falla por corte, ver figura No 5.10.

Figura No 5.10: Estado activo de Rankine



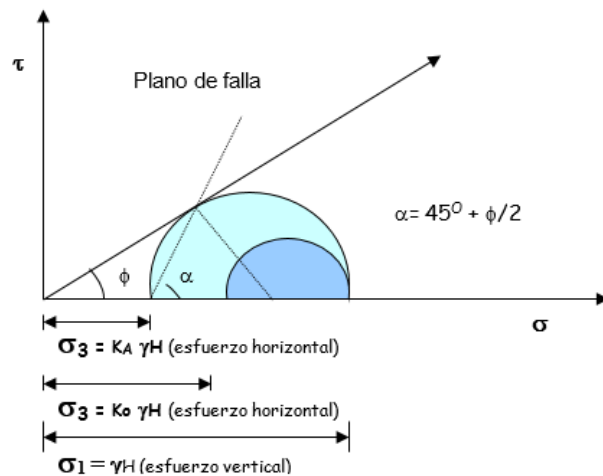
Fuente: <http://www.monografias.com/trabajos-pdf2/calculo-estructural/muros-cimentaciones-columnas-vigas>

Este estado también se conoce como “estado de equilibrio plástico activo” y para el caso de suelos friccionantes, dicho estado de esfuerzos se representa en la figura No 5.11.

La relación entre la presión horizontal y la vertical es igual a K_A :

$$K_A = \frac{P_h}{P_v} = \frac{\sigma_3}{\sigma_1} = \frac{1 - \text{sen}\phi}{1 + \text{sen}\phi}$$

Figura No 5.11: Estado de equilibrio plástico activo para suelos friccionantes

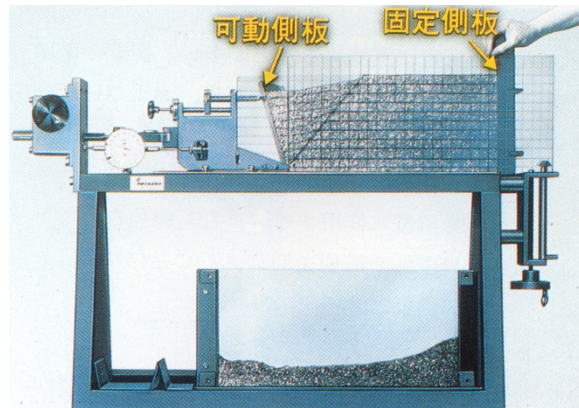


Fuente: L. Mendoza (2016), “Presiones laterales de tierra y empuje”

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

El experimento mostrado en la figura No 5.12 muestra el estado activo para suelos granulares, se aprecia como el suelo cede en el plano horizontal debido al desconfinamiento que sufre por el desplazamiento de la pared que lo retenía.

Figura No 5.12: Estado activo en suelos granulares

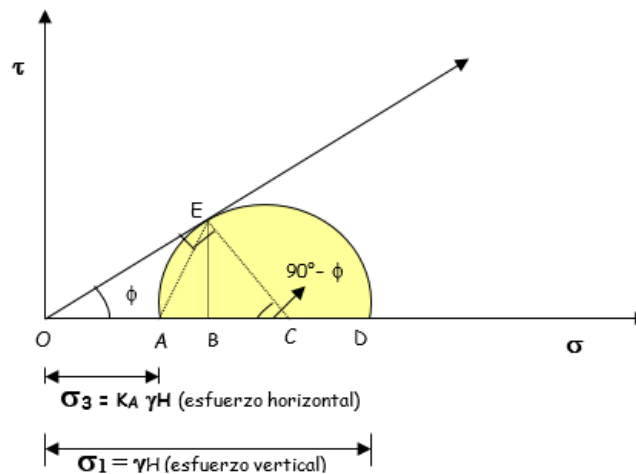


Fuente: L. Mendoza (2016), "Presiones laterales de tierra y empuje, curso de Cimentaciones T.E.

Cálculo del Coeficiente del Empuje Activo K_a

La figura No 5.13 muestra el círculo de ruptura del suelo en el estado plástico activo de suelos friccionantes. Partiendo de esta se tiene que:

Figura No 5.13: Estado de equilibrio plástico activo



Fuente: L. Mendoza (2016), "Presiones laterales de tierra y empuje, curso de Cimentaciones T.E.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Sustituyendo en la ecuación de K_a , con sus equivalentes se tiene:

$$K_a = \frac{\overline{OC} - \overline{CE}}{\overline{OC} + \overline{CE}} \text{ si se divide esta ecuación entre } \overline{OC}, \text{ se tiene:}$$

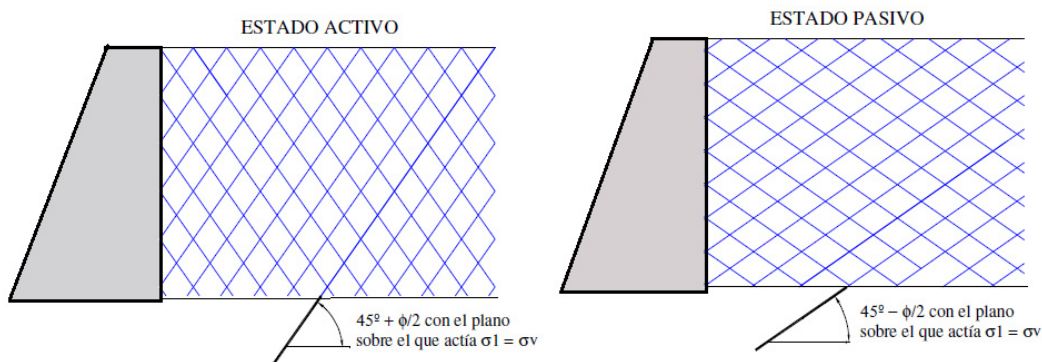
$$K_a = \frac{\frac{\overline{OC}}{\overline{OC}} - \frac{\overline{CE}}{\overline{OC}}}{\frac{\overline{OC}}{\overline{OC}} + \frac{\overline{CE}}{\overline{OC}}} = \frac{1 - \frac{\overline{CE}}{\overline{OC}}}{1 + \frac{\overline{CE}}{\overline{OC}}} \rightarrow \frac{\overline{CE}}{\overline{OC}} = \text{sen}\phi$$

La constante K_a , también se puede transformar en la forma siguiente:

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}\phi}{1 + \text{sen}\phi} = \frac{1 - \cos(90 - \phi)}{1 + \cos(90 - \phi)} = \frac{2\text{sen}^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)}{2\cos^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)} \Rightarrow K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$$

En la figura No 5.14 se indican para el mismo diagrama las inclinaciones para las cuales se producen los estados límites. En el estado activo, la línea de rotura forma un ángulo de $45^\circ + \phi/2$ con la horizontal. En el estado pasivo, las líneas de rotura en toda la masa que se encuentra en estado de equilibrio plástico, forman un ángulo de $45^\circ - \phi/2$ con la horizontal.

Figura No 5.14: Orientación de las líneas de deslizamiento en los estados de Rankine

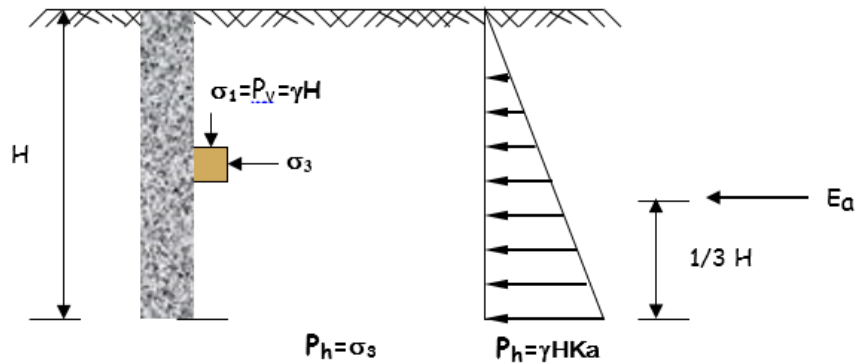


Fuente: A. Leoni & D. Skok, "Empujes de suelos sobre muros rígidos"

Cálculo del Empuje Activo

La figura No 5.15 muestra las condiciones generadas por el empuje activo en un muro rígido.

Figura No 5.15: Punto de aplicación del empuje activo



Fuente: L. Mendoza (2016), "Presiones laterales de tierra y empuje

Para las condiciones de esfuerzos dados en la figura No 5.15 se tiene:

$$P_h = \sigma_3$$

$$P_v = \sigma_1 = \gamma H$$

$$K_a = \frac{\sigma_3}{\sigma_1} \rightarrow \sigma_3 = K_a \gamma H$$

La presión Horizontal sería igual a:

$$P_h = K_a \gamma H$$

Integrando la ecuación anterior se tiene:

$$E_a = \int_0^H P_h = \int_0^H K_a \gamma H dH = K_a \gamma \int_0^H H dH \Rightarrow E_a = \frac{K_a \gamma H^2}{2} \Big|_0^H = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2$$

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{1 - \text{sen} \varphi}{1 + \text{sen} \varphi} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)$$

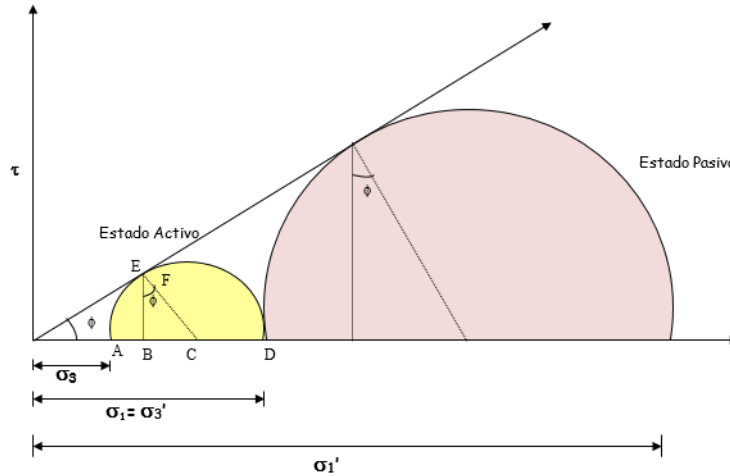
ESTADO PASIVO

Si el muro, se mueve hacia el relleno, las presiones verticales se mantienen constantes, mientras las presiones laterales aumentan progresivamente hasta un máximo, produciéndose el estado de falla por esfuerzo cortante.

A este estado se le llama "Estado de Equilibrio Plástico Pasivo" y se representa gráficamente así, ver figuras No 5.16 y 5.17:

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Figura No 5.16: Equilibrio plástico pasivo

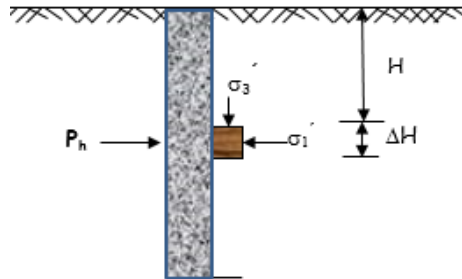


Fuente: L. Mendoza (2016), "Presiones laterales de tierra y empuje, curso de Cimentaciones T.E.

Donde:

$$\sigma_1 = \sigma_3' = \gamma H = P_h$$

Figura No 5.17: Estado pasivo del suelo



Fuente: L. Mendoza (2016), "Presiones laterales de tierra y empuje, curso de Cimentaciones T.E.

Si analizamos la figura No 5.16 se tiene:

$$K_p = \frac{\sigma_1'}{\sigma_3} = \frac{1}{\frac{\sigma_3'}{\sigma_3}} = \frac{1}{K_a} = \frac{1}{\frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}} = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$K_p = \frac{\sigma_1'}{\sigma_3} \Rightarrow \sigma_1' = K_p \sigma_3'$$

Pero:

$$\sigma_1' = P_h = K_p \gamma H = \gamma H = \frac{1}{K_a}$$

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Luego integrando la ecuación anterior se tiene:

$$P_h = \gamma H K_p \Rightarrow E_p = \int_0^H P_h$$

$$E_p = \int_0^H \gamma h dh K_p = K_p \gamma \int_0^H h dh$$

$$E_p = \frac{K_p}{2} \gamma H^2 \Big|_0^H = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p$$

Dónde:

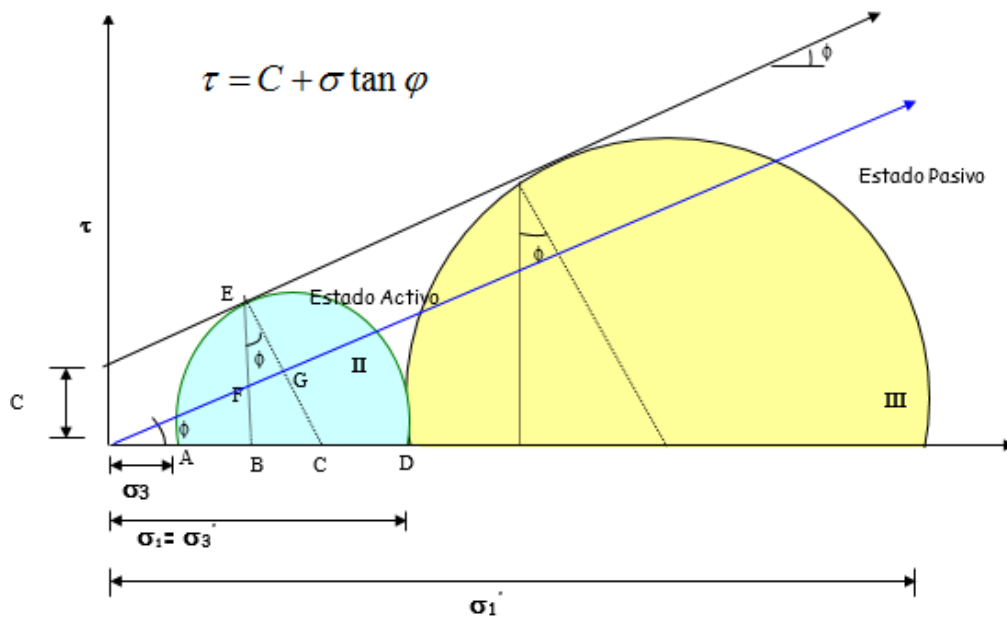
γ = peso volumétrico del suelo
H= altura del relleno

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{1 + \operatorname{sen} \varphi}{1 - \operatorname{sen} \varphi} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$$

Determinación de los coeficientes de movilización para los estados plásticos activos y pasivos, así como las ecuaciones de empujes para suelos cohesivo-friccionante ($\varphi \neq 0$ y $C \neq 0$).

En la figura No 5.17 se muestra los estados plásticos activos y pasivos y la relación de los esfuerzos principales entre ambos casos.

Figura No 5.17: Estado de Equilibrio Plástico Activo y Pasivo



Fuente: L. Mendoza (2016), "Presiones laterales de tierra y empuje"

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

La relación entre σ_3 y σ_1 para el estado plástico activo se puede determinar con la deducción siguiente:

$$\overline{CE} = \overline{CG} + \overline{GE} \Rightarrow \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \overline{OC} \operatorname{sen} \phi + \overline{EF} \cos \phi$$

Pero se tiene también que:

$$\overline{EF} = C \Rightarrow \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \overline{OC} \operatorname{sen} \phi + C \cos \phi; \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \operatorname{sen} \phi + C \cos \phi \Rightarrow \overline{OC} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$$

$$\sigma_1 - \sigma_3 = (\sigma_1 + \sigma_3) \operatorname{sen} \phi + 2C \cos \phi \Rightarrow \sigma_1 - \sigma_3 = \sigma_1 \operatorname{sen} \phi + \sigma_3 \operatorname{sen} \phi + 2C \cos \phi$$

$$(\sigma_1 - \sigma_1 \operatorname{sen} \phi) = (\sigma_3 + \sigma_3 \operatorname{sen} \phi) + 2C \cos \phi \Rightarrow \sigma_1 (1 - \operatorname{sen} \phi) = \sigma_3 (1 + \operatorname{sen} \phi) + 2C \cos \phi$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 \left(\frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} \right) + \frac{2C \cos \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi}, \text{ pero se tiene que } \sigma_1 = \gamma H; \text{ y } \sigma_3 = \text{Presión horizontal}$$

Por identidad trigonométrica se tiene que:

$$\frac{\cos \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} = \frac{\sqrt{(1 - \operatorname{sen}^2 \phi)}}{(1 - \operatorname{sen} \phi)^2} = \frac{\sqrt{(1 + \operatorname{sen} \phi)(1 - \operatorname{sen} \phi)}}{(1 - \operatorname{sen} \phi)(1 - \operatorname{sen} \phi)} = \frac{\sqrt{(1 + \operatorname{sen} \phi)}}{(1 - \operatorname{sen} \phi)} = \sqrt{\frac{1}{(1 - \operatorname{sen} \phi)(1 + \operatorname{sen} \phi)}} = \sqrt{\frac{1}{\operatorname{Ka}}}$$

Pero se tiene que $\sigma_1 = \gamma H$ y $\sigma_3 =$ Presión horizontal

$$\sigma_1 = \sigma_3 \left(\frac{1}{\operatorname{Ka}} \right) + 2C \left(\frac{1}{\sqrt{\operatorname{Ka}}} \right)$$

$$\gamma H = PH \frac{1}{\operatorname{Ka}} + \frac{2C}{\sqrt{\operatorname{Ka}}} \Rightarrow \frac{PH}{\operatorname{Ka}} = \gamma H - \frac{2C}{\sqrt{\operatorname{Ka}}} \Rightarrow \frac{PH}{\operatorname{Ka}} = \gamma H - \frac{2C}{\sqrt{\operatorname{Ka}}}$$

$$PH = \gamma H \operatorname{Ka} - 2C \frac{\operatorname{Ka}}{\sqrt{\operatorname{Ka}}} = \gamma H \operatorname{Ka} - 2C \sqrt{\operatorname{Ka}}$$

El empuje activo sería:

$$Ea = \int_0^H \gamma H \operatorname{Ka} - 2C \sqrt{\operatorname{Ka}} \, dh \Rightarrow Ea = \frac{1}{2} \gamma H^2 - 2C \sqrt{\operatorname{Ka}} H \Big|_0^H$$

$$Ea = \frac{1}{2} \gamma H^2 \operatorname{Ka} - 2CH \sqrt{\operatorname{Ka}}$$

La distribución teórica de presiones está representada por la figura No 5.18, en donde, H_c , representa la profundidad hasta donde se extienden las grietas por tensión del relleno, ya que este no resiste tensiones.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

La fórmula del empuje nos proporciona la altura crítica para que un suelo con cohesión y fricción se mantenga en equilibrio por sí solo, para lo que se asume que el empuje activo es cero:

$$Ea = \frac{1}{2} \gamma H^2 Ka - 2CH\sqrt{Ka}$$

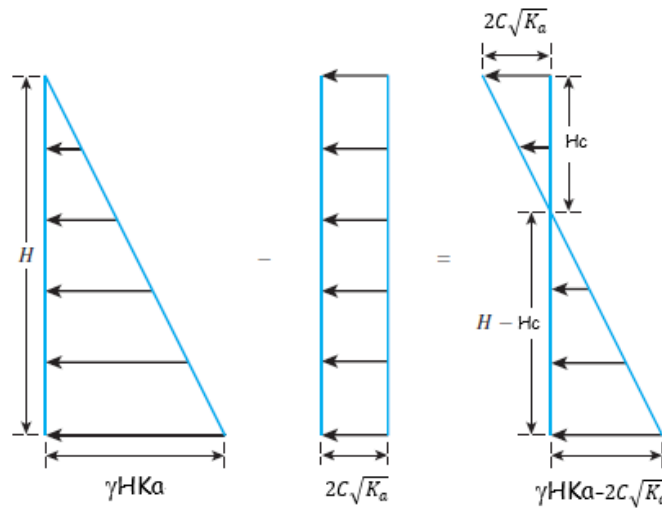
$$\text{Si } Ea = 0 = \frac{1}{2} \gamma H^2 Ka - 2CH\sqrt{Ka} .$$

$$H_{cr} = \frac{4C\sqrt{Ka}}{\gamma Ka} = \frac{4C}{\gamma\sqrt{Ka}}$$

Al utilizar la ecuación anterior se obtienen valores un poco altos de la altura estable real y en caso de ser usada en la práctica deberá ser afectada por un factor de seguridad de 2, como mínimo, por lo que se resulta:

$$H_c = \frac{2C}{\gamma\sqrt{Ka}}$$

Figura No 5.18: Diagrama de presiones para suelos cohesivos-friccionantes



Fuente: Fuente: Braja M. Das, Principles of Geotechnical Engineering, Capítulo No 13

Estado Plástico Pasivo:

En el estado plástico pasivo los esfuerzos principales se invierten. Así se tiene:

$$\sigma_1 = \sigma'_3 = \gamma H$$

$$\sigma_1 = P_h$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 \left(\frac{1}{Ka} \right) + 2C \frac{1}{\sqrt{Ka}}$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 \left(\frac{1 + \text{sen}\phi}{1 - \text{sen}\phi} \right) + 2C \frac{1}{\sqrt{K_a}}$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 \left(\frac{1}{1 - \text{sen}\phi} \right) + 2C \frac{1}{\sqrt{K_a}}$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 \left(\frac{1}{1 + \text{sen}\phi} \right) + 2C \frac{1}{\sqrt{K_a}}$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 \left(\frac{1}{K_a} \right) + 2C \frac{1}{\sqrt{K_a}} = Ph = \gamma H \frac{1}{K_a} + 2C \frac{1}{\sqrt{K_a}}$$

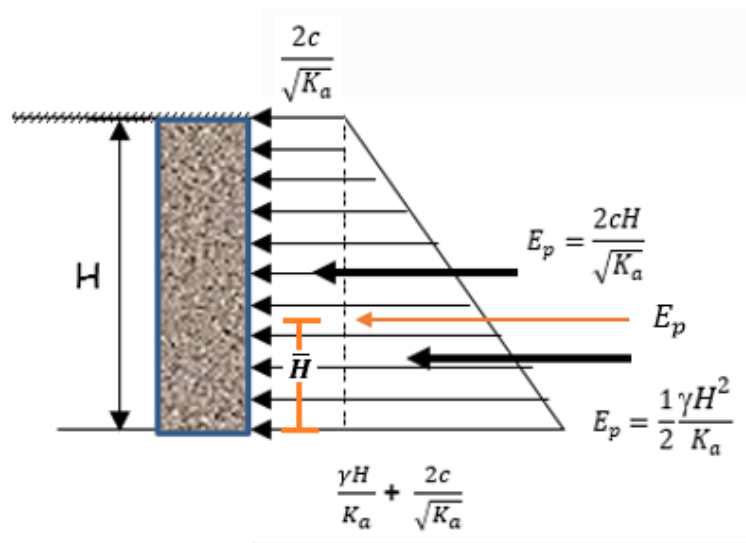
El Empuje Pasivo está dado por:

$$E_p = \int_0^H \gamma h \frac{1}{K_a} + 2C \frac{1}{\sqrt{K_a}} dh = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{1}{K_a} + 2C \frac{H}{\sqrt{K_a}} \Big|_0^H$$

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{1}{K_a} + 2C \frac{H}{\sqrt{K_a}}$$

Las presiones estarían representadas así ver figura No 5.19:

Figura No 5.19: Diagrama de presiones suelo cohesivo-friccionante



Fuente: L. Mendoza (2016), "Presiones laterales de tierra y empuje"

Ubicación del Empuje (\bar{H})

Haciendo momento de áreas con respecto al fondo del muro, tomando los empujes resultantes (figura No 5.19) y multiplicando dichos empujes por la cota de ubicación desde la base del muro a los respectivos centroides de los diagramas.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

$$E_p(\bar{H}) = \left(\frac{2cH}{\sqrt{K_a}}\right)\left(\frac{H}{2}\right) + \left(\frac{1}{2} \frac{\gamma H^2}{K_a}\right)\left(\frac{H}{3}\right)$$

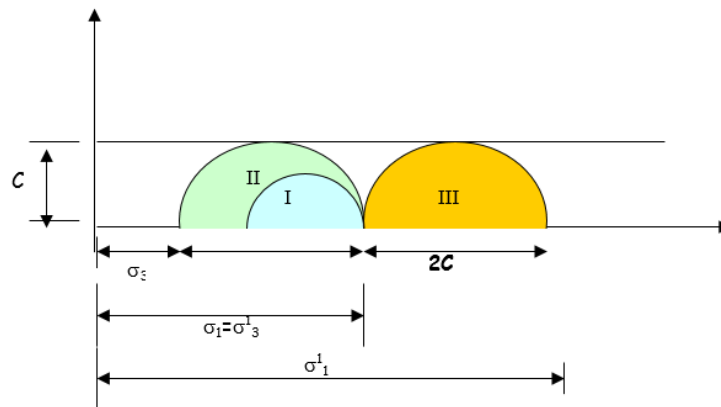
$$\bar{H} = \frac{\left(\frac{2cH}{\sqrt{K_a}}\right)\left(\frac{H}{2}\right) + \left(\frac{1}{2} \frac{\gamma H^2}{K_a}\right)\left(\frac{H}{3}\right)}{E_p}$$

De la misma manera para el empuje activo.

Determinación del coeficiente de movilización de suelos en estado pasivo y activo para suelos puramente cohesivos.

En la figura No 5.20 se muestra los estados plásticos activos y pasivos y la relación de los esfuerzos principales entre ambos casos, para suelos puramente cohesivos.

Figura No 5.20: Estados de Equilibrio plástico activo y pasivo para suelos cohesivos



Fuente: L. Mendoza (2016), "Presiones laterales de tierra y empuje"

De la figura No 5.20 se pueden deducir las ecuaciones de los empujes activos y pasivos para los suelos cohesivos así:

$$\sigma_3 = Ph, \sigma_1 = \gamma H; Ph = \gamma H - 2C \therefore \sigma_3 = \sigma_1 - 2C \text{ Integrando esta ecuación se tiene:}$$

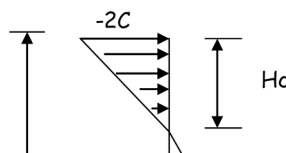
$$Ea = \int_0^H \gamma H - 2C dh \Rightarrow Ea = \frac{\gamma H^2}{2} - 2CH \Big|_0^H \therefore Ea = \frac{\gamma H^2}{2} - 2CH, \text{ para encontrar la}$$

profundidad de la excavación para la cual no necesita entibados, se procede así:

$$Ea = \frac{\gamma H^2}{2} - 2CH \Rightarrow Hc = \frac{4C}{\gamma} \text{ Con factor de seguridad de } 2 \rightarrow Hc = \frac{2C}{\gamma}$$

El correspondiente diagrama de presiones se muestra en la figura No 5.21.

Figura No 5.21: Diagrama de presiones para suelos cohesivos



Para el estado pasivo:

De figura No 5.20 se tiene que

$$\sigma_1 = \sigma_3 = \gamma H; \quad \sigma_1 = \sigma_3 \therefore \sigma_1 = Ph \therefore Ph = \gamma H + 2C$$

$$Ep = \int_0^H (\gamma H + 2C) dh = \frac{1}{2} \gamma H^2 + 2CH \Big|_0^H$$

$$Ep = \frac{1}{2} \gamma H^2 + 2CH$$

Limitaciones de la teoría de Rankine

La teoría de Rankine tiene sus limitaciones en su aplicación ya que presenta las hipótesis descritas anteriormente, como lo son:

- La superficie del relleno es horizontal
- La cara interna del muro se considera horizontal
- No hay fricción entre suelo muro
- Se desarrolla completamente el estado plástico antes de la falla del suelo.

La teoría de Rankine puede extenderse a rellenos de muros con superficies inclinadas donde la pendiente del relleno no debe ser mayor que ϕ en suelos no cohesivos, de acuerdo a lo anterior el empuje activo se calcula de acuerdo a la teoría de Rankine, por la fórmula siguiente:

$$Ea = \frac{\gamma H^2}{2} \left[\cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \right]$$

$$\text{Siendo } K_a = \left[\cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \right]$$

En el caso que $\beta = \phi$ la expresión de E_a se transforma en

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cos \phi$$

El empuje pasivo para el caso de relleno con superficie inclinada es:

$$E_p = \frac{\gamma H^2}{2} \left[\cos \beta \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \right]$$

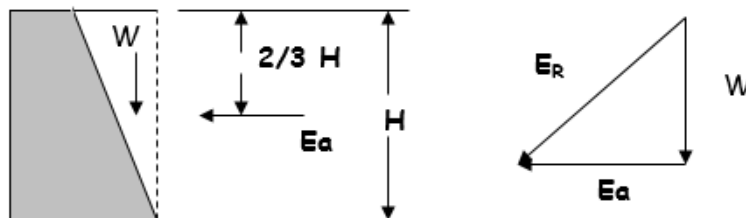
$$\text{Siendo } K_p = \left[\cos \beta \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \right]$$

Cuando el respaldo del muro es inclinado, el empuje se calcula por el procedimiento siguiente:

1. Se calcula el empuje, considerando que este actúa sobre un plano vertical que pasa por la arista posterior de la base del muro, ver figura No 5.22.
2. Se encuentra el peso de la cuña limitada por el respaldo y el plano vertical antes establecido.
3. Se suma vectorialmente el empuje obtenido y el peso de la cuña

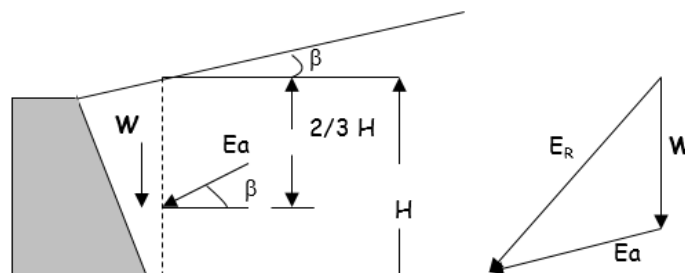
Si el respaldo del muro y la superficie del relleno son inclinados, el empuje resultante se calcula sumando vectorialmente: el empuje activo para un relleno inclinado, más el peso de la cuña limitada por el respaldo del muro y el plano vertical que pasa por el pie del mismo; ver figura No 5.23.

Figura No 5.22: E_a para un muro con respaldo inclinado



Fuente: L. Mendez (2016). "Presiones laterales de tierra y empuje", curso de Simposios T.E.

Figura No 5.23: E_a para un muro con respaldo inclinado y relleno inclinado



Caso particular de la Teoría de Rankine

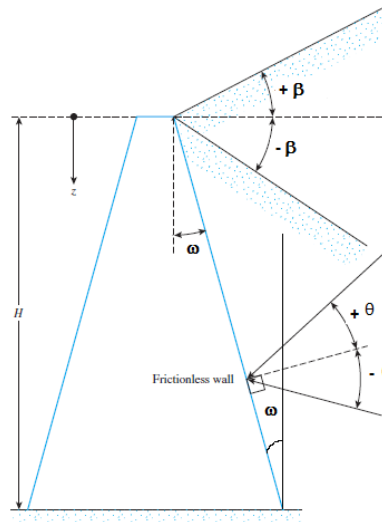
Anteriormente se abordó la teoría de Rankine para empujes activos y pasivos generados sobre un muro con el paramento interno totalmente vertical y relleno sin pendiente (horizontal).

A continuación se muestra el cálculo de los empujes dada las condiciones siguientes:

- Muro con paramento interno inclinado ($\omega \neq 0$).
- Relleno de material granular con pendiente ($\beta \neq 0$).

La figura No 5.24 muestra un muro rígido cuyo paramento interno presenta una inclinación con respecto a la vertical (ω) y el relleno de suelo tiene inclinación (β).

Figura No 5.24: Caso especial de la teoría de Rankine



Fuente: Braja M. Das, Principles of Geotechnical Engineering, Capítulo No 13

Empuje A

Para el cálculo del empuje activo se tiene la siguiente ecuación, en donde se tiene la constante $K_{a(R)}$ modificada, ya que se ve afectada por la inclinación del relleno.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{a(R)}$$

Donde:

$$K_{a(R)} = \frac{\cos(\beta - \omega) \sqrt{1 + \operatorname{sen}^2 \phi - 2 \operatorname{sen} \phi \cos \psi_a}}{\cos^2 \omega (\cos \beta + \sqrt{\operatorname{sen}^2 \phi - \operatorname{sen}^2 \beta})}$$

$$\psi_a = \operatorname{sen}^{-1} \left(\frac{\operatorname{sen} \beta}{\operatorname{sen} \phi} \right) - \beta + 2\omega$$

El empuje tendrá una inclinación correspondiente a un ángulo θ , medido a partir de una línea perpendicular al paramento del muro (ver figura No 5.25), el cual está dado por:

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{\operatorname{sen} \phi \operatorname{sen} \psi_a}{1 - \operatorname{sen} \phi \cos \psi_a} \right)$$

La localización y dirección del empuje resultante se muestra en la figura No 5.25, también se muestra la cuña de falla (línea BC), la cual estará inclinada un ángulo η , el cual está dado por:

$$\eta = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} + \frac{\beta}{2} - \frac{1}{2} \operatorname{sen}^{-1} \left(\frac{\operatorname{sen} \beta}{\operatorname{sen} \phi} \right)$$

Empuje Pasivo

Para el cálculo del empuje pasivo se tiene la siguiente ecuación, en donde se tiene la constante $K_{p(R)}$ modificada, ya que se ve afectada por la inclinación del relleno

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{p(R)}$$

Donde:

$$K_{p(R)} = \frac{\cos(\beta - \omega) \sqrt{1 + \operatorname{sen}^2 \phi - 2 \operatorname{sen} \phi \cos \psi_a}}{\cos^2 \omega (\cos \beta - \sqrt{\operatorname{sen}^2 \phi - \operatorname{sen}^2 \beta})}$$

$$\psi_p = \operatorname{sen}^{-1} \left(\frac{\operatorname{sen} \beta}{\operatorname{sen} \phi} \right) + \beta - 2\omega$$

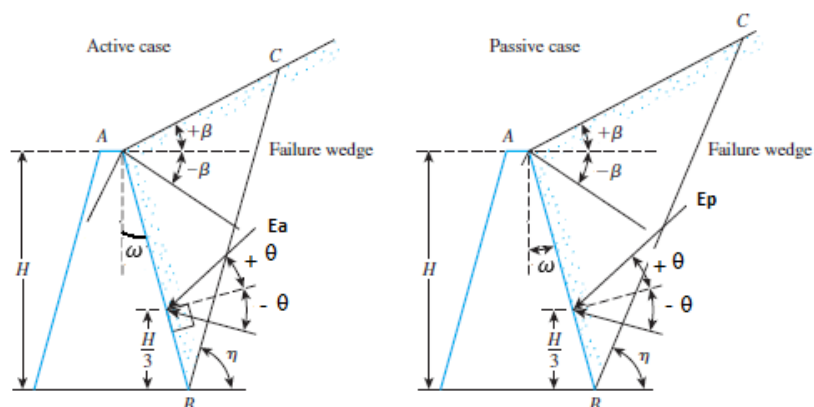
El empuje tendrá una inclinación correspondiente a un ángulo θ , medido a partir de una línea perpendicular al paramento del muro (ver figura No 5.25), el cual está dado por:

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{\operatorname{sen} \phi \operatorname{sen} \psi_p}{1 + \operatorname{sen} \phi \cos \psi_p} \right)$$

La localización y dirección del empuje resultante se muestra en la figura No 5.25, también se muestra la cuña de falla (línea BC), la cual estará inclinada un ángulo η , el cual está dado por:

$$\eta = \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} + \frac{\beta}{2} + \frac{1}{2} \operatorname{sen}^{-1} \left(\frac{\operatorname{sen} \beta}{\operatorname{sen} \phi} \right)$$

Figura No 5.25: Localización y dirección del Empuje resultante de Rankine

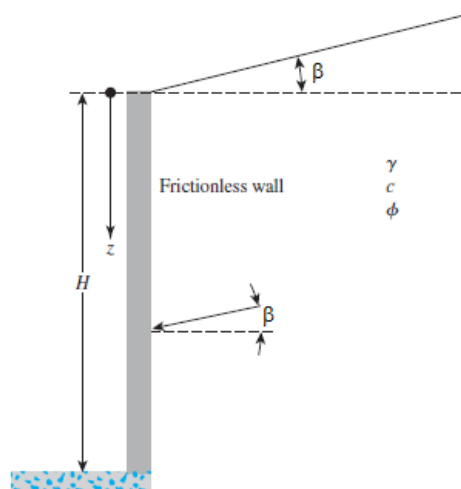


Fuente: Braja M. Das, Principles of Geotechnical Engineering, Capítulo 13

Relleno Inclinado

En la Figura No 5.26 se muestra la posición del Empuje activo para el caso en el que el relleno tiene pendiente β con la horizontal. El empuje se posiciona siempre a $H/3$ con la diferencia que el empuje se inclina en la misma medida que el rellano, es decir, en un ángulo β .

Figura No 5.26: Empuje en muro con relleno inclinado



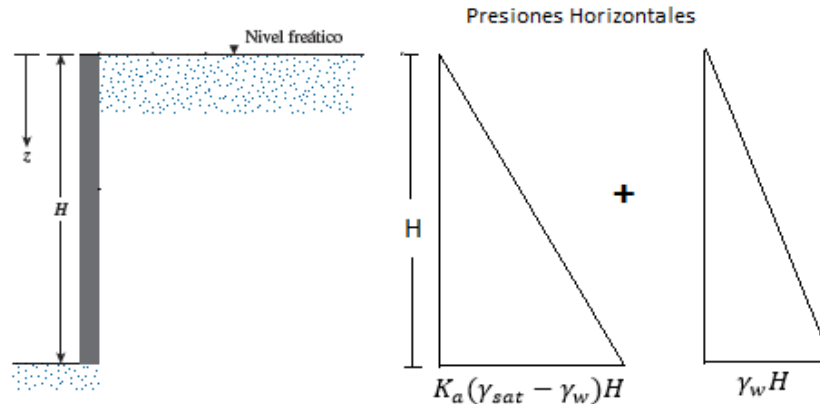
Fuente: Braja M. Das, Principles of Geotechnical Engineering, Capítulo 13, séptima edición

5.3.2 Cálculo de empujes debido al agua.

Otro caso de interés práctico es aquel que se tiene cuando parte del relleno horizontal soportado el muro se encuentra sumergido. Si H es la altura total del muro y H_1 , es la altura de suelo no

sumergido, medida a partir de la corona (ver figura No 5.27), en este caso, sobre el muro y bajo el nivel freático se ejercerá la presión hidrostática.

Figura No 5.27: Presiones activas de un relleno arenoso parcialmente sumergido



Fuente: L. Mendoza (2016), "Presiones laterales de tierra y empuje, curso de Cimentaciones T.E.

Presión horizontal ejercida sobre el muro se muestra en el diagrama de la figura No 5.27:

$$P_h = K_a(\gamma_{sat} - \gamma_w)H + \gamma_w H$$

Por consiguiente, el empuje total activo se obtiene calculando las áreas del diagrama de presiones:

$$E_a = \frac{1}{2} K_a(\gamma_{sat} - \gamma_w)H^2 + \frac{1}{2} \gamma_w H^2$$

5.3.3 Cálculo de empujes debido a sobrecargas

Ensayos realizados por Spangler (1938) y otros autores indicaron que los empujes laterales en la superficie de muros rígidos pueden ser calculados para diversos tipos de sobrecargas, mediante la modificación de las ecuaciones de la teoría de la elasticidad.

Efectos de las sobrecargas

Toda sobrecarga, accidental o permanente, aplicada sobre el relleno contiguo a un muro de retención, incrementa el empuje lateral sobre el muro.

Cargas accidentales: son aquellas que pueden aparecer en un momento dado, causando la aplicación de fuerzas y esfuerzos en las estructuras, como lo son: el viento, los sismos, lluvia, entre otros.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Cargas permanentes: incluyen el peso propio del relleno y las cargas impuestas, es decir, cargas generadas por alguna estructura ubicada sobre el relleno.

Las cargas permanentes que se pueden presentar con mayor frecuencia son los siguientes:

- Carga uniformemente distribuida por unidad de superficie.
- Carga uniformemente distribuida por unidad de longitud (lineales).
- Carga concentrada o puntual.

Carga uniformemente distribuida por unidad de superficie

Considérese una pared vertical de altura H , como la mostrada en la figura No 5.28, la que sostiene una masa de suelo de peso volumétrico γ y carga uniformemente distribuida q /unidad de área, que es aplicada en la superficie del muro. La ley de resistencia del muro es $\tau = c + \sigma \tan \phi$.

A una profundidad H desde la superficie, el incremento del esfuerzo vertical es:

$$\sigma_1 = q + \gamma H, \text{ se tiene:}$$

$$Ph = \sigma_3 = \sigma_3 + \Delta\sigma_3$$

$$Ka = \frac{\sigma_3}{\sigma_1} = \frac{\sigma_3 + \Delta\sigma_3}{\sigma_1 + q}$$

$$\sigma_3 = Ka\sigma_1, \text{ entonces:}$$

$$\Delta\sigma_3 = Kaq \Rightarrow \Delta Ph = \Delta\sigma_3 = Kaq$$

De la misma forma se puede encontrar el incremento de presión lateral para el caso pasivo:

$$\Delta Ph = \Delta\sigma_1 = Kpq$$

De acuerdo a lo anterior se puede decir, que para encontrar el incremento de la presión lateral, que ocasiona una carga uniformemente distribuida, basta multiplicar el coeficiente Ka o Kp por la carga q .

El empuje activo se encuentra de la solución de la siguiente integral:

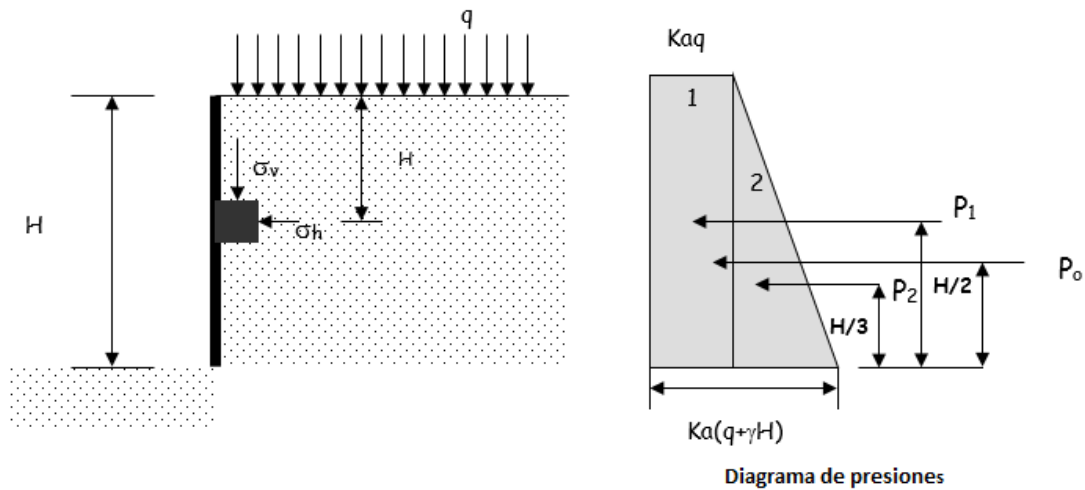
CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

$$Ea = \int_0^H P dh = \int_0^H Ka(\gamma h + q)dh \Rightarrow Ea = \frac{1}{2}Ka\gamma H^2 + KaqH$$

De igual manera el Empuje Pasivo:

$$Ep = \frac{1}{2}Kp\gamma H^2 + KpqH$$

Figura No 5.28: Efecto de una carga uniformemente distribuida



Fuente: L. Mendoza (2016), "Presiones laterales de tierra y empuje", Curso de Cimentaciones T.E.

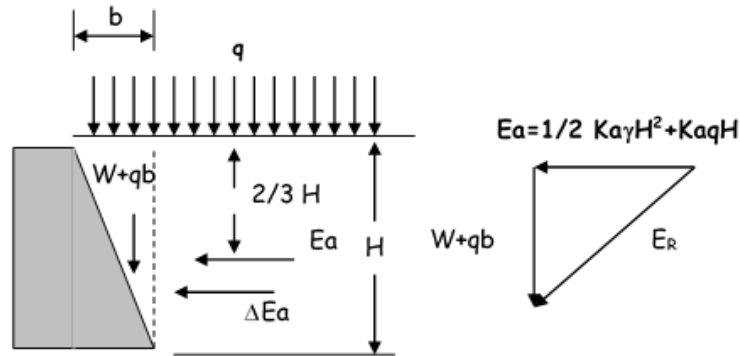
El punto de aplicación del empuje, sería el centroide del diagrama de presiones, haciendo momento de áreas.

Estas expresiones son válidas únicamente para rellenos con superficie horizontal y muros con respaldo vertical.

Cuando el respaldo del muro es inclinado, es necesario considerar la fuerza $W + qb$ actuando verticalmente, la cual se suma vectorialmente a la presión del empuje activo con sobrecarga uniforme. En la figura No 5.29, el W es el peso de la cuña limitada por el respaldo del muro, la superficie del relleno y el plano vertical que pasa por el punto A.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Figura No 5.29: Carga distribuida cuando el paramento interno del muro es inclinado



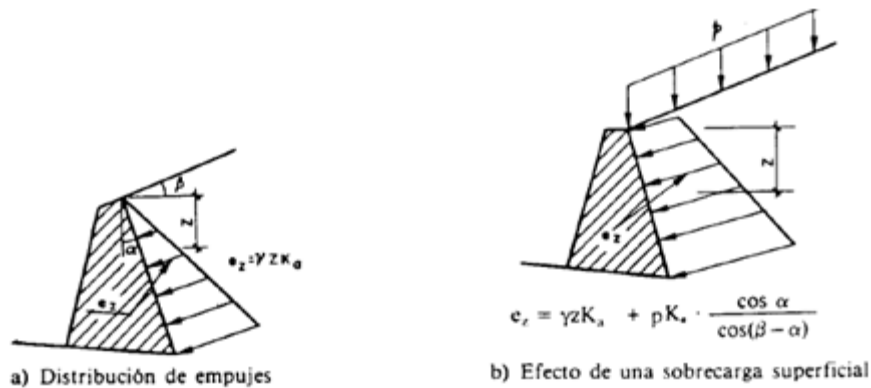
Fuente: L. Mendoza (2016), "Presiones laterales de tierra y empuje, curso de Cimentaciones T.E.

Si sobre la coronación del terreno con pendiente, situado en el trasdós del muro con paramento inclinado, actúa una sobrecarga uniformemente distribuida, P, como se muestra en la Figura No 5.30, la ecuación para el cálculo del empuje sería:

$$P_a = K_a \gamma H + K_a P \frac{\cos \alpha}{\cos(\beta - \alpha)}$$

Significa que al empuje con variación lineal del propio terreno (figura No 5.30 a) habría que añadir un empuje de valor constante, que es función de la propia sobrecarga, de la geometría y del coeficiente de empuje activo, ver figura No 5.30 b).

Figura No 5.30: Efecto de sobrecarga distribuida sobre un muro



Fuente: L. Mendoza (2016), "Presiones laterales de tierra y empuje, curso de Cimentaciones T.E.

Método de la Altura Equivalente

Otra forma de calcular el empuje resultante de la aplicación de una carga uniformemente distribuida es transformarla en un colchón de suelo equivalente. Si P es la carga uniforme y γ el peso específico del suelo, la altura de la masa de suelo equivalente será:

$$h_e = \frac{P}{\gamma}$$

El diagrama de presiones será en este caso trapezoidal y si el muro tiene altura H, empuje total resultaría de:

$$E = \left(\frac{1}{2} \gamma (h_e + H)^2 \right) K_a$$

Carga concentrada o puntual

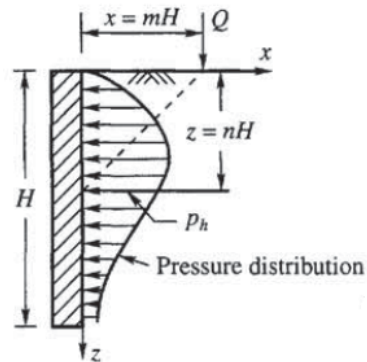
En la figura No 5.31 se muestra una carga puntual actuando en la superficie del relleno de un muro rígido.

Gerber Spagler y Feld propusieron una ecuación determinada empíricamente para el cálculo del empuje generado por acción de una carga puntual:

$$E = Q \frac{0.25}{(1 + m^2)^2}$$

El punto de aplicación del empuje se determina trazando una línea desde el punto de aplicación de la carga y que forme 40° con la horizontal hasta que corte al trasdós del muro. Si el corte se produce en el trasdós por debajo de la base del muro, el efecto de la carga Q se desprecia.

Figura No 5.31: Efecto de Carga puntual sobre muro

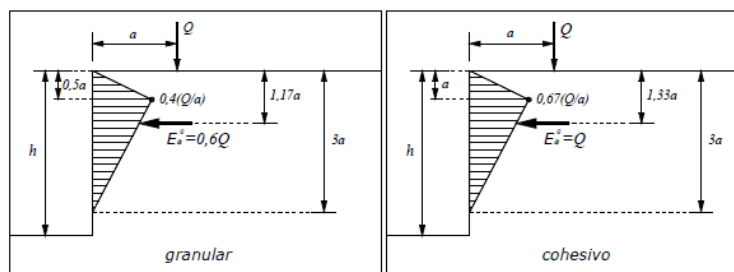


Fuente: <http://www.cingcivil.com/Comunidad/index.php?topic=6410.0>

Carga uniformemente distribuida por unidad de longitud

La cimentación de una pared de bloque de concreto o una red de tuberías, pueden ser consideradas como una serie de cargas lineales, como se muestra en la figura No 5.32.

Figura No 5.32: Efecto de carga lineal sobre muro



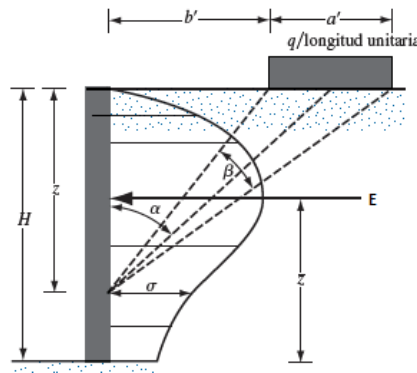
Fuente: <http://www.cingcivil.com/Comunidad/index.php?topic=6410.0>

Carga de franja distribuida por unidad de longitud

En la figura No 5.33 se muestra una carga de franja con una intensidad de $q/\text{área unitaria}$ ubicada a una distancia b' de un muro de altura H . Con base en la teoría de la elasticidad, el esfuerzo horizontal, σ , a cualquier profundidad z sobre una estructura de retención es:

$$\sigma = \frac{q}{\pi} (\beta - \text{sen}\beta \cos 2\alpha)$$

Figura No 5.33: Empuje generado por carga de franja distribuida



Fuente: Braja M. Das, Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones, Capítulo 7, pág. 348, séptima edición

(Los ángulos a' y b' se definen en la figura No 5.33)

Sin embargo, en el caso de suelos, el lado derecho de la ecuación anterior, se duplica para tomar en cuenta la cedencia de la masa de suelo:

$$\sigma = \frac{2q}{\pi} (\beta - \text{sen}\beta \cos 2\alpha)$$

El empuje total por longitud unitaria (E) debido a solo a una carga de franja (Jarquio, 1981) se puede expresar como:

$$E = \frac{q}{90} [H(\theta_2 - \theta_1)]$$

Donde:

$$\theta_1 = \tan^{-1} \left(\frac{b'}{H} \right) \text{ (grados)}$$

$$\theta_2 = \tan^{-1} \left(\frac{a' + b'}{H} \right) \text{ (grados)}$$

La ubicación \bar{z} (consulte la figura No 5.33) del empuje resultante E , se puede obtener con:

$$\bar{z} = H - \left[\frac{H^2(\theta_2 - \theta_1) + (R - Q) - 57.3a'H}{2H(\theta_2 - \theta_1)} \right]$$

Dónde:

$$R = (a' - b')^2(90 - \theta_2)$$

$$Q = b'^2(90 - \theta_1)$$

5.3.4 Teoría de Coulomb

La teoría de Coulomb, es completamente diferente a la de Rankine en cuanto a su enfoque. Coulomb introduce una simplificación importante para calcular el empuje: supone que la superficie de rotura se produce en el suelo, no a través de líneas sino de planos. La falla se produciría entonces a través de un plano potencial de rotura, lo cual no es cierto de acuerdo a lo ya explicado, pero permite calcular con rapidez el empuje. Por lo tanto, la teoría de Coulomb permite calcular problemas en los cuales el paramento no es vertical, y la superficie de relleno tiene cualquier forma. Introduce la superficie de rotura plana, y estudia el problema como el equilibrio de una cuña del suelo que falla, limitada de un lado por el paramento, y del otro por una superficie plana.

La resolución es por tanteos, buscando cual de todas las superficies planas posibles conduce por ejemplo el empuje activo máximo que constituye el valor más desfavorable.

Charles A. Coulomb fundamentó su teoría para el cálculo del empuje del suelo sobre un muro, en las siguientes hipótesis:

1. El suelo es incompresible.
2. La falla ocurre a lo largo de superficies planas de deslizamiento.
3. La deformación del suelo antes de la falla es despreciable.
4. La cuña deslizante se comporta como un elemento rígido.
5. La ley de resistencia está dada por: $\tau = C + \sigma \tan \phi$.

Teoría de Coulomb para suelos friccionantes:

Según esta teoría el empuje del suelo sobre un muro se debe al deslizamiento, de una cuña de falla, la cual está limitada por:

- a) La superficie del relleno
- b) El respaldo del muro
- c) La superficie de falla desarrollada en el interior del relleno.

El procedimiento dado por Coulomb para el análisis del empuje es un método de tanteos en el que se suponen diferentes cuñas de deslizamiento. Los pasos a seguir para calcular el empuje activo son:

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

1. Considerar una cuña de suelo sujeta a tres fuerzas: W (peso propio de la cuña) conocida en magnitud y dirección; F (fuerza de fricción entre suelo y suelo) conocida en dirección y E (empuje de la cuña sobre el muro), cuya dirección es conocida no así su magnitud, la cual se calculará por las condiciones de equilibrio estático. (Ver figura No 5.34)
2. Se considera otra cuña, variando el plano de falla, encontrándose el valor de E para este caso, según lo explicado anteriormente.
3. Después de analizar varias cuñas de falla, se grafican los valores de E y α para obtener una curva de empujes, cuyo punto máximo corresponde al plano de falla crítico y el valor de E es igual, pero opuesto en dirección al empuje activo, (ver figura No 5.34).

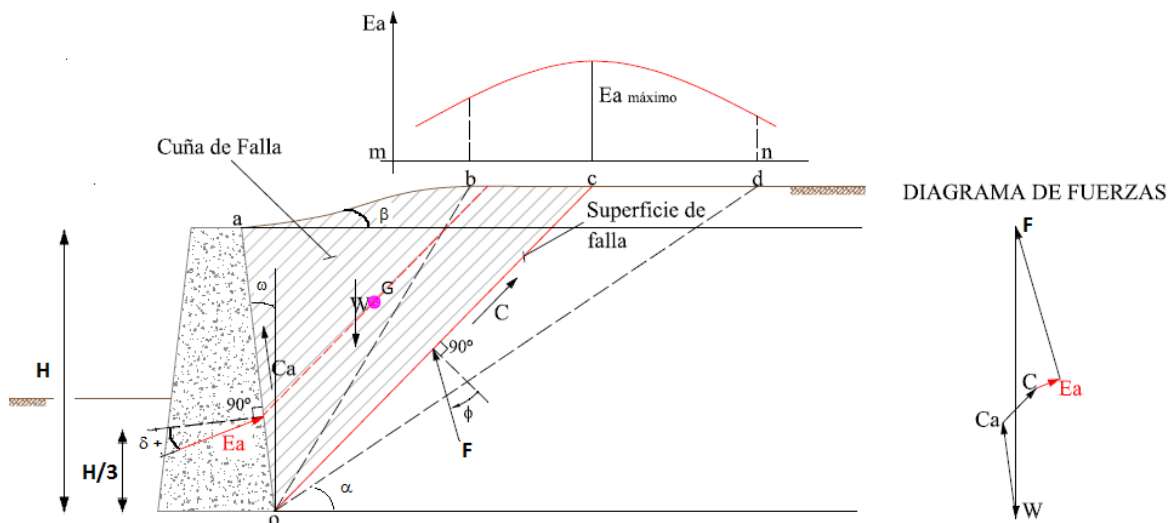
Para la determinación de la cuña de análisis debe tomarse en cuenta:

Que sí el plano de falla coincide con el respaldo del muro, el empuje correspondiente es nulo, y sí el plano de falla se escoge formando un ángulo ϕ , con la horizontal, el empuje también es nulo; por lo tanto se escogerán superficies de falla entre el respaldo del muro y una superficie que forme un ángulo ϕ con la horizontal.

Análisis de la Cuña Deslizante:

En el análisis de una cuña deslizante figura No 5.34 intervienen los siguientes elementos:

Figura No 5.34: Análisis de la Cuña de suelo, Empuje Activo



Fuente: A. Leoni & D. Skok, "Empujes de suelos sobre muros rígidos"

Dónde:

W = Peso propio de la cuña supuesta

γ = peso volumétrico del suelo de relleno

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

E= empuje del suelo debido a la cuña
 F= fuerza resultante de los esfuerzos tangenciales y normales sobre el plano de falla.
 δ = ángulo de fricción entre el suelo y muro
 ω = ángulo formado por el respaldo del muro y la vertical
 β =ángulo de inclinación de la superficie de relleno
 H= altura del muro
 α = ángulo de inclinación de la superficie de falla supuesta.
 ϕ = ángulo de fricción interna del suelo.

La cuña oac, tiende a deslizar hacia abajo y hacia fuera, por su propio peso, produciéndose por lo tanto, esfuerzos de fricción en el respaldo, como también en el plano o línea de falla. Considerando que los esfuerzos de fricción se desarrollan por completo, la fuerza E resulta inclinada en un ángulo δ respecto a la normal al respaldo y F, un ángulo ϕ respecto a una normal al plano de falla.

Si $\delta = 0$, se tiene el caso de un muro liso.

Si $\delta > \phi$ la falla se presenta entre suelo y suelo en la superficie adyacente al muro, que es como si ocurriese la falla entre muro y suelo, por lo tanto con fines prácticos se toma como valor máximo de δ el ángulo ϕ .

Luego los valores de δ están acotados así: $0 \leq \delta \leq \phi$

Experimentalmente se ha determinado que δ varía entre $\phi/2$ y $2/3 \phi$ para muros de concreto liso y para piedra rugosa es igual a ϕ .

Analizando matemáticamente las hipótesis de Coulomb, se llega a la siguiente ecuación para el cálculo del empuje activo máximo:

Empuje Activo

$$E_a = \frac{1}{2} \frac{\cos^2(\phi - \omega)}{\cos^2 \omega \cos(\delta + \omega) \left[1 + \frac{\sqrt{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \beta)}}{\cos(\delta + \omega) \cos(\omega - \beta)} \right]^2} \gamma H^2$$

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \omega)}{\cos^2 \omega \cos(\delta + \omega) \left[1 + \frac{\sqrt{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \beta)}}{\cos(\delta + \omega) \cos(\omega - \beta)} \right]^2}$$

El Empuje se ubica a H/3 a partir de la base del muro, tal como se muestra en la Figura No 5.34.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Pero de existir una sobrecarga sobre el relleno, el empuje se ubica en el centroide del diagrama de presiones.

Si el muro es de respaldo vertical, $\omega = 0$ y con pendiente, se tiene:

$$Ea = \frac{1}{2} \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \beta)}{\cos \delta \cos \beta}} \right]^2} \gamma H^2$$

Si el relleno es horizontal, $\beta = 0$; y paramento vertical se tiene:

$$Ea = \frac{1}{2} \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin \phi}{\cos \delta}} \right]^2} \gamma H^2$$

Si no hay fricción entre muro y suelo $\delta = 0$; por lo tanto:

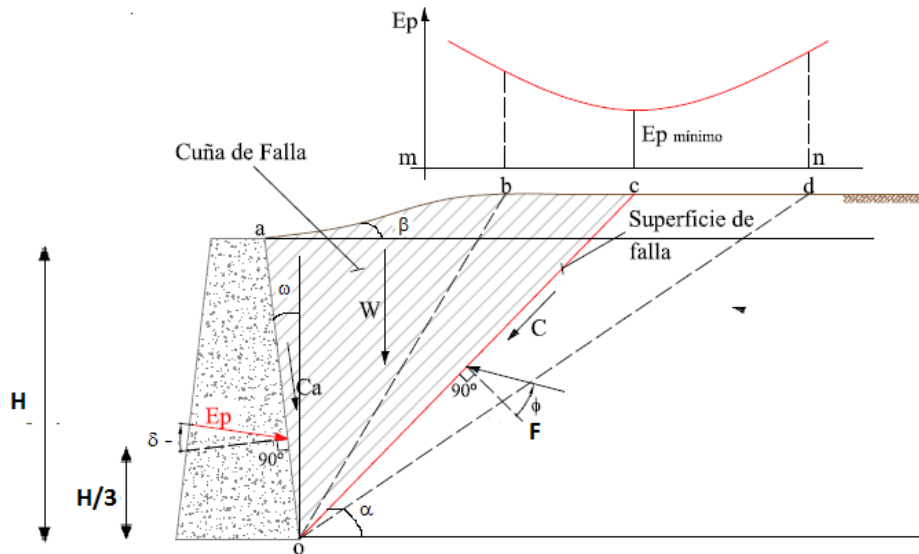
$$Ea = \frac{1}{2} \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \gamma H^2$$

La condición anterior raramente se da en la práctica, ya que siempre se desarrolla fricción entre el muro y el suelo. En el caso activo, el valor positivo de δ y ϕ , significa que debido a la tendencia de la cuña a deslizarse hacia abajo, se origina una fuerza de fricción en la masa de suelo que se opone al deslizamiento de la cuña.

Generalmente se considera que δ y ϕ , son positivos en el estado activo y negativos cuando ocurre el estado pasivo. Si la influencia de estructuras contiguas o sobrecargas accidentales produce en el muro un cambio de estado, consecuentemente cambiarán de signo δ y ϕ , Ver figura No 5.35.

Empuje Pasivo

Figura No 5.35: Empuje Pasivo según la teoría de Coulomb



Fuente: A. Leoni & D. Skok, "Empujes de suelos sobre muros rígidos"

Aunque Coulomb, no consideró el empuje pasivo, su teoría se puede aplicar al estado pasivo, asignándole valores negativos a δ y ϕ , y cambiando el signo del radical del denominador se obtiene:

$$E_p = \frac{1}{2} \frac{\cos^2(\phi + \omega)}{\cos^2 \omega \cos(\omega - \delta) \left[1 - \frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi + \beta)}{\cos(\omega - \delta) \cos(\omega - \beta)} \right]^2} \gamma H^2$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi + \omega)}{\cos^2 \omega \cos(\omega - \delta) \left[1 - \frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi + \beta)}{\cos(\omega - \delta) \cos(\omega - \beta)} \right]^2}$$

La ecuación anterior es aceptable para los casos corrientes de empuje pasivo, en los cuales la componente de la fricción entre el muro y el suelo es hacia abajo, y $\delta < \phi/4$. Cuando el valor de $\delta > \phi/4$ la superficie de deslizamiento se aleja demasiado del plano supuesto en la teoría de Coulomb y esto conduce a errores de importancia, al calcular el empuje pasivo.

Aplicabilidad de las teorías de Rankine o Coulomb

En el caso de muros en voladizo, el uso de la teoría de la presión de tierra de Rankine para las revisiones de estabilidad comprende trazar una línea vertical AB por el punto A , ubicado en el borde del talón de la losa de base en la figura No 5.36 a). La condición activa de Rankine se

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

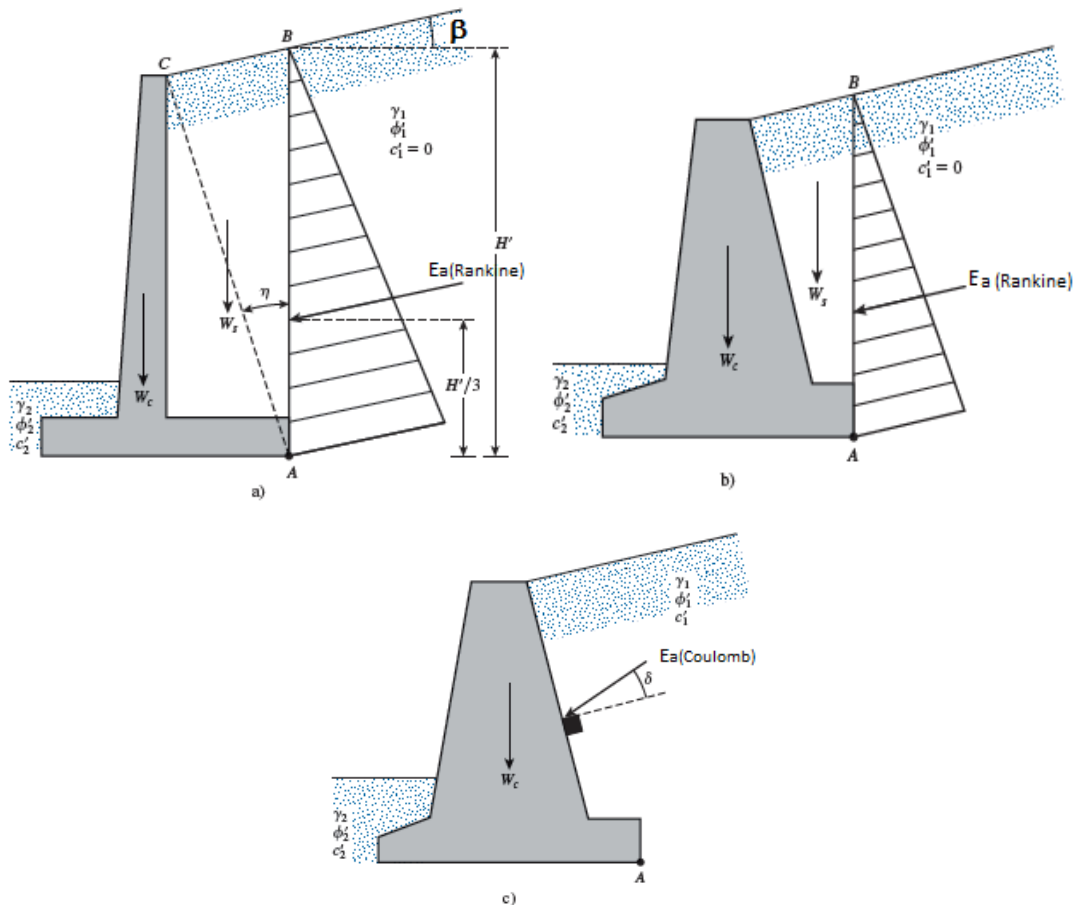
supone que existe a lo largo del plano vertical AB . Luego se pueden utilizar las ecuaciones de la presión de tierra de Rankine para calcular la presión lateral sobre la cara AB del muro.

En el análisis de la estabilidad del muro, se debe tomar en cuenta la fuerza Ea (Rankine), el peso del suelo arriba del talón y el peso Wc del concreto. La suposición para el desarrollo de la presión activa de Rankine a lo largo de la cara AB del suelo es teóricamente correcta si la zona de cortante limitada por la línea AC no es obstruida por el cuerpo del muro. El ángulo, η que forma la línea AC con la vertical es:

$$\eta = \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} + \frac{\beta}{2} - \frac{1}{2} \text{sen}^{-1} \left(\frac{\text{sen}\beta}{\text{sen}\phi} \right)$$

Se puede utilizar un tipo de análisis similar para los muros de gravedad, como se muestra en la figura No 5.36 b). Sin embargo, también se puede emplear la *teoría de la presión activa de tierra de Coulomb*, como se muestra en la figura No 5.36 c). Si se aplica esta teoría, las únicas fuerzas que se consideran son Ea (Coulomb) y el peso del muro, Wc .

Figura No 5.36: Suposición para la determinación del Empuje



Fuente: Braja M. Das, Fundamentos de Ingeniería de cimentaciones, Capítulo 8

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Si se utiliza la teoría de Coulomb, será necesario conocer el intervalo de rugosidad del muro (δ) con varios tipos de material de relleno. Los valores mostrados en la tabla No 5.1 corresponden a intervalos de rugosidad del muro de mampostería o del muro de concreto macizo (simple):

Tabla No 5.1: Valores de rugosidad del Muro

Material de relleno	Intervalo de δ (grados)
Grava	27-30
Arena gruesa	20-28
Arena fina	15-25
Arcilla firme	15-20
Arcilla limosa	12-16

Fuente: Braja M. Das, Fundamentos de Ingeniería de cimentaciones. Capítulo 8

5.3.5 Método gráfico de Cullmann

Cullmann ideó un método expeditivo, para evaluar mediante construcciones gráficas, el método de Coulomb. Este método grafico nos permite calcular el empuje activo de arenas sobre muros paramentos internos rugosos. Por estar basado en los principios de Coulomb, es indispensable conocer el ángulo ϕ del relleno y estimar el ángulo de fricción δ entre suelo y muro.

Procedimiento:

El desarrollo del método grafico se ilustra en la figura No 5.37.

1. Dibújese a escala conveniente una sección tentativa del muro con su relleno
2. Por el punto A de la base del muro trácese la línea ϕ formando un ángulo ϕ con la horizontal; y la línea θ a un ángulo θ con la línea ϕ
3. Escójanse diferentes planos hipotéticos de deslizamiento (Ab_1, Ab_2, Ab_3, \dots Etc)
4. Encuéntrese el peso de cada cuña formada, multiplicando el peso específico γ por el área de la cuña correspondiente.
5. Sobre la línea ϕ serán llevados a partir de A, los distintos pesos obtenidos, a una escala de fuerzas conveniente; obteniéndose así los puntos a_1, a_2, a_3, \dots etc.
6. Por los puntos a_1, a_2, a_3, \dots etc, trácese paralelas a la línea θ hasta cortar en los puntos C_1, C_2, \dots etc. a los respectivos planos de falla supuestos (Ab_1, Ab_2, Ab_3, \dots etc). Los segmentos $a_1C_1, a_2C_2, a_3C_3, \dots$; representan a la escala de fuerzas empleadas, los empujes que producen cada una de las cuñas asumidas.

En la figura No 5.37 el triángulo AC_3a_3 es semejante al polígono de fuerzas ABC. La distancia C_3a_3 es igual al empuje correspondiente a la superficie de deslizamiento Ab_3 .

7. Trácese una línea que contenga los puntos " C " obtenidos, la curva que resulta se le llama línea de empujes o línea de Cullmann

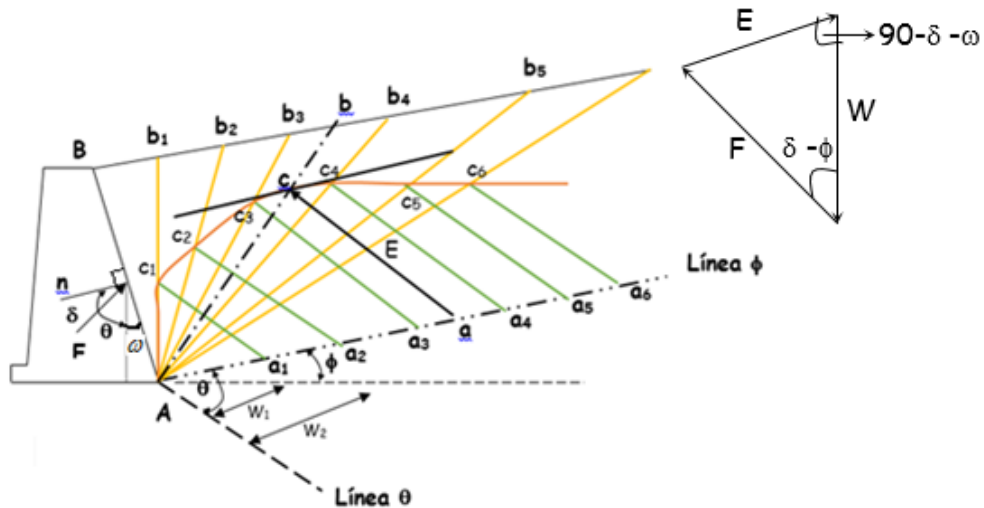
CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

8. Trácese una línea paralela a la línea ϕ y que sea tangente a la línea de Cullmann determinando así el punto de tangencia "c"; el segmento ac representa el empuje E a la escala de fuerzas usada.

La línea Ab, determina el plano de falla correspondiente al máximo empuje.

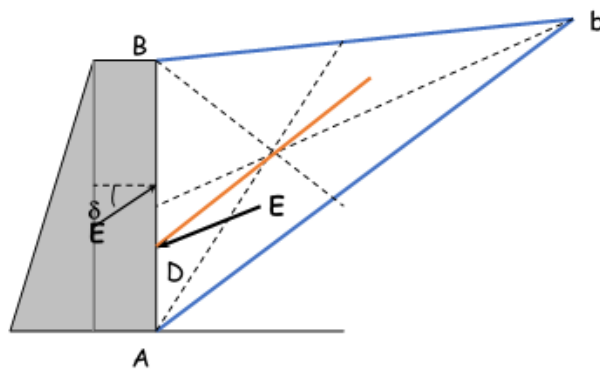
El punto de aplicación del empuje se encuentra siguiendo el método de Terzaghi, trazando por el centro de gravedad de la cuña crítica una paralela al plano de falla Ab, la intersección con el respaldo del muro dará el punto buscado, ver figura No 5.38.

Figura No 5.37: Método gráfico de Cullmann



Fuente: L. Mendoza (2016), "Presiones laterales de tierra y empuje"

Figura No 5.38: Punto de aplicación del Empuje (Terzaghi)



Fuente: L. Mendoza (2016), "Presiones laterales de tierra y empuje"

5.4 Teorías para el cálculo de empujes debido a sismos en la masa de suelo

La excesiva presión lateral dinámica del suelo sobre estructuras de retención, resultante de los movimientos de sismo, han causado grandes daños en el pasado, sobre todo en zonas de alto riesgo sísmico.

Seed y Whitman (1970) indican que algunas de estas fallas pueden ser producidas por muchas causas, entre las cuales mencionan las siguientes:

- a) Incremento de la presión lateral del suelo tras el muro.
- b) Reducción de la presión del agua en el frente del muro (en zonas donde el nivel freático es superficial).
- c) Licuefacción del material de relleno.

Nazarian y Hadjan (1979) realizaron estudios teóricos sobre la presión lateral dinámica de los suelos; en base a las cuales dichas teorías pueden ser divididas en tres grandes categorías:

1. Solución completamente plástica (estática).
2. Soluciones basadas en la Teoría de la onda Elástica.
3. Soluciones basadas en la Teoría Elastoplástica y No lineal.

5.4.1 Teoría de la Presión Lateral de Tierra de Mononobe-Okabe

Basado en la Norma técnica de Cimentaciones Salvadoreña

La teoría de la presión Lateral Dinámica de la Tierra de Mononobe-Okabe, está basada en la solución completamente plástica, ampliamente utilizada por ingenieros encargados del diseño de muros de retención.

Empuje activo

Coulomb 1776, derivó una ecuación para la presión activa de la tierra en un muro de contención, hecho con relleno seco sin cohesión, la cual fue analizada anteriormente. La ecuación para la presión activa del suelo de Coulomb, puede ser modificada tomando en cuenta los coeficientes vertical y horizontal de la aceleración inducida por un terremoto. Esto generalmente es referido al análisis de Mononobe (1929) y Okabe (1926).

La solución Mononobe-Okabe, está basada en las siguientes suposiciones:

- ♦ La falla en el terreno tiene lugar a lo largo del plano BC tal como es el mostrado en la figura No 5.39.
- ♦ El movimiento del muro es suficiente para producir un mínimo de presión activa.
- ♦ La fuerza de corte de un terreno de relleno seco puede ser dada por la ecuación:

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

$$\tau = C + \sigma \tan \phi$$

- ♦ En la falla, toda la fuerza de corte a lo largo del plano de falla (plano BC, figura 5.39) es movilizada.
- ♦ El terreno tras el muro de retención se comportará como un cuerpo rígido.

En la figura No 5.39 se muestran además las fuerzas consideradas en la solución de Mononobe-Okabe. La línea AB es la cara posterior de un muro de retención y ABC es la cuña de terreno que deberá fallar. Las fuerzas en la cuña de falla por unidad de longitud del muro son:

W= Peso de la Cuña

E= Fuerza activa

F= resultante de las fuerzas de corte y normal a lo largo del plano de falla.

KhW y KvW =fuerzas de inercia en las direcciones horizontal y vertical respectivamente.

Dónde:

Kh= Componente horizontal de la aceleración del terremoto

Kv= Componente vertical de aceleración del terremoto.

g = Es la aceleración de la gravedad

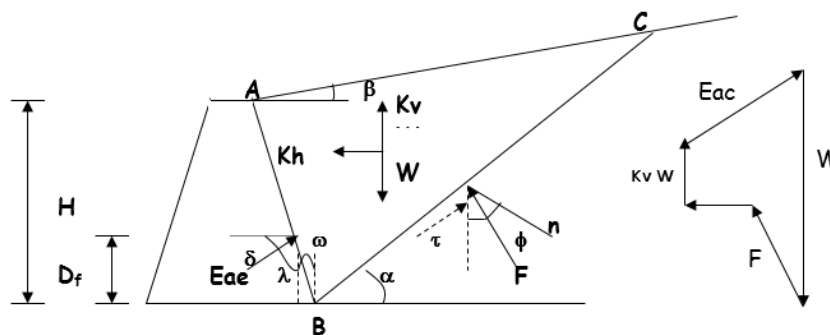
La fuerza activa determinada por el análisis de la cuña descrita anteriormente, puede ser expresada por:

$$E_{ae} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - K_v) K_{ae}$$

Donde K_{ae} , es el coeficiente de la presión activa del suelo con efecto de terremoto:

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \omega)}{\cos \theta \cos^2 \omega \cos(\delta + \omega + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \theta - \beta)}{\cos(\delta + \omega + \theta) \cos(\beta - \omega)}} \right]^2}$$

Figura No 5.39: Derivación de la ecuación de Mononobe-Okabe



Fuente: L. Mendoza (2016), "Presiones laterales de tierra y empuje" Curso de cimentaciones T.E

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

$$\theta = \tan^{-1} \left[\frac{Kh}{(1 - Kv)} \right]$$

La ecuación de Kae, generalmente es referida como la ecuación de la presión activa del suelo de Mononobe-Okabe.

En el caso en que $\phi - \theta - \beta < 0$; se asumirá $(\phi - \theta - \beta) = 0$

Efecto de varios parámetros en el valor del Coeficiente de Presión Activa de Tierra.

1. El efecto del ángulo de fricción del muro (δ) para la mayoría de los casos prácticos de diseño, donde los valores de (δ) varían de 0 a $\phi/2$, el efecto del ángulo de fricción del muro en el valor de Kae es pequeño.
2. Un pequeño error en la toma del valor del ángulo de fricción interna del suelo (ϕ), puede ser un gran error en la estimación del valor de Eae.
3. El valor de Kae se incrementa con un incremento de la inclinación del relleno.

Punto de aplicación del Empuje Activo Dinámico

La solución original de Mononobe-Okabe para la fuerza activa en estructuras de retención implica que la fuerza resultante puede actuar a una distancia de $1/3H$ medida desde la base del muro, similar que en el caso estático. Sin embargo, pruebas de laboratorio realizadas indican que la presión resultante Eae actúa a una distancia un poco más grande de $1/3H$, ver figura No 5.40.

Prakash y Basavanna (1969), realizaron un análisis teórico para la determinación de la ubicación del punto de aplicación de la fuerza resultante basado en un esquema de equilibrio, su estudio mostró que H variaba para distintas condiciones del suelo y forma geométrica del terraplén.

Seed y Whitman 1969, tomando en consideración factores prácticos de diseño, propusieron un procedimiento para la determinación de la línea de acción de Eae, en donde se define H como:

$$\bar{H} = \frac{[(Ea * 1/3H) - (Es * 0.6H)]}{Eae}$$

Donde:

Es= Eae-Ea, ubicado a $2/3H$

Ea= Presión Activa de Tierra de Coulomb.

Algo importante es que las ecuaciones de Mononobe-Okabe no consideran cohesión y “La norma técnica para Diseño de cimentaciones y estabilidad de taludes de estructuras de concreto reforzado de El Salvador (1997)” no establece nada con respecto a esto, entonces según consulta

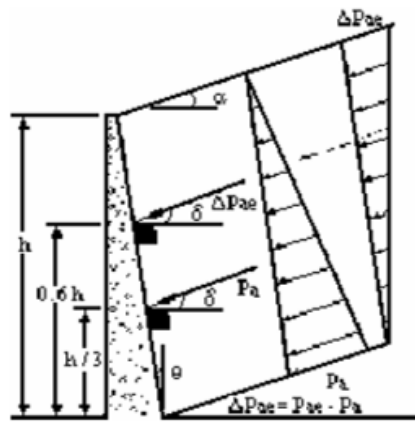
CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

con personal entendido en la materia recomendaron emplear fórmulas Japonesas y el empuje sería:

$$P_{ae} = \frac{1}{2} \gamma_s (k_{ae} - k_a) h^2 - 2c \sqrt{(k_{ae} - k_a)} + q(k_{ae} - k_a)$$

La que actúa a la misma altura que la de Mononobe-Okabe y “q” es un porcentaje de la carga puede estar entre (0.1 a 0.15) de la carga.

Figura No 5.40: Ubicación de la línea de acción de los empujes



Fuente: L. Mendoza (2016), “Presiones laterales de tierra y empuje”

Empuje pasivo

Por el empuje pasivo que es calculado por Mononobe-Okabe se toman las mismas consideraciones que para el activo por lo tanto se determina de la siguiente manera:

$$E_{pe} = \frac{1}{2} \gamma_s k_{pe} (1 - k_v) h^2$$

El coeficiente de empuje pasivo sísmico se expresa como sigue:

$$K_{pe} = \frac{\cos^2(\phi - \theta + \omega)}{\cos \theta \cos^2 \omega \cos(\delta - \omega + \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \sin(\phi - \theta + \beta)}{\cos(\delta - \omega + \theta) \cos(\beta - \omega)}} \right]^2}$$

Observaciones:

De la ecuación para calcular el coeficiente Kae, debe cumplir que el contenido del radical debe ser positivo para que una solución real sea posible y, por ello, es necesario:

$$\phi \geq \beta + \theta = \text{arc tan} \left(\frac{K_h}{1 - K_v} \right)$$

Esta condición también puede ser útil para especificar un límite al coeficiente sísmico horizontal; la condición límite es:

$$K_h \leq (1 - K_v) \tan(\phi - \beta)$$

5.5 Otras teorías

5.5.1 Método Semiempírico de Terzaghi

El Dr. Karl Terzaghi basado en experiencias propias y en las teorías para el cálculo del empuje del relleno sobre los muros de retención, propuso un método práctico para la determinación de dicho empuje.

Para la aplicación del método hay que considerar que los modelos de muros, en que Terzaghi estableció su método no eran mayores de siete metros de altura.

El primer paso consiste en clasificar el material de relleno dentro de uno de los cinco tipos de suelo, indicados a continuación:

1. Suelo Granular Grueso, sin contenido de partículas finas (arena limpia o gravas).
2. Suelo Granular Grueso de baja permeabilidad, debido a su contenido de partículas de tamaño de limo.
3. Suelo Residual con piedra, arena fina limosa y arcilla.
4. Arcilla blanda o muy blanda, limos orgánicos, arcillas limosas.
5. Arcilla Compacta o mediamente compacta, depositada en trozos y protegida de tal forma que la cantidad de agua que penetre en el espacio entre los fragmentos durante las lluvias o inundaciones sea despreciable. Si esta condición no se cumple, la arcilla no debe usarse para el relleno del terraplén. Cuanto más compacta es la arcilla, mayor es el peligro de una rotura del muro como consecuencia de la infiltración del agua.

El método cubre cuatro casos muy frecuentes en la práctica, en cuanto a la forma de la superficie del relleno y al tipo de sobrecarga actuando sobre el mismo:

- a) La superficie del relleno es plana, inclinada o no lleva sobrecarga alguna.
- b) La superficie del relleno forma un plano inclinado que va, desde la cresta del muro hasta cierta altura sobre la cresta, donde se hace horizontal.
- c) La superficie del relleno es horizontal y lleva una sobrecarga uniformemente distribuida.

- d) La superficie del relleno es horizontal y lleva una sobrecarga lineal uniformemente distribuida, paralela a la cresta del muro.

Caso a: El empuje puede calcularse utilizando los ábacos de la figura No 5.42.

Primeramente se dibuja a escala la sección tentativa del muro, determinando la altura H del plano vertical, que pasa por el pie del muro y que corta a la superficie del relleno.

La componente horizontal del empuje total sobre dicho plano es igual a:

$$Eh = \frac{1}{2} KhH^2$$

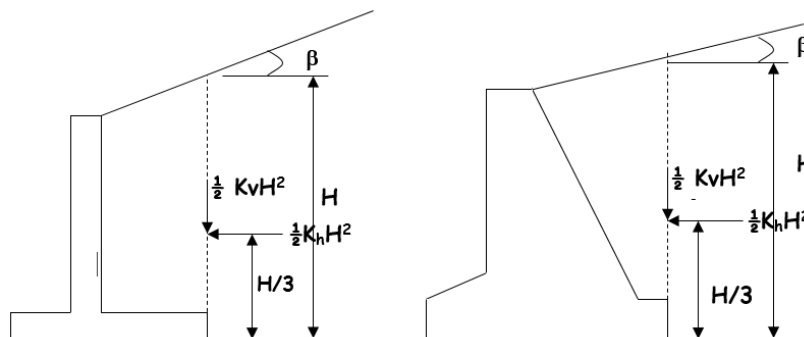
La componente vertical es igual a:

$$Ev = \frac{1}{2} KvH^2.$$

Los valores de Kh y Kv se hallan indicados en la figura No 5.42 para cada tipo de suelo en función del ángulo β de inclinación de la superficie del relleno. Como el empuje del relleno aumenta linealmente con la profundidad a partir del punto "a", el punto de aplicación del empuje total, se halla en el tercio inferior de H (H/3), ver figura No 5.41.

Si el material del relleno está constituido por fragmentos de arcilla (tipo 5), el valor de H a utilizar en el cálculo debe reducirse en 1.20 m y el empuje resultante se considera actuando a una altura de 1/3 (H-1.20) por encima de la base del muro.

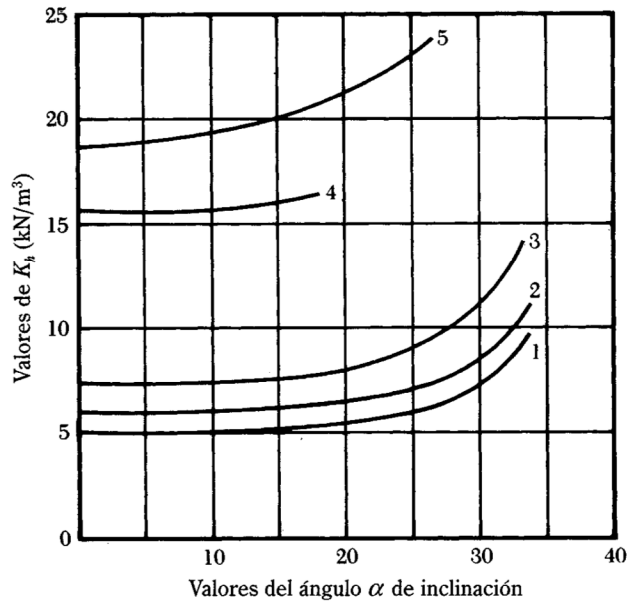
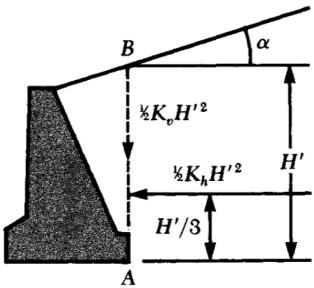
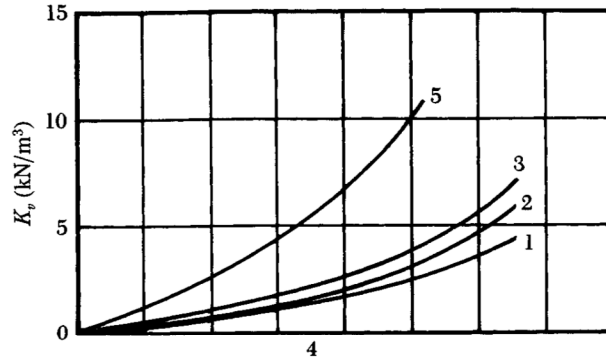
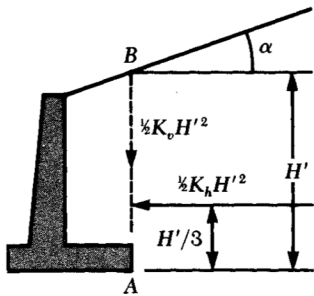
Figura No 5.41: Punto de aplicación del empuje



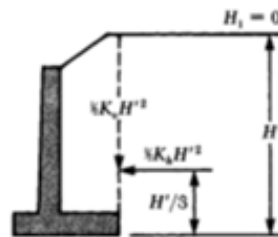
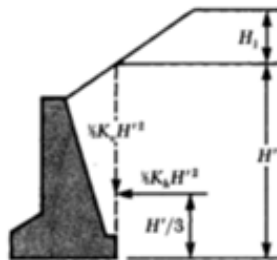
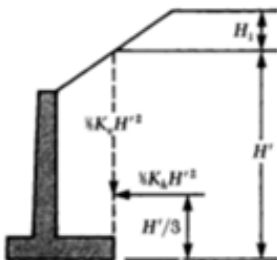
Fuente: L. Mendoza (2016), "Presiones laterales de tierra y empuje", Curso de Cimentaciones T.E.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

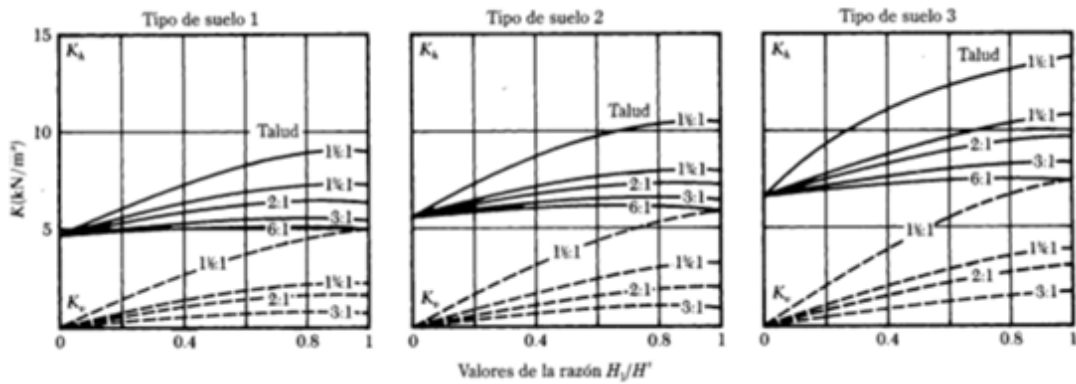
Figura No 5.42: Valores de K_h y K_v , para el método Semiempírico de Terzaghi



Nota: Los números sobre las curvas indican tipos de suelos descritos en la tabla 7.1. Para materiales tipo 5, los cálculos de la presión se basan en un valor de H' de 1.3 m menor que el valor real.



CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO



Fuente: L. Mendoza (2016), "Presiones laterales de tierra y empuje", Curso de Cimentaciones T.E.

Caso b: Para esta condición los valores de K_h y K_v , pueden obtenerse de las curvas de la figura No 5.43. Obsérvese que en estos gráficos, los valores de K_h y K_v están en función del tipo de relleno y de la relación H_1/H . El punto de aplicación del empuje resultante se halla a un tercio de H para rellenos del tipo 1 al tipo 4; para un material del tipo 5 la altura H se reduce en 1.20 m y su punto de aplicación se toma a $1/3(H-1.20)$ por encima de la base.

Caso c: El empuje unitario sobre el plano vertical "ab" se incrementa uniformemente en la cantidad $Pq=Cq$; donde C es un coeficiente que depende del tipo de suelo y que viene dado en la tabla No 5.2.

Caso d: Para esta condición el incremento del empuje horizontal debido a la sobrecarga, en el plano "ab" de la figura No 5.44, es $Pq^1=Cq^1$ por unidad de longitud de muro. El valor de C se obtiene de la tabla No 5.2. El punto de aplicación de la fuerza Pq^1 se obtiene, trazando desde el punto C de aplicación de la fuerza q^1 una recta que forme con la horizontal, un ángulo de 45° . El punto d_1 de la intersección de dicha recta con el respaldo del muro, es el punto de aplicación de Pq^1 . Si el punto d_1 está situado por debajo de la base del muro, la influencia de la carga lineal sobre el empuje puede despreciarse; en cambio, si el punto c está situado a la izquierda del plano vertical ab, la regla continua siendo válida.

La carga lineal que produce también una presión vertical sobre el talón interior del muro. Se puede suponer que esta presión p'' se halla uniformemente distribuida sobre la base ef de un triángulo equilátero de vértice c, de manera que tiene el valor de $p''=q'/ef$.

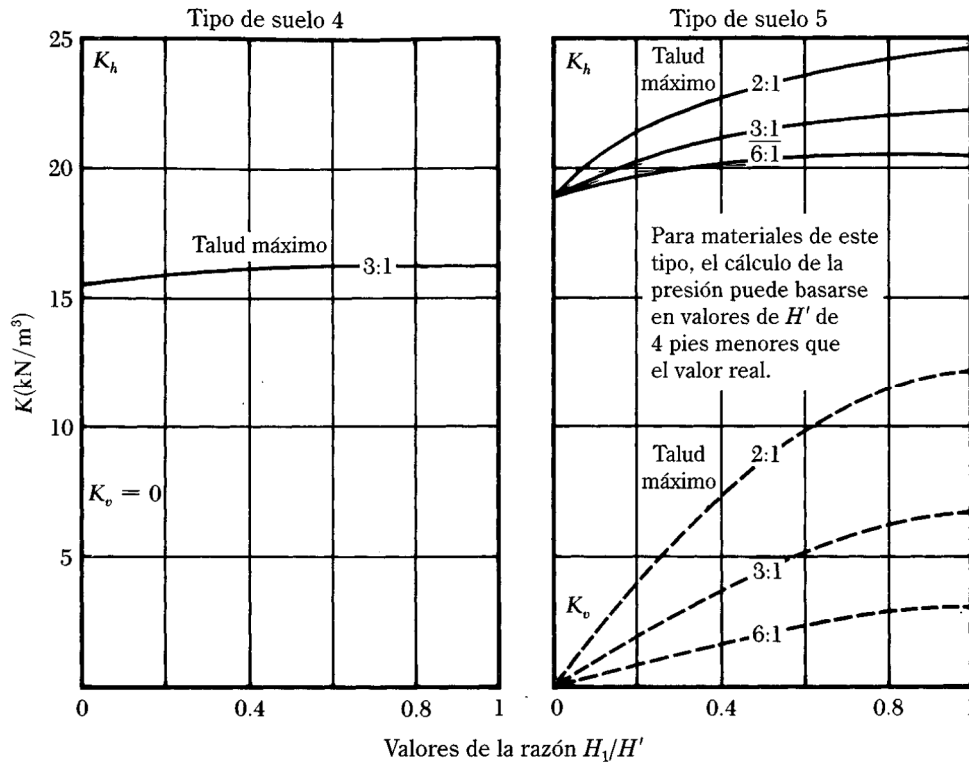
Para el cálculo de la estabilidad del muro, se considerará solamente aquella parte de p'' que actúa directamente sobre el talón del mundo.

Este método considera que los muros descansan sobre cimentaciones firmes, de manera que la fricción y la adherencia entre muro y suelo está dirigida hacia abajo, produciendo un efecto

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

estabilizante que reduce el empuje. Si el muro está cimentado en terreno blando, el asentamiento del mismo con respecto al relleno, tiende a invertir el sentido de estas fuerzas, aumentando considerablemente el empuje. Si el muro descansa sobre un material compresible, como arcilla blanda, los valores del empuje calculados para los materiales del tipo 1, 2, 3 y 5 deben aumentarse en un cinco por ciento.

Figura No 5.43: Valores de K_h y K_v , para el método Semiempírico de Terzaghi



Fuente: L. Mendoza (2016), "Presiones laterales de tierra y empuje", Curso de Cimentaciones T.E

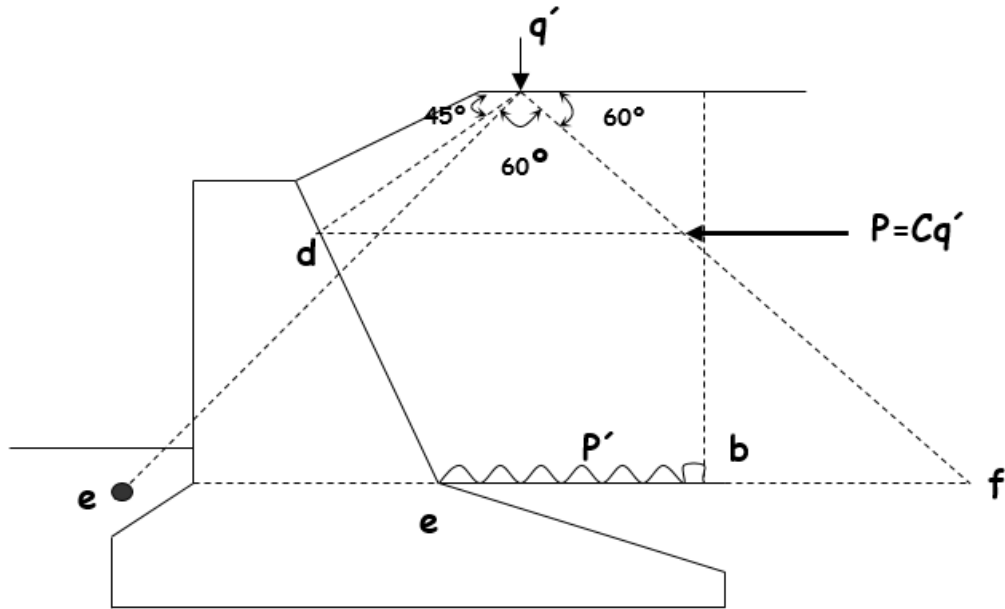
Tabla No 5.2: Valores de C para los casos donde existe sobrecarga en el relleno

Tipo de suelo	C
1	0.27
2	0.30
3	0.39
4	1.00
5	1.00

Fuente: L. Mendoza (2016), "Presiones laterales de tierra y empuje"

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Figura No 5.44: Caso d), del Método Semiempírico de Terzaghi



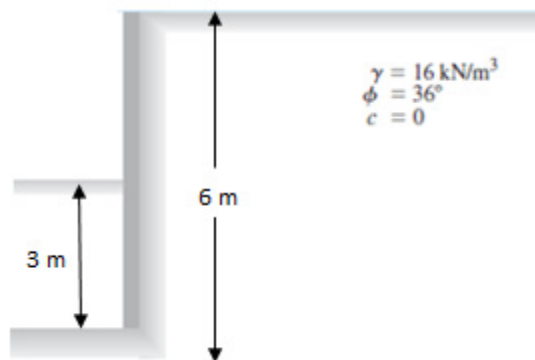
Fuente: L. Mendoza (2016), "Presiones laterales de tierra y empuje", Curso de Cimentaciones T.E.

5.6 Ejercicios Resueltos

5.6.1 Teoría de Rankine

1. Para el muro de retención que se muestra en la figura No 5.45, determine, el empuje lateral de suelo sobre el muro para los tres estados: reposo, activo y pasivo, y su respectiva ubicación. Suponga $OCR = 1$.

Figura No 5.45: Sección de muro de retención



Fuente: Fuente: Braja M. Das, "Fundamentos de Ingeniería de

Solución:

Empuje en reposo

$$E_o = \frac{1}{2} K_o \gamma H^2$$

$$K_o = (1 - \text{sen}\phi)(OCR)^{\text{sen}\phi}$$

$$K_o = (1 - \text{sen}(36))(1)^{\text{sen}(36)} = 0.4122$$

$$E_o = \frac{1}{2} (0.4122)(16)(6)^2$$

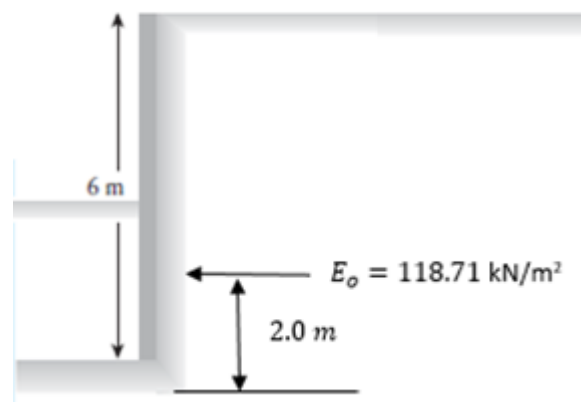
$$E_o = 118.71 \text{ kN/m}$$

Ubicación del empuje

El empuje está ubicado a $H/3$

$$6/3 = 2 \text{ m}$$

Ubicación Empuje en Reposo



Estado activo

Empuje

$$E_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2$$

$$K_a = \frac{1 - \text{sen } \phi}{1 + \text{sen } \phi}$$

Sustituyendo en K_a

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}(36)}{1 + \text{sen}(36)} = 0.2596$$

Sustituyendo en E_a

$$E_a = \frac{1}{2} (0.2596)(16)(6)^2 = 74.76 \text{ kN/m}$$

Ubicación del empuje activo

El empuje está ubicado a $H/3$

$$6/3 = 2 \text{ m}$$

Estado Pasivo

Empuje

$$E_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2$$

$$K_p = \frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi}$$

Sustituyendo en K_p

$$K_p = \frac{1 + \text{sen}(36)}{1 - \text{sen}(36)} = 3.85$$

Sustituyendo en E_p

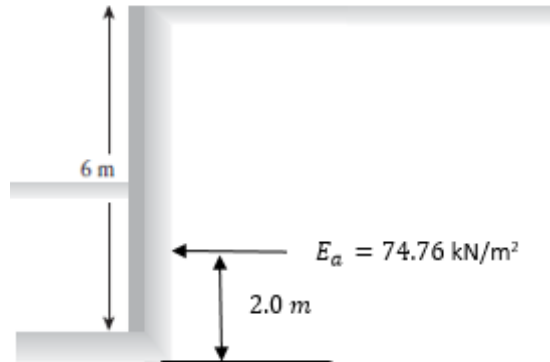
$$E_p = \frac{1}{2} (3.85)(16)(3)^2 = 277.2 \text{ kN/m}$$

Ubicación del empuje pasivo

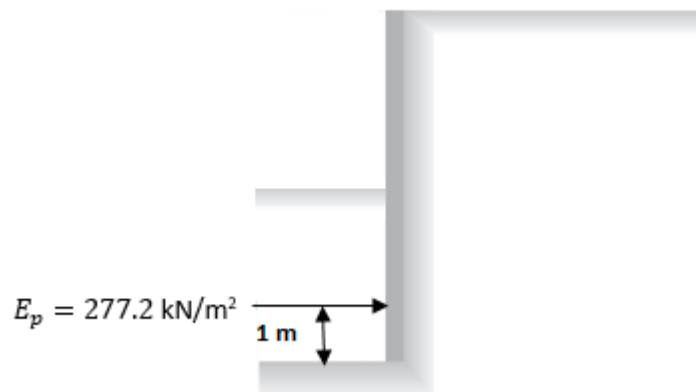
El empuje está ubicado a $H/3$

$$3/3 = 1 \text{ m}$$

Ubicación Empuje Activo



Ubicación Empuje Pasivo



CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

2. El muro de retención de la figura No 5.46, de 6 m de altura soportará un suelo con un peso específico $\gamma=17.4 \text{ kN/m}^3$, ángulo de fricción $\phi= 26^\circ$ y cohesión $c =14.36 \text{ kN/m}^2$. Determine el empuje activo de Rankine por longitud unitaria del muro antes y después de que ocurra la grieta de tensión y determine la línea de acción (ubicación) de la resultante en los dos casos.

Figura No 5.46: Sección de muro de retención



Fuente: <https://es.slideshare.net/jhovannyalberto/muros-de-contencion-46625767>

Solución:

Empuje activo antes de la grieta de tensión

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a - 2cH \sqrt{K_a}$$

Para $\phi= 26^\circ$

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}(\phi)}{1 + \text{sen}(\phi)} = \frac{1 - \text{sen}(26)}{1 + \text{sen}(26)} = 0.39$$

$$E_a = \frac{1}{2} (17.4)(6^2)(0.39) - 2(14.36)(6)(\sqrt{0.39})$$

$$E_a = 122.15 - 107.61 = 14.54 \text{ kN/m}$$

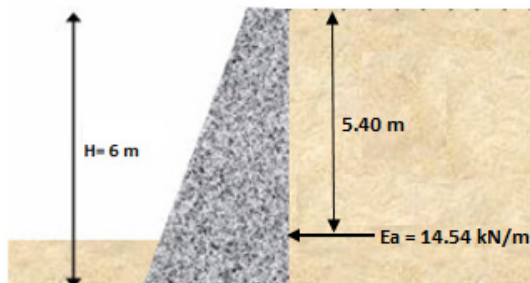
Ubicación del empuje

$$\bar{H} = \frac{\left(\frac{1}{2} \gamma H^2 K_a\right) \left(\frac{H}{3}\right) - 2cH \sqrt{K_a} \left(\frac{H}{2}\right)}{E_a}$$

$$\bar{H} = \frac{(122.15) \left(\frac{6}{3}\right) - 107.61 \left(\frac{6}{2}\right)}{14.54}$$

$$\bar{H} = -5.40 \text{ m}$$

Ubicación del Empuje Activo



Empuje activo después de la grieta de tensión

La profundidad a la que se produce la grieta se denomina H_C :

$$H_C = \frac{2C}{\gamma\sqrt{K_a}}$$

$$H_C = \frac{2(14.36)}{17.4\sqrt{0.39}} = 2.64 \text{ m}$$

El empuje sería:

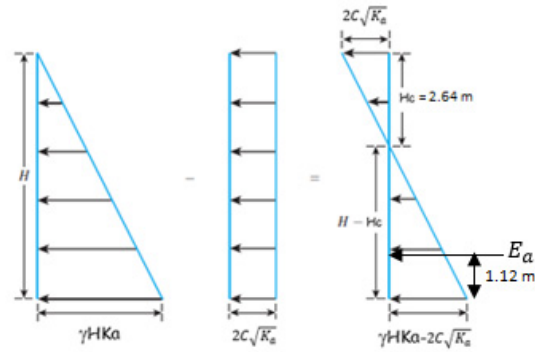
$$E_a = \frac{1}{2}(H - H_C)(\gamma H K_a - 2c\sqrt{K_a})$$

$$E_a = \frac{1}{2}(6 - 2.64) \left((17.4)(6)(0.39) - 2(14.36)(\sqrt{0.39}) \right)$$

$$E_a = 38.27 \text{ kN/m}$$

Ubicación

$$\bar{H} = \frac{(H - H_C)}{3} = \frac{6 - 2.64}{3} = 1.12 \text{ m}$$



3. Para el muro de retención que se muestra en la figura No 5.47, determine el empuje lateral de suelo sobre el muro para el estado activo y su ubicación, considerando $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$ y $\phi = 30^\circ$.

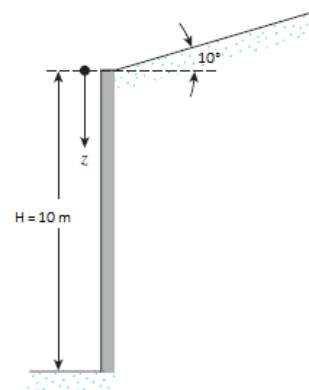
Solución:

$$E_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2$$

$$K_a = \left[\frac{\cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \right]$$

Sustituyendo en K_a

Figura No 5.47: Sección de muro y relleno con pendiente



Fuente: Fuente: Braja M. Das, Principles of Geotechnical Engineering, Capítulo 3

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

$$K_a = \left[\frac{\cos(10) \cos(10) - \sqrt{\cos^2(10) - \cos^2(30)}}{\cos(10) + \sqrt{\cos^2(10) - \cos^2(30)}} \right] = 0.3495$$

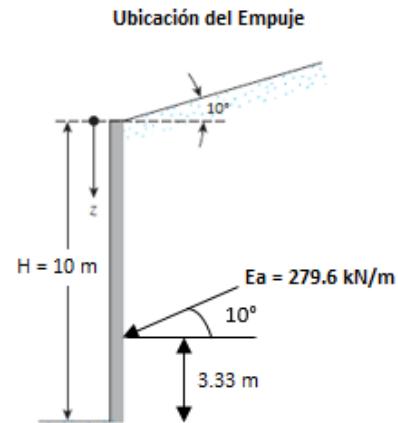
Sustituyendo en E_a

$$E_a = \frac{1}{2} (0.3495)(16)(10^2) = 279.6 \text{ kN/m}$$

Ubicación del empuje activo

El empuje está ubicado a $H/3$

$$10/3 = 3.33 \text{ m}$$

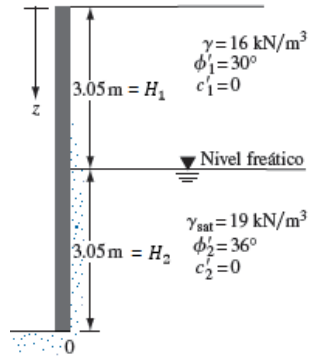


5.6.2 Empuje por influencia del nivel freático

- Suponga que el muro de retención que se muestra en la figura No 5.48 puede ceder lo suficiente para desarrollar un estado activo. Determine la fuerza activa de Rankine por longitud unitaria del muro y la ubicación de la línea de acción resultante.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Figura No 5.48: Empuje debido al agua



Fuente: Fuente: Braja M. Das, "Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones", Séptima Edición, Capítulo 3

Solución:

La expresión para el cálculo del empuje influenciado por la presencia de agua fue vista en el ítem 5.3.2 de ésta unidad:

$$E_a = \frac{1}{2} K_{a1} \gamma H_1^2 + K_{a2} \gamma H_1 H_2 + \frac{1}{2} K_{a2} (\gamma_{sat} - \gamma_w) H_2^2 + \frac{1}{2} \gamma_w H_2^2$$

Para $\phi_1 = 30^\circ$

$$K_{a1} = \frac{1 - \text{sen}(\phi_1)}{1 + \text{sen}(\phi_1)} = \frac{1 - \text{sen}(30)}{1 + \text{sen}(30)} = 0.3333$$

Para $\phi_2 = 36^\circ$

$$K_{a2} = \frac{1 - \text{sen}(\phi_2)}{1 + \text{sen}(\phi_2)} = \frac{1 - \text{sen}(36)}{1 + \text{sen}(36)} = 0.2596$$

Sustituyendo datos:

$$E_a = \frac{1}{2} (0.3333)(16)(3.05)^2 + (0.2596)(16)(3.05)(3.05) + \frac{1}{2} (0.2596)(19 - 9.81)(3.05)^2 + \frac{1}{2} (9.81)(3.05)^2$$

$$E_a = 24.8 + 38.64 + 11.10 + 45.62 = 120.16 \text{ kN/m}$$

Ubicación del Empuje (\bar{H})

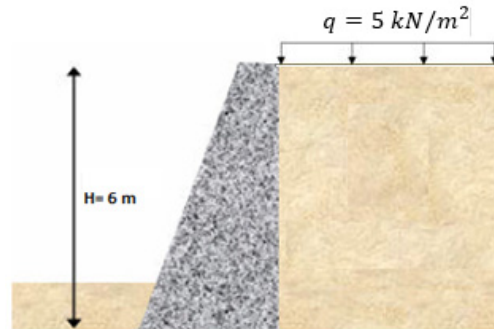
$$\bar{H} = \frac{(24.8) \left(3.05 + \frac{3.05}{3} \right) + 38.64 \left(\frac{3.05}{2} \right) + 11.10 \left(\frac{3.05}{3} \right) + 45.62 \left(\frac{3.05}{3} \right)}{120.16}$$

$$\bar{H} = 1.81 \text{ m}$$

5.6.3 Empuje por influencia de sobrecargas

5. El muro de retención de la figura No 5.49, de 6 m de altura soportará un suelo con un peso específico $\gamma=17.4 \text{ kN/m}^3$, ángulo de fricción $\phi= 26^\circ$ y cohesión $c =0$. Determine el empuje activo de Rankine por longitud unitaria del muro.

Figura No 5.49: Empuje generado por influencia de sobrecarga



Solución:

$$E_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 + K_a q H$$

Para $\phi= 26^\circ$

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}(\phi)}{1 + \text{sen}(\phi)} = \frac{1 - \text{sen}(26)}{1 + \text{sen}(26)} = 0.39$$

$$E_a = \frac{1}{2} (0.39)(17.4)(6^2) + (0.39)(5)(6)$$

$$E_a = 122.15 + 11.7 = 133.85 \text{ kN/m}$$

Ubicación del Empuje

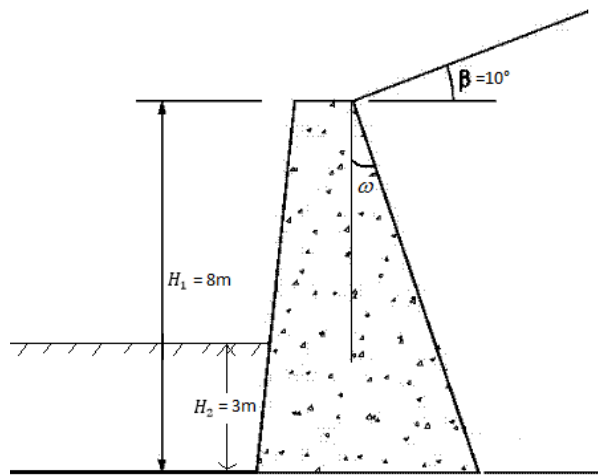
$$\bar{H} = \frac{(122.15) \left(\frac{6}{3}\right) + 11.7 \left(\frac{6}{2}\right)}{133.85}$$

$$\bar{H} = 2.09 \text{ m}$$

5.6.4 Teoría de Coulomb

6. En la figura No 5.50 se presenta un muro de retención con relleno con pendiente igual a $\beta=10^\circ$, el paramento interno del muro posee inclinación $\omega=5^\circ$ con respecto a la vertical, el ángulo de fricción interna es $\phi=30^\circ$; la altura es $H_1=8\text{ m}$ y $H_2=3\text{ m}$, $\gamma=15\text{ kN/m}^3$ y se tiene rugosidad en el muro $\delta=15^\circ$. Determine el empuje activo y pasivo y su ubicación.

Figura No 5.50: Aplicación teoría de Coulomb



Fuente: <https://topsy.one/hashtag.php?q=Contencion>

Solución:

Empuje Activo

$$E_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2$$

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \omega)}{\cos^2 \omega \cos(\delta + \omega) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\delta + \omega) \cos(\omega - \beta)}} \right]^2}$$

Sustituyendo datos:

$$K_a = \frac{\cos^2(30 - 5)}{\cos^2(5) \cos(15 + 5) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(15 + 30) \sin(30 - 10)}{\cos(15 + 5) \cos(5 - 10)}} \right]^2}$$

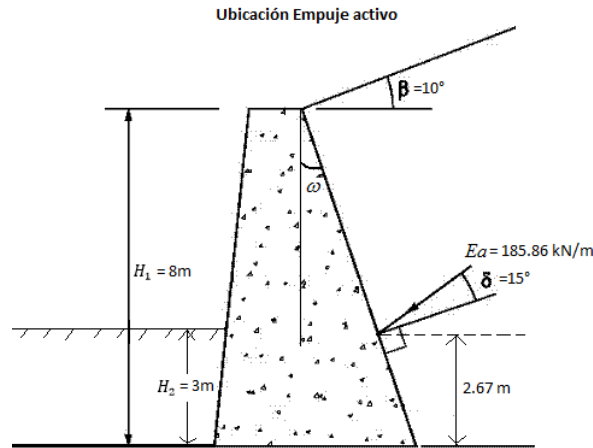
$$K_a = 0.3872$$

$$E_a = \frac{1}{2} (0.3872) (15) (8^2) = 185.86 \text{ kN/m}$$

Ubicación

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

El empuje está ubicado a una altura $H/3$, es decir, $8/3= 2.67$ m desde la base del muro, con una inclinación igual a $\delta=15^\circ$ con respecto a la perpendicular del muro.



Empuje Pasivo

$$E_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi + \omega)}{\cos^2 \omega \cos(\omega - \delta) \left[1 - \frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi + \beta)}{\cos(\omega - \delta) \cos(\omega - \beta)} \right]^2}$$

Sustituyendo datos:

$$K_p = \frac{\cos^2(30 + 0)}{\cos^2 0 \cos(0 - 15) \left[1 - \frac{\sin(15 + 30) \sin(30 + 0)}{\cos(0 - 15) \cos(0 - 0)} \right]^2}$$

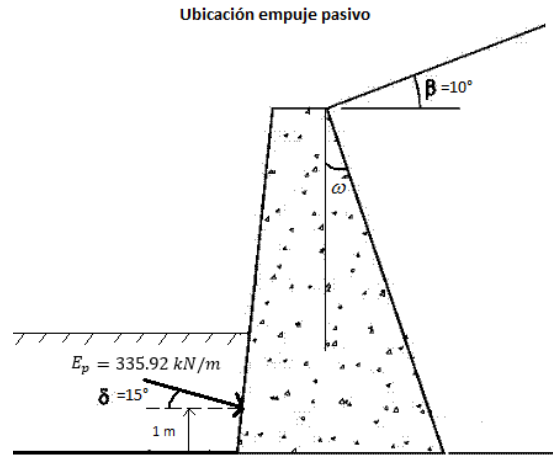
$$K_p = 4.9766$$

$$E_p = \frac{1}{2} (4.9766)(15)(3^2) = 335.92 \text{ kN/m}$$

Ubicación

El empuje está ubicado a una altura $H/3$, es decir, $3/3= 1$ m desde la base del muro, con una inclinación igual a $\delta=15^\circ$, el paramento externo del muro se asume vertical.

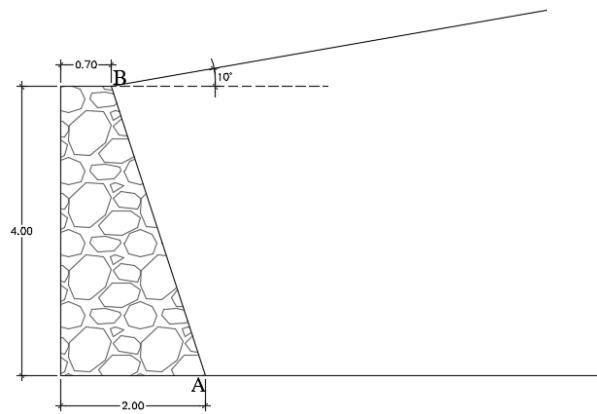
CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO



5.6.5 Método Gráfico de Cullman

7. Dada la sección de muro calcule por el método gráfico de Cullman, el empuje activo y su ubicación, se sabe que $\phi=30^\circ$, $\delta=20^\circ$, $\beta=10^\circ$, $\omega=20^\circ$ y $\gamma=15 \text{ kN/m}^3$.

Figura No 5.51: Método gráfico de Cullman



Fuente: Propia

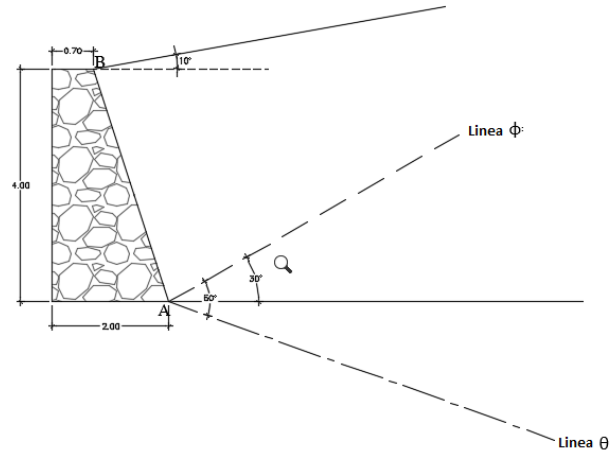
- Dibuje a escala la sección del muro y luego a partir del punto A, se trazan la línea ϕ y línea θ , ver figura No 5.52.

$\phi=30^\circ$ medido con respecto a la horizontal

$$\theta = 90 - (\omega + \delta) = 90 - (20^\circ + 20^\circ) = 50^\circ$$

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Figura No 5.52: Trazo la línea ϕ y línea θ

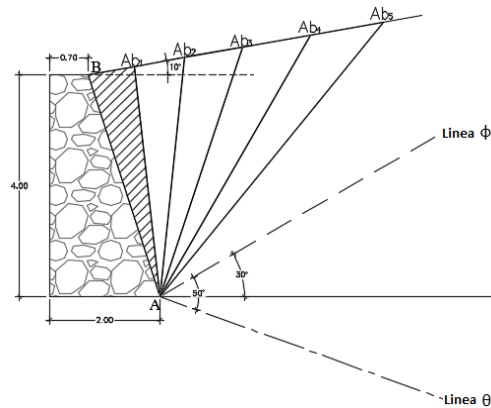


Fuente: Propia

- Trace distintos planos hipotéticos de falla (líneas $Ab_1, Ab_2, Ab_3, Ab_4, Ab_5$, conformando distintas cuñas de falla.
- Calcule el peso de cada cuña de suelo, $W = \gamma A_{cuña}$, ver figura No 5.53.

Cuña	Área de cuña (m ²)	$\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$	W (kN/m)
Ab_1	1.774	15	26.61
Ab_2	1.931	15	28.965
Ab_3	2.198	15	32.97
Ab_4	2.593	15	38.895
Ab_5	2.80	15	42.0

Figura No 5.53: Trazo de planos hipotéticos de falla

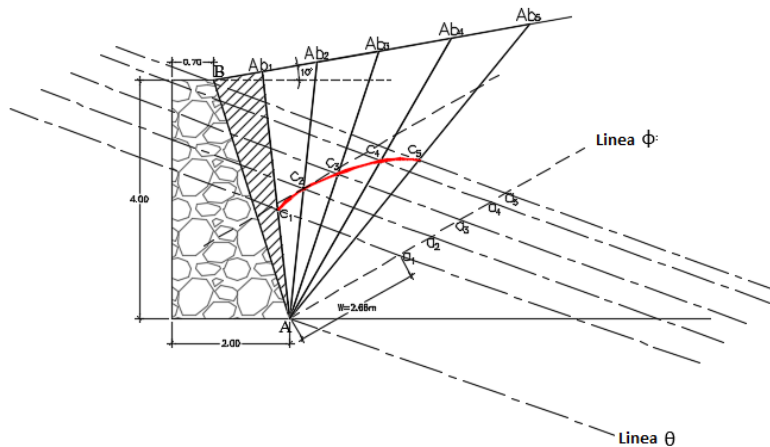


Fuente: Propia

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

- Traslade el peso encontrado a una escala conveniente, desde el punto A, sobre la línea ϕ , ubicando los puntos a_1, a_2, a_3, a_4, a_5 .
Ejemplo: $a_1 = 26.61 \text{ kN/m} = 2.661 \text{ m}$.
- En los puntos a_1, a_2, a_3, a_4, a_5 trazar paralelas a la línea θ , y las intercepciones con las líneas $Ab_1, Ab_2, Ab_3, Ab_4, Ab_5$, constituyen los puntos c_1, c_2, c_3, c_4, c_5 .
- Una los puntos c_1, c_2, c_3, c_4, c_5 obteniendo así la curva de Cullman, ver figura No 5.54.

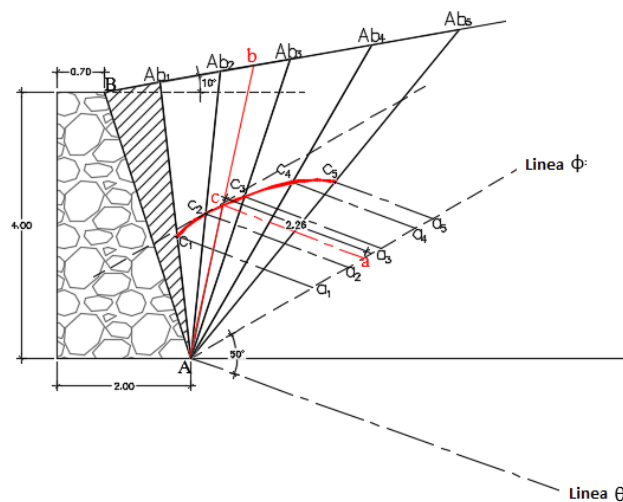
Figura No 5.54: Curva de Cullman



Fuente: Propia

- Trace una paralela a la línea ϕ que sea tangente a la curva de Cullman, determinando así el punto de tangencia "c", en donde el segmento "ac" representa el empuje $E=2.26 \text{ m} = 22.6 \text{ kN/m}$, (ver figura No 5.55).

Figura No 5.55: Empuje definido por segmento "ac"

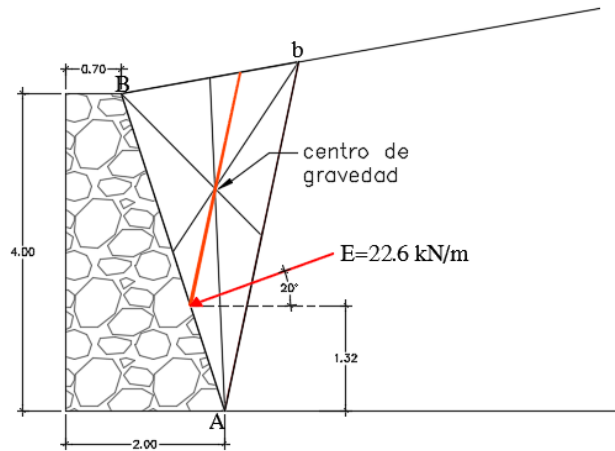


Fuente: Propia

Ubicación del Empuje

- Trace una línea que parta del punto A, que pase por el punto "c" y que corte la superficie del terreno, la línea "Ab" constituye el plano de falla.
- Encuentre el centro de geométrico de la cuña de falla y trace por dicho centro una paralela al plano de falla Ab, la intersección con el respaldo del muro nos da la ubicación del empuje, ver figura No 5.56.

Figura No 5.56: Ubicación del empuje



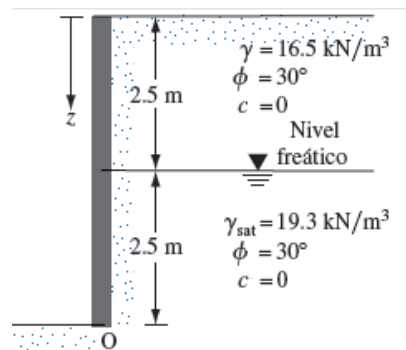
Fuente: Propia

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

5.7 Ejercicios Propuestos

1. Para el muro de retención que se muestra en la figura No 5.57, determine la fuerza lateral en reposo de la tierra por longitud unitaria del muro por la teoría de Rankine. También determine la ubicación de la fuerza resultante. Suponga $OCR=1$.

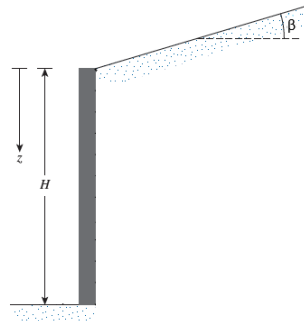
Figura No 5.57: Sección de muro en suelo estratificado



Fuente: Fuente: Braja M. Das, "Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones", Capítulo 3, Séptima Edición

2. Para el muro de retención que se muestra en la figura No 5.58, $H=7.5 \text{ m}$, $\gamma=18 \text{ kNym}^3$, $\phi=20^\circ$, $c=13.5 \text{ kN/m}^2$ y $\beta=10^\circ$. Calcule el empuje activo de Rankine y la ubicación de la fuerza resultante después de que ocurra la grieta de tensión.

Figura No 5.58: Sección de muro con relleno inclinado

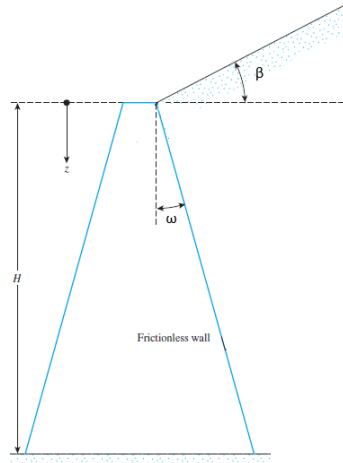


Fuente: Fuente: Braja M. Das, "Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones", Capítulo 3, Séptima Edición

3. En la figura No 5.59 se tiene un muro de contención con $H=12 \text{ ft}$, $\beta=20^\circ$, $\omega=20^\circ$, peso volumétrico de $\gamma=115 \text{ lb/ft}^3$ y $\phi=30^\circ$. Determine el empuje activo y la localización por la teoría de Rankine.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

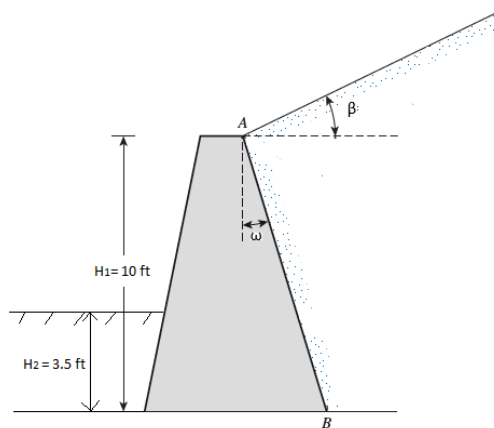
Figura No 5.59: Rankine con relleno y paramento interno inclinados



Fuente: Braja M. Das, Principles of Geotechnical Engineering, Capítulo No 13,

4. En la figura No 5.60 se muestra una sección de muro, cuyos datos son $H=10$ ft, $\beta=15^\circ$, $\omega=10^\circ$, $\delta=\phi/2$ y peso volumétrico de $\gamma=110$ lb/ft³ y $\phi=35^\circ$. Determine el empuje activo y pasivo con la teoría de Rankine y Coulomb, así también su ubicación.

Figura No 5.60: Sección de muro con relleno y paramento interno inclinados

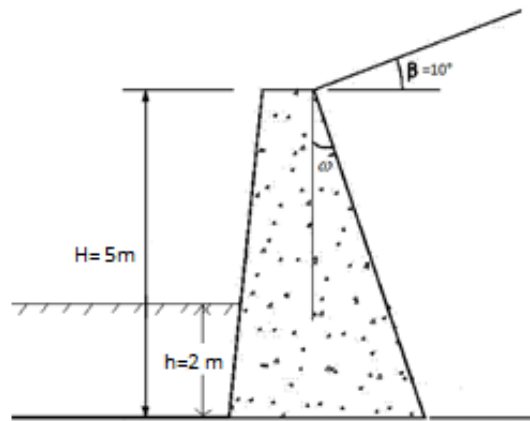


Fuente: Fuente: Braja M. Das, "Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones",
Capítulo 3, Séptima Edición

5. Dada la sección de muro mostrada en la figura No 5.61, cuyos datos son $H=5$ m, $\beta=10^\circ$, $\omega=15^\circ$, $\delta=2/3 \phi$ y peso específico de $\gamma= 16$ kN/m³ y $\phi=30^\circ$. Determine el empuje activo y pasivo con la teoría de Coulomb y su ubicación.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

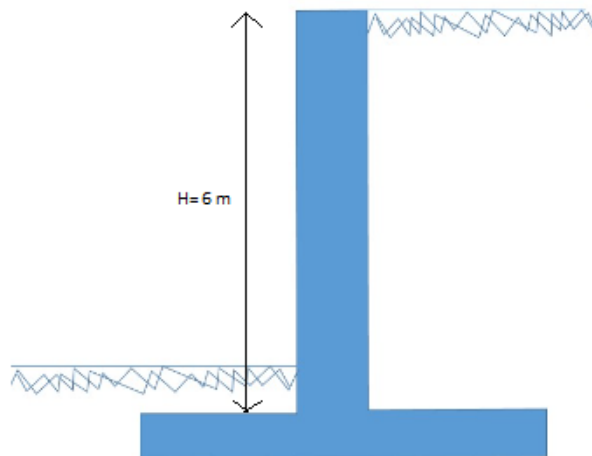
Figura No 5.61: Sección de muro con relleno y paramento interno inclinados



Fuente: https://www.ecured.cu/Muros_de_contenci%C3%B3n

6. Resuelva el problema anterior con el método gráfico de Cullmann compare los resultados.
7. De la Figura No 5.62 que a continuación se presenta se pide el cálculo del empuje activo por la teoría de Rankine, se sabe que $\phi = 35^\circ$ y $\gamma = 16.5\text{ kN/m}^3$.

Figura No 5.62: Sección de muro de retención

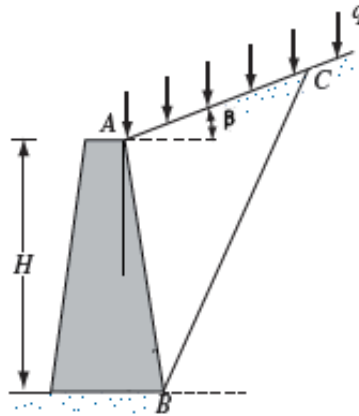


Fuente: https://www.ecured.cu/Muros_de_contenci%C3%B3n

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

8. En la figura siguiente se muestra un muro con una sobrecarga, para el que se pide calcular el empuje activo y su ubicación por la teoría de Rankine y Coulomb, considerar $H=10$ m, $\beta=5^\circ$, $\omega=10^\circ$, $\delta=20^\circ$, $q = 10$ kN/m y peso específico de $\gamma= 16$ kN/m³ y $\phi=30^\circ$

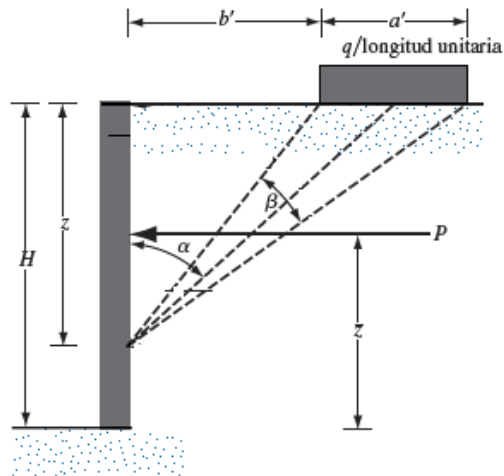
Figura No 5.63: Sección de muro con efecto de sobrecarga



Fuente: Fuente: Braja M. Das, "Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones", Capítulo 3, Séptima Edición

9. Dada la figura No 5.64, $a'=2$ m, $b'= 1$ m, $q=40$ kN/m² y $H =6$ m. Determine el empuje sobre el muro (kN/m) causada sólo por la carga de franja y su ubicación.

Figura No 5.64: Sección de muro con efecto de sobrecarga

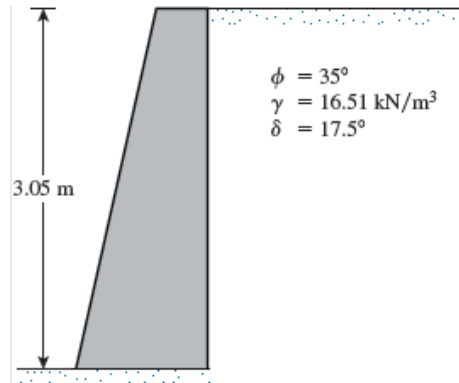


Fuente: Fuente: Braja M. Das, "Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones", Capítulo 3, Séptima Edición

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

10. De la figura mostrada y para $k_v = 0$ y $k_h = 0$ y $k_v = 0.3$ determine el Empuje activo utilizando la teoría Mononobe Okabe para sismos y la ubicación.

Figura No 5.65: Sección de muro con efecto de sismo



Fuente: Fuente: Braja M. Das, "Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones", Capítulo 3, Séptima Edición

UNIDAD 6: CAPACIDAD DE CARGA DE LOS SUELOS EN CIMENTACIONES SUPERFICIALES

6.1 Introducción

Cualquier obra de ingeniería civil necesita desplantarse sobre el suelo y la pregunta es: ¿Fallará el suelo con el peso de la estructura?, para ello se debe establecer el tipo de cimentación a utilizar la cual está determinada casi por completo por la capacidad de carga del suelo, aunque existen casos especiales donde las condiciones del terreno determinan el tipo de cimentación.

En la presente unidad se estudiará exclusivamente la capacidad de carga del suelo en el caso de utilizar cimentaciones superficiales, en las que se puede generar dos tipos de fallas:

- Falla por falta de capacidad de carga.
- Falla por deformación excesiva (asentamientos) que perjudique a la estructura.

La primera se revisa en función de las cargas que el suelo es capaz de resistir en función de sus propiedades mecánicas. Existen varias teorías para determinar esta capacidad de carga, las más utilizadas son: Teoría de Terzaghi, Teoría de Skempton, Meyerhof y otros; estas toman el suelo como rígido plástico y todas ellas están basadas en la teoría de la elasticidad.

El otro tipo de falla es debido a las deformaciones excesivas y está en función del uso de la obra.

6.2 Generalidades

Una cimentación superficial es una subestructura que permite distribuir las cargas de la superestructura (edificio) al suelo. Se utilizan por lo general en suelos con buena resistencia, (ver figura No 6.1).

Figura No 6.1: Tipos de cimentaciones Superficiales



Fuente: http://www.restrepoingenieria.com/sitio/contenidos_mo.php?it=140

El método para diseñar cimentaciones superficiales se basa en la determinación de la capacidad de carga admisible del suelo. Esto se refiere a la capacidad que tiene un suelo de soportar una estructura.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

La elección del tipo de cimentación depende especialmente de las características mecánicas del terreno, como su cohesión, su ángulo de fricción interna, posición del nivel freático y también de la magnitud de las cargas existentes. A partir de todos esos datos se calcula la capacidad de carga, que junto con la homogeneidad del terreno aconsejan usar un tipo u otro de cimentación. Siempre que es posible se emplean cimentaciones superficiales, ya que son el tipo de cimentación menos costoso y más simple de ejecutar. Cuando por problemas con la capacidad de carga o la homogeneidad del mismo no es posible usar cimentación superficial se valoran otros tipos de cimentaciones.

Para elegir acertadamente un determinado tipo de cimentación es necesario seguir los pasos que a continuación se detallan:

1. Estudio de cargas, efectuando un análisis cuidadoso y lo más real posible.
2. Determinación de la capacidad de carga del suelo de la cimentación
3. Preparación de varias soluciones posibles de la cimentación
4. Selección del tipo de cimentación más conveniente.

1. Estudio de cargas

Aquí juega un papel importante los reglamentos locales que deben tomarse en consideración y que dividen las cargas en: muertas, vivas permanentes y vivas accidentales. Para tomar las combinaciones de carga puede seguirse el criterio del ACI 318S-14 en el capítulo No 5, el cual establece factores amplificadores de las cargas: vivas, muertas y accidentales (sismo, viento e incluso nieve), con el objetivo de garantizar que el diseño sea seguro y capaz de resistir cualquier evento inesperado generador de acciones adicionales.

2. Determinación de la capacidad de carga de la cimentación.

Para estimar la capacidad de carga de la cimentación existen varios criterios:

- a) Uso de experiencia local
- b) Uso de las fórmulas estáticas
- c) Uso de las fórmulas dinámica

Las primeras se obtienen del comportamiento de obras ya construidas y son dadas en forma empírica o correlacionando la resistencia a la penetración N con la capacidad de carga.

Las segundas o las fórmulas estáticas, aquí los esfuerzos para determinar el máximo valor de Q o la carga de una fundación están basados en la teoría de elasticidad y plasticidad. Las teorías que más se han acercado al comportamiento real de las fundaciones, en cuanto a capacidad de carga, son las de plasticidad. Las hipótesis en que se basan estas teorías son:

- i. El material es homogéneo o isótropo
- ii. No se considera el efecto del tiempo
- iii. No se consideran fenómenos de histéresis en la curva esfuerzo-deformación

iv. No se consideran los efectos de temperatura

Además se cumplirá:

Que el estado de esfuerzos sea estáticamente admisible, esto se cumple cuando se satisface las condiciones de equilibrio, las condiciones de frontera impuestos por el problema en particular y cuando el nivel de esfuerzos en todo punto es tal que la condición de fluencia no es sobrepasada. Que las velocidades de deformación sean cinemáticamente admisibles o sea que la relación entre desplazamientos normales y tangenciales y la condición de que la velocidad de deformación a lo largo de las líneas de falla sea nula.

Las expresiones algebraicas que permiten calcular la capacidad de carga se encuentran en función de tres contribuciones:

- La cohesión que actúa en la superficie de falla
- La sobrecarga aplicada en la superficie del terreno
- El peso del suelo dentro de la superficie de falla

En última instancia e independientemente de las hipótesis, la capacidad de carga es un problema de ruptura por empuje pasivo de la fundación contra el suelo, se estudiará en el apartado 6.3 de ésta unidad.

Las fórmulas dinámicas consisten en las ecuaciones propuestas por diversos autores que definen la capacidad de carga admisible mediante correlaciones, a partir de ensayos de campo dinámicos. En el apartado 6.8 de ésta unidad se muestra el cálculo de la capacidad de carga a partir del Número de golpes obtenido del ensayo de SPT.

Capacidad de carga admisible

La carga admisible en una cimentación es aquella que puede ser aplicada sin producir desperfectos en la estructura soportada, teniendo, además, un margen de seguridad dado por el llamado **coeficiente de seguridad** adoptado. La carga admisible no depende únicamente del terreno, sino también de la cimentación, característica de la estructura y del coeficiente de seguridad que se adopte en cada caso.

3. Preparación de varias soluciones posibles de la cimentación

Considerar brevemente cada uno de los tipos acostumbrados de cimentación, para juzgar si pueden construirse en las condiciones prevalecientes; si serían capaces, de soportar las cargas necesarias, y si pudieran experimentar asentamientos perjudiciales. En esa etapa preliminar se eliminan los tipos evidentemente inadecuados.

4. Selección del tipo de cimentación más conveniente

Se debe considerar brevemente cada uno de los tipos acostumbrados de cimentación, para juzgar si pueden construirse en las condiciones prevalecientes; si serían capaces de soportar las

cargas necesarias, y si pudieran experimentar asentamientos perjudiciales. En esta etapa preliminar se eliminan los tipos evidentemente inadecuados. La selección de la cimentación adecuada se hace atendiendo:

- ♦ Rapidez en la construcción
- ♦ Economía
- ♦ Adaptabilidad

6.2.1 Mecanismo de fallas en cimentaciones superficiales

Por experiencia y observaciones relativas al comportamiento de las cimentaciones se ha visto que la falla por capacidad de carga de las mismas ocurre como producto de una rotura por corte del suelo de desplante de la cimentación.

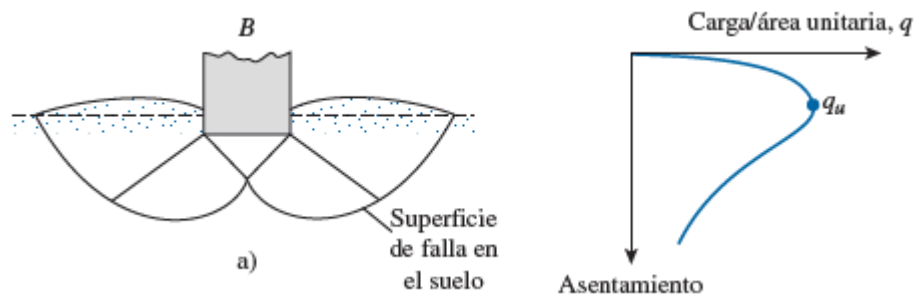
Son tres los tipos clásicos de falla bajo las cimentaciones:

1. falla por corte general. Se tiene en arenas densas y arcillas rígidas.
2. Falla por punzonamiento.
3. Falla por corte local, se tiene en arenas medias y flojas y en arcillas suaves.

La falla por **corte general** se caracteriza por la presencia de una superficie de deslizamiento continua dentro del terreno, que se inicia en el borde de la cimentación y que avanza hasta la superficie del terreno, como se puede observar en la figura No 6.2.

Esta falla por corte general es usualmente súbita y catastrófica, y al menos que la estructura misma no permita la rotación de las zapatas, ocurre con cierta visible inclinación de la cimentación, provocando un hinchamiento y bufamiento del suelo a los lados de la cimentación aunque el colapso final del mismo se presenta de un lado.

Figura No 6.2: Falla general por corte

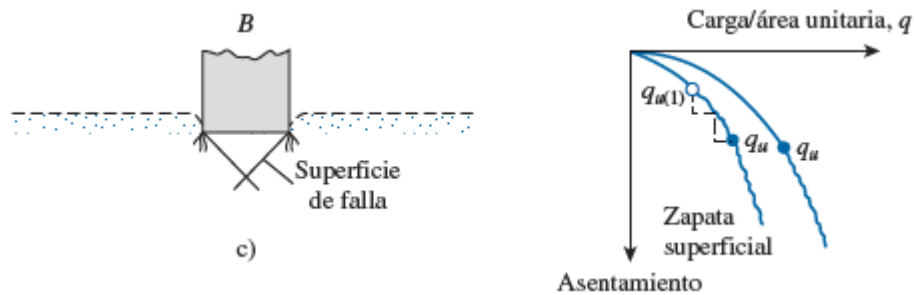


Fuente: Braja M. Das, "Fundamentos de Ingeniería de cimentaciones", séptima edición, capítulo 3, pág. 134

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

La **falla por punzonamiento** se caracteriza por un movimiento vertical de la cimentación mediante la compresión del suelo inmediatamente debajo de ella. La rotura del suelo se presenta por corte alrededor de la cimentación y casi no se observan movimientos de este junto a la cimentación, manteniéndose el equilibrio tanto vertical como horizontal de la misma, ver figura No 6.3.

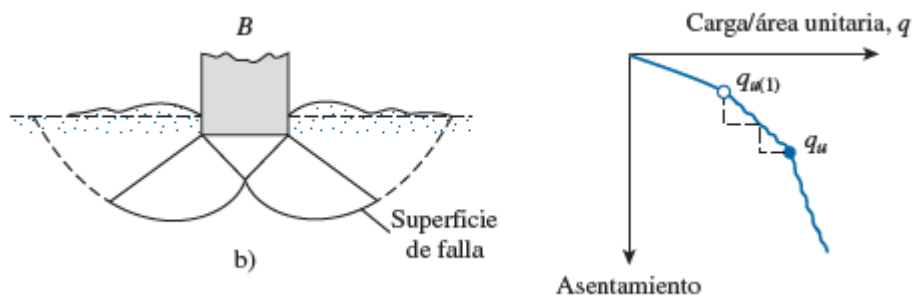
Figura No 6.3: Falla por punzonamiento



Fuente: Braja M. Das, "Fundamentos de Ingeniería de cimentaciones", séptima edición, capítulo 3, pág. 134

La **falla por corte local** representa una transición entre las dos anteriores, pues tiene características tanto del tipo de falla por corte general como del de punzonamiento. En este tipo de falla existe una marcada tendencia al bufamiento del suelo a los lados de la cimentación, y además la compresión vertical debajo de la cimentación es fuerte y las superficies de deslizamiento terminan en algún punto dentro de la misma masa del suelo. Solamente cuando se llega a presentar un caso de desplazamiento vertical muy grande (del orden de la mitad del lado o del diámetro de la zapata) puede suceder que las superficies de deslizamiento lleguen a la superficie del terreno, pero aun en este caso no se produce una falla catastrófica ni inclinación de la zapata, ver figura No 6.4.

Figura No 6.4: Falla local por corte



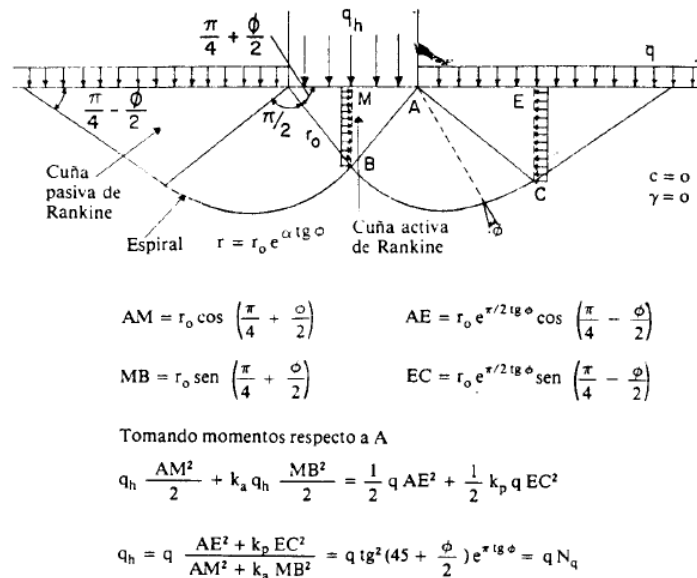
Fuente: Braja M. Das, "Fundamentos de Ingeniería de cimentaciones", séptima edición, capítulo 3, pág. 134

6.3 Teorías para el cálculo de Capacidad de Carga

Los estudios teóricos para el cálculo de capacidad de carga de los suelos se han basado en la hipótesis de un mecanismo o modelo de rotura bidimensional junto con una ley de resistencia del terreno, estableciendo las condiciones límites de equilibrio entre las fuerzas aplicadas exteriormente y las desarrolladas en el terreno para contrarrestarlas. Posteriormente se han aplicado factores de corrección para tener en cuenta la forma del cimiento, la excentricidad o inclinación de la carga, etc.

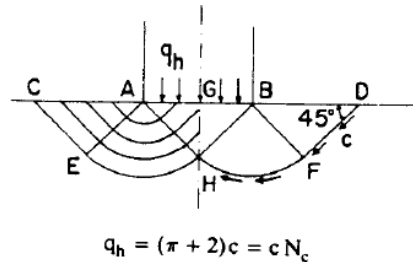
Siguiendo el desarrollo histórico, las primeras soluciones fueron las encontradas por Prandtl (1920) para zapatas corridas lisas, suponiendo un terreno sin peso y con rozamiento (ver figura No 6.5) o con cohesión únicamente (ver figura No 6.6), en este último caso la simetría del mecanismo hace que el peso no tenga influencia. La deducción por Caquot (1948) del teorema de los estados correspondientes, permitió superponer ambas soluciones para el caso de suelos con rozamiento y cohesión.

Figura No 6.5: Solución de Prandtl para terreno no cohesivo, sin peso.



Fuente: L. Mendoza (2016), "Capacidad de carga de las cimentaciones"

Figura No 6.6 Mecanismo de rotura propuesto por Prandtl para terreno cohesivo puro



Fuente: L. Mendoza (2016), "Capacidad de carga de las cimentaciones"

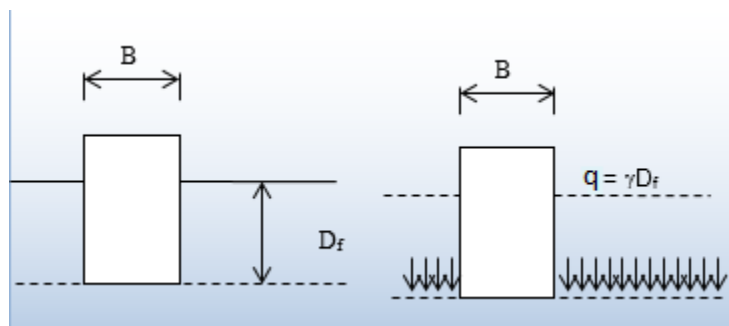
6.3.1 Teoría de Terzaghi

Posteriormente surge la teoría de Terzaghi, que es uno de los primeros esfuerzos por adaptar a la Mecánica de Suelos los resultados de la mecánica del medio continuo.

Esta teoría cubre el caso más general de suelos con *cohesión y fricción*; es la teoría más usada para el cálculo de la capacidad de carga en cimientos poco profundos.

La expresión cimiento poco profundo se aplica a aquel en el que el ancho B es igual o mayor que la distancia vertical entre el terreno natural y la base del cimiento (profundidad de desplante D_f). En estas condiciones Terzaghi desprecia la resistencia al esfuerzo cortante arriba del nivel de desplante del cimiento, considerándola solo de dicho nivel hacia abajo. El terreno sobre la base del cimiento se supone que solo produce un efecto que puede representarse por una sobrecarga $q = \gamma D_f$, actuante precisamente en un plano horizontal que pase por la base del cimiento, en donde γ es el peso volumétrico del suelo, ver figura No 6.7.

Figura No 6.7: Equivalencia del suelo sobre el nivel de desplante de un cimiento con una sobrecarga debida a su peso

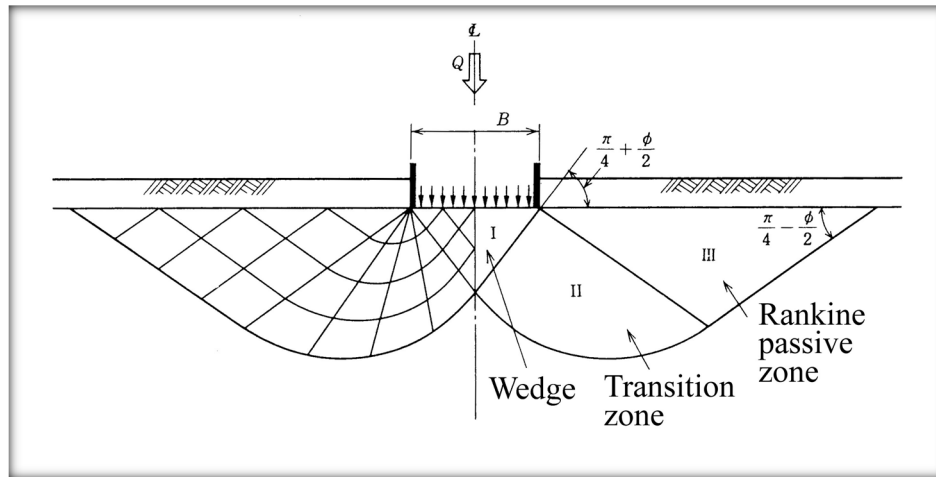


Fuente: L. Mendoza (2016), "Capacidad de carga de las cimentaciones"

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Con base en los estudios de Prandtl en suelos cohesivos, Terzaghi los extendió a suelos cohesivo-friccionantes, proponiendo el mecanismo de falla mostrado en la figura No 6.8.

Figura No 6.8: Mecanismo de falla de un cimiento continuo poco profundo según Terzaghi



Fuente: L. Mendoza (2016), "Capacidad de carga de las cimentaciones"

La solución de Terzaghi asume que existen tres zonas con movimientos diferentes bajo y alrededor de la aplicación de la carga:

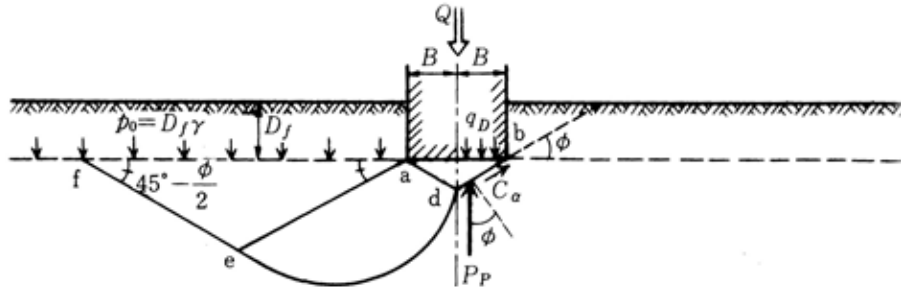
1. **La zona I**, que es la que se encuentra inmediatamente debajo de la cimentación, tiene forma de cuña y no puede penetrar en el suelo a menos que la presión de los lados inclinados, AC y BC alcance la presión pasiva del suelo adyacente. Al moverse la zona I lo hace verticalmente hacia abajo junto con la cimentación.
2. **La zona II**, denominada zona de corte radial, es una zona de falla, y las grandes deformaciones que se presentan en ella provocan un levantamiento la zona III, la cual trata de resistir a dicho levantamiento con el peso del material de la misma.
3. La resistencia de la **zona III** variara de acuerdo a su tamaño, con el peso volumétrico del material y con la resistencia al deslizamiento a lo largo de la parte inferior CDE de dicha zona, resistencia que es función del Angulo de fricción interna, de la cohesión y del peso del suelo.

El límite inferior ACDE se compone de dos líneas rectas, AC y DE con inclinación de $45^\circ + \phi/2$ y $45^\circ - \phi/2$ con respecto a la horizontal, respectivamente. En el instante de la falla (Ver figura No 6.9), para determinar la capacidad de carga límite de una cimentación corrida o continua para la **falla por corte general**, cuando el valor de SPT sea mayor de 15 golpes, Terzaghi presentó la siguiente ecuación:

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Falla general $\gg Q_{ult} = cN_c + \gamma D_f N_q + 0.5\gamma B N_\gamma$

Figura No 6.9: Equilibrio de fuerzas en la teoría de Terzaghi



Equilibrio de fuerzas

$$Q + \gamma B^2 \tan \phi - 2P_p - 2BC_a \tan \phi = 0$$

Capacidad de carga

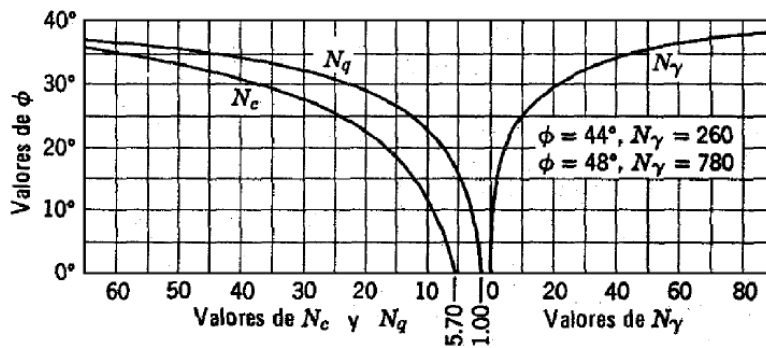
$$Q = 2P_p + 2BC_a \tan \phi - \gamma B^2 \tan \phi$$

Fuente: L. Mendoza (2016), "Capacidad de carga de las cimentaciones"

En la ecuación N_c , N_q y N_γ son coeficientes sin dimensión que dependen únicamente del ángulo de fricción interna del suelo y se llaman **factores de capacidad de carga** debidos a la cohesión, a la sobrecarga y al peso del suelo, respectivamente, (ver figura No 6.10).

$$N_q = \frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi} e^{\pi \tan \phi}, \quad N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \tan \phi$$

Figura No 6.10: Factores de capacidad de Carga de Terzaghi (1948)



Fuente: L. Mendoza (2016), "Capacidad de carga de las cimentaciones"

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

En resumen para determinar la capacidad de carga para la falla por corte general se tiene la tabla No 6.1:

Tabla No 6.1: Capacidad de carga, falla por corte general	
Cimentación continua o corrida	$Q_{ult} = cN_c + \gamma D_f N_q + 0.5\gamma B N_\gamma$
Cimentación cuadrada	$Q_{ult} = 1.3cN_c + \gamma D_f N_q + 0.4\gamma B N_\gamma$
Cimentación circular	$Q_{ult} = 1.3cN_c + \gamma D_f N_q + 0.6\gamma R N_\gamma$
Cimentación rectangular	$Q_{ult} = \left(1 + 0.2\left(\frac{B}{L}\right)\right)cN_c + \gamma D_f N_q + 0.5\left(1 + 0.2\left(\frac{B}{L}\right)\right)\gamma B N_\gamma$

Fuente: propia

Nota:

En el segundo término de las ecuaciones, el peso específico (γ) corresponde al suelo por encima de la cimentación y para el tercer término el peso específico (γ) corresponde al suelo por debajo de la base de la cimentación.

Las variaciones de los factores de capacidad de carga definidos anteriormente se muestran en la Tabla No 6.2:

Tabla No 6.2: Factores de capacidad de carga de Terzaghi, de Kumbhojkar

ϕ'	N_c	N_q	N_γ^a	ϕ'	N_c	N_q	N_γ^a
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.10	0.01	27	29.24	15.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.80	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	115.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.50	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	151.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	415.14	1072.80
25	25.13	12.72	8.34				

^aDe Kumbhojkar (1993).

Fuente: Braja M. Das, "Fundamentos de Ingeniería de cimentaciones", séptima edición, capítulo 3, pág. 139

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Para obtener la capacidad de carga última con respecto a **falla local** de un modo razonablemente aproximado para fines prácticos, Terzaghi corrigió su teoría de un modo sencillo introduciendo nuevos valores de c y ϕ para efectos de cálculo:

- $c' = \frac{2}{3}c$
- $\tan\phi = \frac{2}{3}\tan\phi$

Significa que Terzaghi asigna al suelo una resistencia igual a las dos terceras partes de la real, a este suelo equivalente, le aplica la teoría primeramente expuesta.

En definitiva, la capacidad de carga última respecto a falla local queda dada por la expresión:

Falla Local $\gg Q_{ult} = \frac{2}{3}cN'_c + \gamma D_f N'_q + 0.5\gamma BN'_\gamma$ (cimiento continuo o corrido)

Toda la teoría expuesta se refiere a cimientos continuos, es decir, de longitud infinita normal al plano del papel. Para cimientos cuadrados o redondos (tan frecuentes en la práctica, por otra parte), no existe ninguna teoría, ni aun aproximada. Las ecuaciones dadas en la tabla No 6.2, han sido propuestas por el propio Terzaghi y son modificaciones de la expresión fundamental, basadas en resultados experimentales.

En resumen para determinar la capacidad de carga para la falla por corte local se tiene la tabla No 6.3:

Tabla No 6.3: Capacidad de carga, falla por corte local	
Cimentación continua o corrida	$Q_{ult} = \frac{2}{3}cN'_c + \gamma D_f N'_q + 0.5\gamma BN'_\gamma$
Cimentación cuadrada	$Q_{ult} = 0.867cN'_c + \gamma D_f N'_q + 0.4\gamma BN'_\gamma$
Cimentación circular	$Q_{ult} = 0.867cN'_c + \gamma D_f N'_q + 0.3\gamma RN'_\gamma$
Cimentación rectangular	$Q_{ult} = \left(1 + 0.2\left(\frac{B}{L}\right)\right)\frac{2}{3}cN'_c + \gamma D_f N'_q + 0.5\left(1 + 0.2\left(\frac{B}{L}\right)\right)\gamma BN'_\gamma$

Fuente: propia

Nota: En el segundo término de las ecuaciones, el peso específico (γ) corresponde al suelo por encima de la cimentación y para el tercer término el peso específico (γ) corresponde al suelo por debajo de la base de la cimentación.

Dónde:

- Q_{ult} = Capacidad de carga última
- c = cohesión
- γ = peso específico del suelo
- D_f = profundidad de desplante
- B = ancho de la cimentación
- L = largo de la cimentación
- R = radio de la cimentación circular

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Las variaciones de los factores de capacidad de carga modificados se muestran en la Tabla No 6.4:

Tabla No 6.4: Factores de capacidad de carga Modificados de Terzaghi

ϕ'	N_c	N_q	N_γ	ϕ'	N_c	N_q	N_γ
0	5.70	1.00	0.00	26	15.53	6.05	2.59
1	5.90	1.07	0.005	27	16.30	6.54	2.88
2	6.10	1.14	0.02	28	17.13	7.07	3.29
3	6.30	1.22	0.04	29	18.03	7.66	3.76
4	6.51	1.30	0.055	30	18.99	8.31	4.39
5	6.74	1.39	0.074	31	20.03	9.03	4.83
6	6.97	1.49	0.10	32	21.16	9.82	5.51
7	7.22	1.59	0.128	33	22.39	10.69	6.32
8	7.47	1.70	0.16	34	23.72	11.67	7.22
9	7.74	1.82	0.20	35	25.18	12.75	8.35
10	8.02	1.94	0.24	36	26.77	13.97	9.41
11	8.32	2.08	0.30	37	28.51	15.32	10.90
12	8.63	2.22	0.35	38	30.43	16.85	12.75
13	8.96	2.38	0.42	39	32.53	18.56	14.71
14	9.31	2.55	0.48	40	34.87	20.50	17.22
15	9.67	2.73	0.57	41	37.45	22.70	19.75
16	10.06	2.92	0.67	42	40.33	25.21	22.50
17	10.47	3.13	0.76	43	43.54	28.06	26.25
18	10.90	3.36	0.88	44	47.13	31.34	30.40
19	11.36	3.61	1.03	45	51.17	35.11	36.00
20	11.85	3.88	1.12	46	55.73	39.48	41.70
21	12.37	4.17	1.35	47	60.91	44.45	49.30
22	12.92	4.48	1.55	48	66.80	50.46	59.25
23	13.51	4.82	1.74	49	73.55	57.41	71.45
24	14.14	5.20	1.97	50	81.31	65.60	85.75
25	14.80	5.60	2.25				

Fuente: Braja M. Das, "Fundamentos de Ingeniería de cimentaciones", séptima edición, capítulo 3, pág. 140

Aplicación de la teoría de Terzaghi a suelos puramente Cohesivos

Para un suelo Cohesivo en el caso de un cimiento de base rugosa, los factores de capacidad de carga resultan:

$$N_c = 5.7, N_q = 1 \text{ y } N_\gamma = 0$$

Con estos valores la teoría de Terzaghi se puede escribir de la siguiente manera:

$$Q_{ult} = 5.7c + \gamma D_f$$

6.3.2 Teoría de Skempton

Esta teoría se desarrolló para suelos puramente cohesivos, en donde N_c es dependiente de la profundidad de empotramiento del cimiento en el estrato firme, creciendo conforme aumenta D_f hasta un valor máximo para $D/B > 4.5$ (figura No 6.11). La expresión correspondiente es:

$$Q_{ult} = cN_c + \gamma D_f$$

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Terzaghi en su teoría aplicada a suelos puramente cohesivos no toma en cuenta para fijar el valor de N_c la profundidad de desplante del cimiento en el estrato de apoyo, D_f . Así, en la figura No 6.12, los cimientos tendrían la misma capacidad, en lo referente a la influencia de la cohesión, es decir, al valor de N_c .

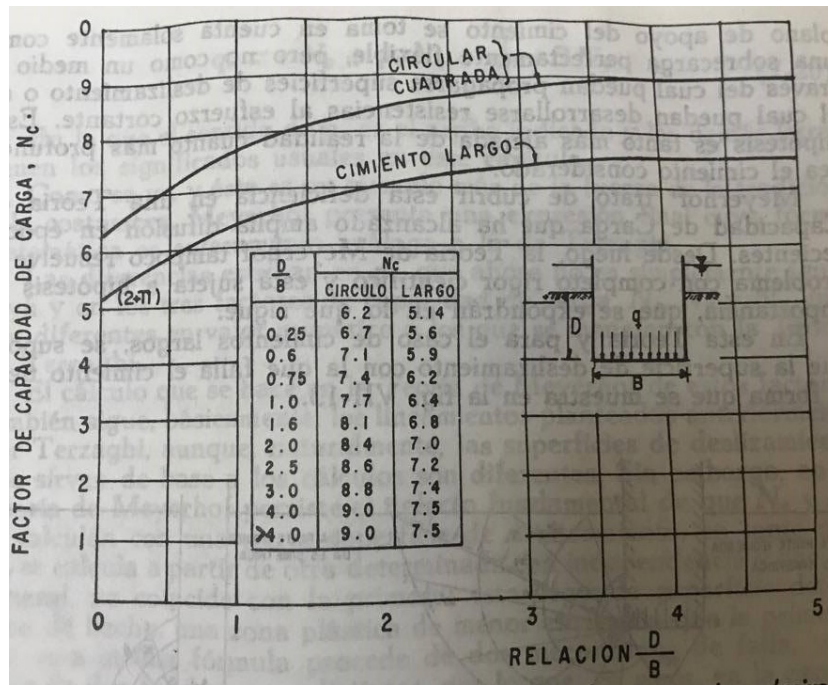
Es claro que según Terzaghi, la capacidad de carga no sería la misma en los dos cimientos, a causa del diferente valor de γD_f , que interviene en la ecuación de capacidad de carga.

En efecto si se piensa en términos de superficie de falla, el cimiento más profundo tendría una superficie de mayor desarrollo, en la cual la cohesión trabajara más, a lo que deberá corresponder un mayor valor de N_c .

Skempton realizó experiencias tratando de cuantificar estas ideas y encontró, en efecto, que el valor de N_c no es independiente de la profundidad de desplante, también encontró, de acuerdo con la intuición, que N_c crece al aumentar la profundidad de desplante del cimiento, si bien este crecimiento no es ilimitado, de manera que N_c permanece ya constante de una cierta profundidad de desplante en adelante.

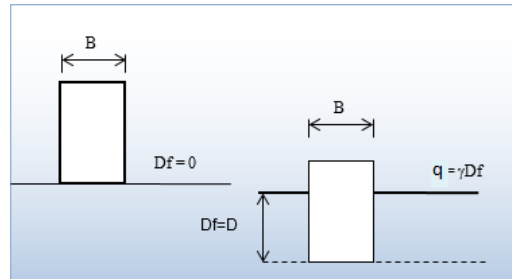
Skempton estriba en que ahora N_c , ya no vale siempre 5.7, sino que varía con la relación D/B , en que D_f es la profundidad de entrada del cimiento en el suelo resistente y B es el ancho del mismo elemento. En la figura No 6.12 aparecen los valores obtenidos por Skempton para N_c , en el caso de cimientos largos y de cimientos cuadrados o circulares.

Figura No 6.12: Valor de N_c según Skempton, para suelos puramente cohesivos



Fuente: <https://es.slideshare.net/peter190492/cimentaciones-superficiales-y-profundas-v3>

Figura No 6.11: Influencia de la profundidad de desplante en el valor de N_c en suelos puramente cohesivos



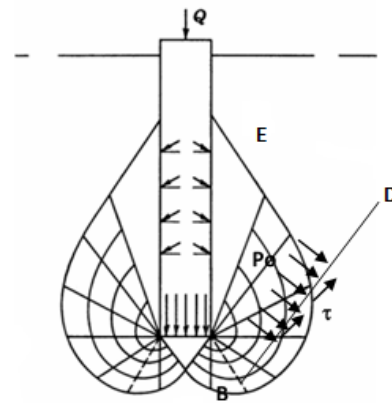
Fuente: L. Mendoza (2016), "Capacidad de carga de las cimentaciones"

6.3.3 Teoría de Meyerhof

En la teoría de Terzaghi no se toman en cuenta los esfuerzos cortantes desarrollados en el suelo arriba del nivel de desplante del cimiento, el suelo arriba del plano de apoyo del cimiento se toma en cuenta solamente como una sobrecarga perfectamente flexible, pero no como un medio a través del cual puedan propagarse superficies de deslizamiento o en el cual puedan desarrollarse resistencias al esfuerzo cortante. Esta hipótesis es tanto más alejada de la realidad cuanto más profundo sea el cimiento considerado.

En esta teoría y para el caso de cimientos largos, se supone que la superficie de deslizamiento con la que falla el cimiento tiene la forma que se muestra en la figura No 6.13. En esta figura la línea BD es llamada por Meyerhof la superficie libre equivalente y en ella actúan los esfuerzos normales P_o y tangenciales τ , correspondientes al efecto del material contenido en la cuña BDE.

Figura No 6.13: Forma de la superficie de falla según la teoría de Meyerhof



Fuente: L. Mendoza (2016), "Capacidad de carga de las cimentaciones"

La expresión a que se llega finalmente al desarrollar la Teoría de Meyerhof es la siguiente:

$$Q_{ult} = cN_c + P_o N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

La diferencia inicial entre esta teoría y la de Terzaghi es que P_o ya no equivalía a γD_f y en los tres factores de capacidad de carga que son diferentes en el valor numérico a los que se manejan en la teoría de Terzaghi.

CAPITULO III

ANALISIS GEOTECNICO

Luego de una revisión Meyerhof vuelve, para el caso de cimientos superficiales, a una ecuación que tiene la forma matemática de la ecuación de Terzaghi, con la diferencia que Meyerhof incorpora ciertos factores de corrección en base a tres aspectos:

- Forma del cimiento (S_i)
- Profundidad de apoyo (d_i)
- Inclinación de la carga (i_i)

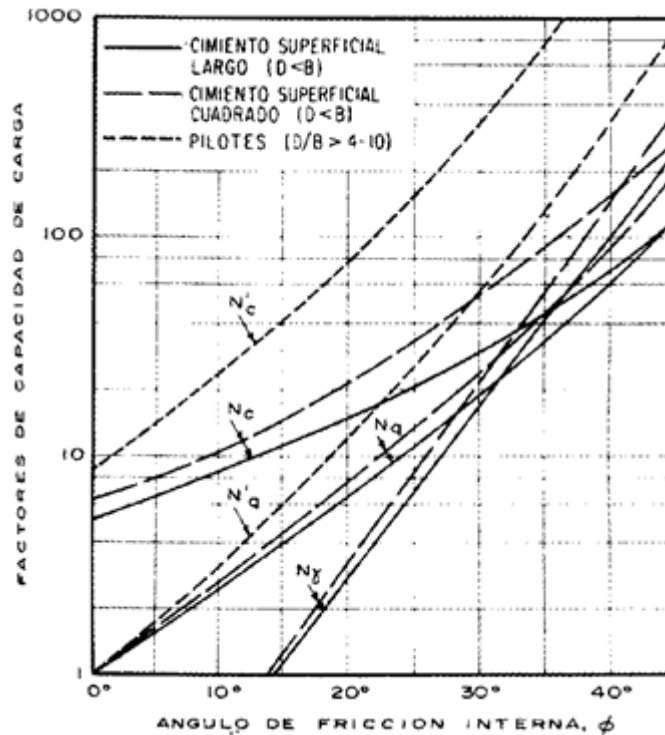
La ecuación general de Meyerhof es la siguiente:

$$Q_{ult} = cN_c S_c d_c i_c + \gamma D_f N_q s_q d_q i_q + 0.5\gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

Factores de Carga

Los factores de capacidad de carga se puede tomar de la figura No 6.14, donde se muestran las gráficas que corresponden a cimentaciones superficiales largas, Para cimentaciones superficiales circulares o cuadradas donde $B=L$, los coeficientes de capacidad de carga son los mostrados con las líneas discontinuas largas y para pilotes se pueden tomar las líneas rayadas cortas.

Figura No 6.14: Factores de capacidad de carga para cimentaciones superficiales y pilotes



Fuente: L. Mendoza (2016), "Capacidad de carga de las cimentaciones"

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Otra forma de encontrar los factores es a través de las ecuaciones siguientes:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\phi)$$

También los factores de capacidad de carga se han calculado en función del ángulo de fricción (ϕ) y presentados por medio de la tabla No 6.5.

Tabla No 6.5: Factores de capacidad de carga para la teoría de Meyerhof

ϕ'	N_c	N_q	N_γ	ϕ'	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.00	0.00	26	22.25	11.85	12.54
1	5.38	1.09	0.07	27	23.94	13.20	14.47
2	5.63	1.20	0.15	28	25.80	14.72	16.72
3	5.90	1.31	0.24	29	27.86	16.44	19.34
4	6.19	1.43	0.34	30	30.14	18.40	22.40
5	6.49	1.57	0.45	31	32.67	20.63	25.99
6	6.81	1.72	0.57	32	35.49	23.18	30.22
7	7.16	1.88	0.71	33	38.64	26.09	35.19
8	7.53	2.06	0.86	34	42.16	29.44	41.06
9	7.92	2.25	1.03	35	46.12	33.30	48.03
10	8.35	2.47	1.22	36	50.59	37.75	56.31
11	8.80	2.71	1.44	37	55.63	42.92	66.19
12	9.28	2.97	1.69	38	61.35	48.93	78.03
13	9.81	3.26	1.97	39	67.87	55.96	92.25
14	10.37	3.59	2.29	40	75.31	64.20	109.41
15	10.98	3.94	2.65	41	83.86	73.90	130.22
16	11.63	4.34	3.06	42	93.71	85.38	155.55
17	12.34	4.77	3.53	43	105.11	99.02	186.54
18	13.10	5.26	4.07	44	118.37	115.31	224.64
19	13.93	5.80	4.68	45	133.88	134.88	271.76
20	14.83	6.40	5.39	46	152.10	158.51	330.35
21	15.82	7.07	6.20	47	173.64	187.21	403.67
22	16.88	7.82	7.13	48	199.26	222.31	496.01
23	18.05	8.66	8.20	49	229.93	265.51	613.16
24	19.32	9.60	9.44	50	266.89	319.07	762.89
25	20.72	10.66	10.88				

Fuente: Braja M. Das, "Fundamentos de Ingeniería de cimentaciones", séptima edición, capítulo 3, pag. 144

Factores de Corrección

A continuación se presentan los factores de corrección propuestos por Meyerhof, para la aplicación de su teoría:

Influencia de la Profundidad de la cimentación (d_i)

La ecuación de Terzaghi no considera que el terreno situado sobre la base de la zapata tenga resistencia, sin embargo es evidente que para producir el hundimiento del cimiento, la superficie de rotura teórica deberá no solo levantarse el terreno situado junto a la zapata, sino también atravesarlo, movilizándolo su resistencia al corte. Para tener en cuenta este efecto, que obviamente aumenta la capacidad de carga disponible, se emplea usualmente un coeficiente de corrección por profundidad, en lo que respecta al empleo práctico de este factor, es importante señalar que en ocasiones puede ser prudente no considerarlo. Esto sería el caso de construir una zapata poco profunda en un terreno arcilloso de plasticidad elevada, ya que en épocas secas podrían desarrollarse grietas por contracción que alcanzaran la profundidad del cimiento. En este caso la superficie de deslizamiento teórica habría de levantar el suelo, pero no movilizar su resistencia al corte, ya que existirían discontinuidades abiertas y sin resistencia.

Influencia de la forma de la cimentación (S_i)

La capacidad de carga de una zapata circular o cuadrada resulta mayor que la de una zapata corrida.

Este hecho es bastante intuitivo, ya que cuando una zapata corrida (indefinida en una dirección) alcanza el asentamiento, la superficie de rotura es marcadamente bidimensional. Sin embargo, en una zapata cuadrada del mismo ancho B , la superficie de rotura resulta marcadamente tridimensional (la cuña de rotura se expande más allá de los límites geométricos de la zapata) es decir, las zapatas corridas movilizan la resistencia de un valor menor de suelo por unidad de área del cimiento que las cimentaciones no indefinidas en una dirección.

Este efecto de aumento de la resistencia en función de la forma se tiene en cuenta mediante un factor de corrección de forma.

Influencia de la inclinación de las cargas en la cimentación (i_i)

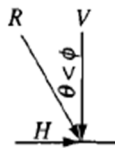
La inclinación de la carga sobre la cimentación causa la reducción de la capacidad de carga, que la reduce en un factor el cual está en función del ángulo de inclinación.

Cada teoría estudiada, para resolver el problema de capacidad de carga propone sus propios factores, en el caso de Meyerhof estos se detallan a continuación en la Tabla No 6.6.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Tabla No 6.6: Factores de corrección de la teoría de Meyerhof

Factors	Value	For
Shape:	$s_c = 1 + 0.2K_p \frac{B}{L}$	Any ϕ
	$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1K_p \frac{B}{L}$	$\phi > 10^\circ$
	$s_q = s_\gamma = 1$	$\phi = 0$
Depth:	$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{K_p} \frac{D}{B}$	Any ϕ
	$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{K_p} \frac{D}{B}$	$\phi > 10$
	$d_q = d_\gamma = 1$	$\phi = 0$
Inclination:	$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	Any ϕ
	$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ}\right)^2$	$\phi > 0$
	$i_\gamma = 0$ for $\theta > 0$	$\phi = 0$



Where $K_p = \tan^2(45 + \phi/2)$ as in Fig. 4-2
 θ = angle of resultant R measured from vertical without a sign; if $\theta = 0$ all $i_i = 1.0$.
 B, L, D = previously defined

Fuente: J. E. Bowles, "Foundation analysis and design", Fifth edition by McGraw-Hill

6.3.4 Teoría de Hansen

Hansen (1970) propuso su teoría general de capacidad de carga, esta ecuación es una extensión de la teoría de Meyerhof, la diferencia es que Hansen incluye dos factores más:

- Factor de base (b_i): para los casos en las que la cimentación está inclinada con respecto a la horizontal.
- Factor de pendiente (g_i): dado por la posibilidad de una pendiente β del suelo que se superpone al apoyo de la zapata.

La ecuación general de Hansen es la siguiente:

$$Q_{ult} = cN_c S_c d_c i_c g_c b_c + \gamma D_f N_q S_q d_q i_q g_q b_q + 0.5 \gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

Si $\phi = 0$

$$Q_{ult} = 5.14 S_u (1 + S'_c + d'_c - i'_c - b'_c - g'_c) + \gamma D_f$$

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Es importante resaltar que cuando exista algún tipo de excentricidad en la zapata, se debe sustituir B por B' en el último término, tal como se muestra en el apartado 6.4 de esta unidad.

Factores de Capacidad de carga

N_q = Se calcula igual que Meyerhof

N_c = Se calcula igual que Meyerhof

$N_\gamma = 1.5(N_q - 1)\tan\phi$

En la Tabla No 6.7 se presentan los factores de capacidad de carga ya calculados en función del ángulo de fricción, con el fin de facilitar el cálculo. Los valores de estos parámetros para ángulos de fricción superiores a 35°, se recomienda calcularlos con las ecuaciones y no realizar interpolaciones entre datos.

Tabla No 6.7: Factores de capacidad de carga

Bearing-capacity factors for the Meyerhof, Hansen, and Vesic bearing-capacity equations

Note that N_c and N_q are the same for all three methods; subscripts identify author for N_γ

ϕ	N_c	N_q	$N_{\gamma(H)}$	$N_{\gamma(M)}$	$N_{\gamma(V)}$	N_q/N_c	$2 \tan \phi(1 - \sin \phi)^2$
0	5.14*	1.0	0.0	0.0	0.0	0.195	0.000
5	6.49	1.6	0.1	0.1	0.4	0.242	0.146
10	8.34	2.5	0.4	0.4	1.2	0.296	0.241
15	10.97	3.9	1.2	1.1	2.6	0.359	0.294
20	14.83	6.4	2.9	2.9	5.4	0.431	0.315
25	20.71	10.7	6.8	6.8	10.9	0.514	0.311
26	22.25	11.8	7.9	8.0	12.5	0.533	0.308
28	25.79	14.7	10.9	11.2	16.7	0.570	0.299
30	30.13	18.4	15.1	15.7	22.4	0.610	0.289
32	35.47	23.2	20.8	22.0	30.2	0.653	0.276
34	42.14	29.4	28.7	31.1	41.0	0.698	0.262
36	50.55	37.7	40.0	44.4	56.2	0.746	0.247
38	61.31	48.9	56.1	64.0	77.9	0.797	0.231
40	75.25	64.1	79.4	93.6	109.3	0.852	0.214
45	133.73	134.7	200.5	262.3	271.3	1.007	0.172
50	266.50	318.5	567.4	871.7	761.3	1.195	0.131

* = $\pi + 2$ as limit when $\phi \rightarrow 0^\circ$.

Slight differences in above table can be obtained using program BEARING.EXE on diskette depending on computer used and whether or not it has floating point.

Fuente: J. E. Bowles, "Foundation analysis and design", Fifth edition by McGraw-Hill

En la Tabla No 6.8 se muestran las ecuaciones para calcular los factores de corrección, ya sea por forma, profundidad y otros que componen la ecuación de capacidad de carga.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Tabla No 6.8: Ecuaciones para el cálculo de factores de corrección

Shape and depth factors for use in either the Hansen (1970) or Vesíć (1973, 1975b) bearing-capacity equations of Table 4-1. Use s'_c, d'_c when $\phi = 0$ only for Hansen equations. Subscripts H, V for Hansen, Vesíć, respectively.	Table of inclination, ground, and base factors for the Hansen (1970) equations. See Table 4-5c for equivalent Vesíć equations.																																																		
<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="width: 50%; text-align: center; border-bottom: 1px solid black;">Shape factors</th> <th style="width: 50%; text-align: center; border-bottom: 1px solid black;">Depth factors</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="padding: 5px;">$s'_{c(H)} = 0.2 \frac{B'}{L'} \quad (\phi = 0^\circ)$</td> <td style="padding: 5px;">$d'_c = 0.4k \quad (\phi = 0^\circ)$</td> </tr> <tr> <td style="padding: 5px;">$s_{c(H)} = 1.0 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'}$</td> <td style="padding: 5px;">$d_c = 1.0 + 0.4k$</td> </tr> <tr> <td style="padding: 5px;">$s_{c(V)} = 1.0 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B}{L}$</td> <td style="padding: 5px;">$k = D/B$ for $D/B \leq 1$</td> </tr> <tr> <td style="padding: 5px;">$s_c = 1.0$ for strip</td> <td style="padding: 5px;">$k = \tan^{-1}(D/B)$ for $D/B > 1$</td> </tr> <tr> <td style="padding: 5px;"></td> <td style="padding: 5px;">k in radians</td> </tr> <tr> <td style="padding: 5px;">$s_{q(H)} = 1.0 + \frac{B'}{L'} \sin \phi$</td> <td style="padding: 5px;">$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 k$</td> </tr> <tr> <td style="padding: 5px;">$s_{q(V)} = 1.0 + \frac{B}{L} \tan \phi$</td> <td style="padding: 5px;">k defined above</td> </tr> <tr> <td style="padding: 5px; text-align: center;">for all ϕ</td> <td style="padding: 5px;"></td> </tr> <tr> <td style="padding: 5px;">$s_{\gamma(H)} = 1.0 - 0.4 \frac{B'}{L'} \geq 0.6$</td> <td style="padding: 5px;">$d_\gamma = 1.00$ for all ϕ</td> </tr> <tr> <td style="padding: 5px;">$s_{\gamma(V)} = 1.0 - 0.4 \frac{B}{L} \geq 0.6$</td> <td style="padding: 5px;"></td> </tr> </tbody> </table>	Shape factors	Depth factors	$s'_{c(H)} = 0.2 \frac{B'}{L'} \quad (\phi = 0^\circ)$	$d'_c = 0.4k \quad (\phi = 0^\circ)$	$s_{c(H)} = 1.0 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'}$	$d_c = 1.0 + 0.4k$	$s_{c(V)} = 1.0 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B}{L}$	$k = D/B$ for $D/B \leq 1$	$s_c = 1.0$ for strip	$k = \tan^{-1}(D/B)$ for $D/B > 1$		k in radians	$s_{q(H)} = 1.0 + \frac{B'}{L'} \sin \phi$	$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 k$	$s_{q(V)} = 1.0 + \frac{B}{L} \tan \phi$	k defined above	for all ϕ		$s_{\gamma(H)} = 1.0 - 0.4 \frac{B'}{L'} \geq 0.6$	$d_\gamma = 1.00$ for all ϕ	$s_{\gamma(V)} = 1.0 - 0.4 \frac{B}{L} \geq 0.6$		<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="width: 50%; text-align: center; border-bottom: 1px solid black;">Inclination factors</th> <th style="width: 50%; text-align: center; border-bottom: 1px solid black;">Ground factors (base on slope)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="padding: 5px;">$i'_c = 0.5 - \sqrt{1 - \frac{H_i}{A_f c_a}}$</td> <td style="padding: 5px;">$g'_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$</td> </tr> <tr> <td style="padding: 5px;">$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$</td> <td style="padding: 5px;">$g_c = 1.0 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$</td> </tr> <tr> <td style="padding: 5px;">$i_q = \left[1 - \frac{0.5H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{\alpha_1}$</td> <td style="padding: 5px;">$g_q = g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \beta)^5$</td> </tr> <tr> <td style="padding: 5px;">$2 \leq \alpha_1 \leq 5$</td> <td style="padding: 5px;"></td> </tr> <tr> <td style="padding: 5px;">$i_\gamma = \left[1 - \frac{0.7H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{\alpha_2}$</td> <td style="padding: 5px;"></td> </tr> <tr> <td style="padding: 5px;">$i_v = \left[1 - \frac{(0.7 - \eta^\circ/450^\circ)H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{\alpha_2}$</td> <td style="padding: 5px;"></td> </tr> <tr> <td style="padding: 5px;">$2 \leq \alpha_2 \leq 5$</td> <td style="padding: 5px;"></td> </tr> <tr> <td style="padding: 5px;"></td> <td style="padding: 5px; text-align: center;">Base factors (tilted base)</td> </tr> <tr> <td style="padding: 5px;"></td> <td style="padding: 5px;">$b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ} \quad (\phi = 0)$</td> </tr> <tr> <td style="padding: 5px;"></td> <td style="padding: 5px;">$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ} \quad (\phi > 0)$</td> </tr> <tr> <td style="padding: 5px;"></td> <td style="padding: 5px;">$b_q = \exp(-2\eta \tan \phi)$</td> </tr> <tr> <td style="padding: 5px;"></td> <td style="padding: 5px;">$b_\gamma = \exp(-2.7\eta \tan \phi)$</td> </tr> <tr> <td style="padding: 5px;"></td> <td style="padding: 5px; text-align: center;">η in radians</td> </tr> </tbody> </table>	Inclination factors	Ground factors (base on slope)	$i'_c = 0.5 - \sqrt{1 - \frac{H_i}{A_f c_a}}$	$g'_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$	$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$	$g_c = 1.0 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$	$i_q = \left[1 - \frac{0.5H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{\alpha_1}$	$g_q = g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \beta)^5$	$2 \leq \alpha_1 \leq 5$		$i_\gamma = \left[1 - \frac{0.7H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{\alpha_2}$		$i_v = \left[1 - \frac{(0.7 - \eta^\circ/450^\circ)H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{\alpha_2}$		$2 \leq \alpha_2 \leq 5$			Base factors (tilted base)		$b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ} \quad (\phi = 0)$		$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ} \quad (\phi > 0)$		$b_q = \exp(-2\eta \tan \phi)$		$b_\gamma = \exp(-2.7\eta \tan \phi)$		η in radians
Shape factors	Depth factors																																																		
$s'_{c(H)} = 0.2 \frac{B'}{L'} \quad (\phi = 0^\circ)$	$d'_c = 0.4k \quad (\phi = 0^\circ)$																																																		
$s_{c(H)} = 1.0 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'}$	$d_c = 1.0 + 0.4k$																																																		
$s_{c(V)} = 1.0 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B}{L}$	$k = D/B$ for $D/B \leq 1$																																																		
$s_c = 1.0$ for strip	$k = \tan^{-1}(D/B)$ for $D/B > 1$																																																		
	k in radians																																																		
$s_{q(H)} = 1.0 + \frac{B'}{L'} \sin \phi$	$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 k$																																																		
$s_{q(V)} = 1.0 + \frac{B}{L} \tan \phi$	k defined above																																																		
for all ϕ																																																			
$s_{\gamma(H)} = 1.0 - 0.4 \frac{B'}{L'} \geq 0.6$	$d_\gamma = 1.00$ for all ϕ																																																		
$s_{\gamma(V)} = 1.0 - 0.4 \frac{B}{L} \geq 0.6$																																																			
Inclination factors	Ground factors (base on slope)																																																		
$i'_c = 0.5 - \sqrt{1 - \frac{H_i}{A_f c_a}}$	$g'_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$																																																		
$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$	$g_c = 1.0 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$																																																		
$i_q = \left[1 - \frac{0.5H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{\alpha_1}$	$g_q = g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \beta)^5$																																																		
$2 \leq \alpha_1 \leq 5$																																																			
$i_\gamma = \left[1 - \frac{0.7H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{\alpha_2}$																																																			
$i_v = \left[1 - \frac{(0.7 - \eta^\circ/450^\circ)H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{\alpha_2}$																																																			
$2 \leq \alpha_2 \leq 5$																																																			
	Base factors (tilted base)																																																		
	$b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ} \quad (\phi = 0)$																																																		
	$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ} \quad (\phi > 0)$																																																		
	$b_q = \exp(-2\eta \tan \phi)$																																																		
	$b_\gamma = \exp(-2.7\eta \tan \phi)$																																																		
	η in radians																																																		
<p><i>Notes:</i></p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Note use of "effective" base dimensions B', L' by Hansen but not by Vesíć. 2. The values above are consistent with either a vertical load or a vertical load accompanied by a horizontal load H_B. 3. With a vertical load and a load H_L (and either $H_B = 0$ or $H_B > 0$) you may have to compute two sets of shape s_i and d_i as $s_{i,B}, s_{i,L}$ and $d_{i,B}, d_{i,L}$. For i, L subscripts of Eq. (4-2), presented in Sec. 4-6, use ratio L'/B' or D/L'. 	<p><i>Notes:</i></p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Use H_i as either H_B or H_L, or both if $H_L > 0$. 2. Hansen (1970) did not give an i_c for $\phi > 0$. The value above is from Hansen (1961) and also used by Vesíć. 3. Variable c_a = base adhesion, on the order of 0.6 to 1.0 \times base cohesion. 4. Refer to sketch for identification of angles η and β, footing depth D, location of H_i (parallel and at top of base slab; usually also produces eccentricity). Especially note V = force normal to base and is not the resultant R from combining V and H_i. 																																																		

Fuente: J. E. Bowles, "Foundation analysis and design", Fifth edition by McGraw-Hill

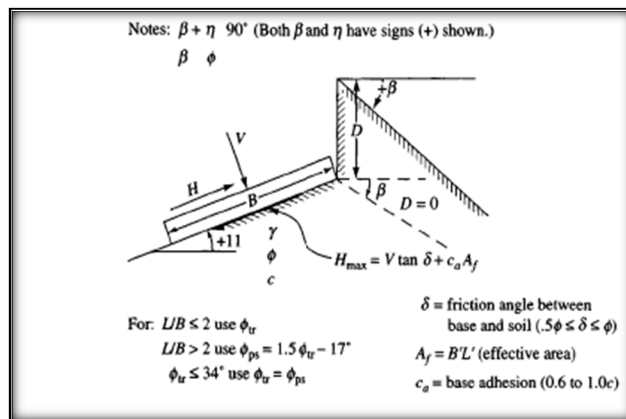
CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Estos factores representan revisiones y extensiones de las ecuaciones anteriores propuestas en los años de 1957 y 1961.

Hay que tener en cuenta que cuando la base se inclina, V y H son perpendiculares y paralelas, respectivamente, a la base, en comparación de cuando se encuentre en posición horizontal como se muestra en la figura No 6.15.

Para una zapata en una pendiente, tanto el factor de Hansen y Vesic g_i pueden ser usados para reducir (o aumentar, dependiendo de la dirección de H_i).

Figura No 6.15: Influencia de la inclinación del apoyo de una zapata en el cálculo de la capacidad de carga



Fuente: J. E. Bowles, "Foundation analysis and design", Fifth edition by McGraw-Hill

La ecuación de Hansen implícitamente permite cualquier valor de la relación de D/B y, por tanto, se puede utilizar tanto para cimentaciones superficiales (zapatas) y profunda (pilotes, cajones perforados). Es necesario realizar una revisión de qNq , ya que este término proporciona un gran aumento en Q_{ult} a profundidades altas. Para situar límites, Hansen utiliza las siguientes reglas dadas en la tabla No 6.9.

Tabla No 6.9: Reglas para el uso de factores de profundidad	
$\frac{D}{B} \leq 1$	$\frac{D}{B} > 1$
$d_c = 1 + 0.4 \frac{D}{B}$	$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{D}{B}$
$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \text{sen} \phi)^2 \frac{D}{B}$	$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \text{sen} \phi)^2 \sin^{-1} \frac{D}{B}$

Nota: D equivale a D_f : profundidad de apoyo del cimiento

Fuente: Propia

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Estas expresiones proporcionan una discontinuidad diferente a $D/B=1$; nótese el uso de los signos \leq y $>$. Para $\phi=0$ se pueden tomar los siguientes valores d'_c dados en la Tabla No 6.10:

Tabla No 6.10: Valores d'_c según Bowles

$D/B =$	0	1	1.5*	2	5	10	20	100
$d'_c =$	0	0.40	0.42	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62

*Actually computes 0.39

Nota: D equivale a D_f : profundidad de apoyo del cimiento

Fuente: J. E. Bowles, "Foundation analysis and design", Fifth edition, editorial McGraw-Hill

Podemos ver que el uso de $\tan^{-1}(D/B)$ por $(D/B)>1$ rige el aumento de d_c y d_q linealmente, de acuerdo con observaciones realizadas a Q_{ult} que parece acercarse a un valor límite con relación de profundidad D/B , donde este valor de D frecuentemente se denomina profundidad crítica.

6.3.5 Teoría de Vesic

La teoría de Vesic dada en los años de 1973- 1975, es un procedimiento muy similar al método de Hansen (1961) con algunos cambios. Para esta teoría los términos de N_c y N_q son los mismos que los de Hansen pero N_γ es ligeramente diferente (ver Tabla No 6.7). También hay diferencias en los términos i_i , b_i y g_i (ver figura No 6.16). La ecuación de Vesic es más fácil de usar que la ecuación de Hansen porque éste usa el termino i para calcular el factor de forma s_i , mientras que Vesic no.

Ecuaciones de Vesic:

$$General: Q_{ult} = C N_c S_c d_c i_c d g_c b_c + \bar{q} N_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0.5 \gamma B' N_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

Donde:

N_q =calcularlo igual a Hansen

N_c =calcularlo igual a Hansen

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$$

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Figura No 6.16: Factores de corrección por carga inclinada, base y pendiente de suelo de la teoría de Vesic

Notes: $\beta + \eta = 90^\circ$ (Both β and η have signs (+) shown.)

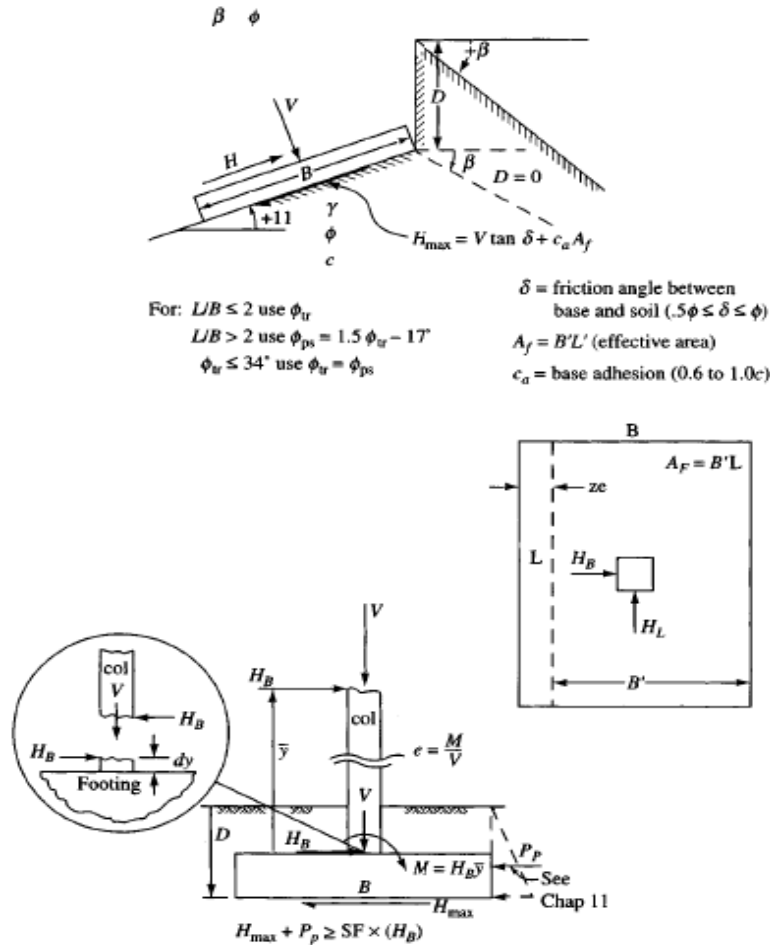


Table of inclination, ground, and base factors for the Vesic (1973, 1975b) bearing-capacity equations. See notes below and refer to sketch for identification of terms.

Inclination factors	Ground factors (base on slope)
$i'_c = 1 - \frac{mH_i}{A_f c_a N_c}$ ($\phi = 0$)	$g'_c = \frac{\beta}{5.14}$ β in radians
$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$ ($\phi > 0$)	$g_c = i_q - \frac{1 - i_q}{5.14 \tan \phi}$ $\phi > 0$
i_q , and m defined below	i_q defined with i_c
$i_q = \left[1.0 - \frac{H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^m$	$g_\gamma = g_\beta = (1.0 - \tan \beta)^2$
Base factors (tilted base)	
$i_\gamma = \left[1.0 - \frac{H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{m+1}$	$b'_c = g'_c$ ($\phi = 0$)
$m = m_B = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$	$b_c = 1 - \frac{2\beta}{5.14 \tan \phi}$
$m = m_L = \frac{2 + L/B}{1 + L/B}$	$b_q = b_\gamma = (1.0 - \eta \tan \phi)^2$

Notes:

- When $\phi = 0$ (and $\beta \neq 0$) use $N_\gamma = -2 \sin(\pm \beta)$ in N_γ term.
- Compute $m = m_B$ when $H_i = H_B$ (H parallel to B) and $m = m_L$ when $H_i = H_L$ (H parallel to L). If you have both H_B and H_L use $m = \sqrt{m_B^2 + m_L^2}$. Note use of B and L , not B' , L' .
- Refer to Table sketch and Tables 4-5a,b for term identification.
- Terms N_c , N_q , and N_γ are identified in Table 4-1.
- Vesic always uses the bearing-capacity equation given in Table 4-1 (uses B' in the N_γ term even when $H_i = H_L$).
- H_i term ≈ 1.0 for computing i_q , i_γ (always).

Fuente: J. E. Bowles, "Foundation analysis and design", Fifth edition by McGraw-Hill

6.4 Influencia de cargas excéntricas en el cálculo de la capacidad de carga

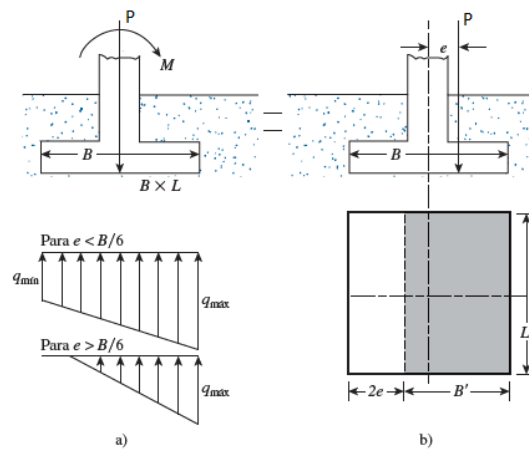
En varios casos, como en la base de un muro de retención, las cimentaciones están sujetas a un momento además de la carga vertical, como se muestra en la figura 6.17. En esas situaciones, la distribución de la presión por la cimentación sobre el suelo no es uniforme. La distribución de la presión nominal, conociendo el valor de la excentricidad $e = \frac{M}{P}$ está dada a continuación:

$$q_{max} = \frac{P}{BL} + \frac{6M}{B^2L} \gg \frac{P}{BL} \left(1 + \frac{6e}{B}\right)$$

$$q_{min} = \frac{P}{BL} - \frac{6M}{B^2L} \gg \frac{P}{BL} \left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

La excentricidad puede además resultar, de una columna que inicialmente se encuentra en una localización no centrada o quedar fuera del centro cuando una parte de la zapata se corta durante una remodelación y/o en la instalación de un nuevo equipo. Evidentemente, la zapata no puede ser cortada si el análisis indica que el cálculo de la presión podría resultar en una falla por capacidad de carga. En la figura No 6.18 se puede evidenciar la superficie de falla que se generaría en un suelo cuando una cimentación tiene cargas excéntricas.

Figura No 6.17: Cimentación cargada excéntricamente

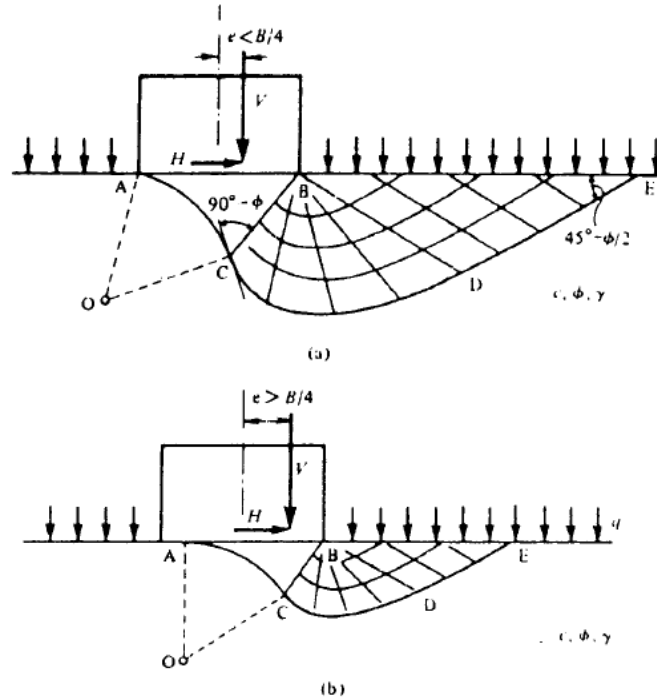


Fuente: Braja M. Das, "Fundamentos de ingeniería de cimentaciones", Séptima edición, Capítulo 3, pág. 158.

Observe que, en estas ecuaciones, cuando la excentricidad e toma el valor $B/6$, q_{min} es cero. Para $e > B/6$, q_{min} será negativa, lo que significa que se desarrollará una tensión. Debido a que el suelo no puede soportar tensiones, habrá una separación entre la cimentación y el suelo debajo de ella.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Figura No 6.18: Superficies de falla bajo cargas excéntricas e inclinadas



Fuente: J. E. Bowles, "Foundation analysis and design", Fifth edition by McGraw-Hill

6.4.1 Capacidad de Carga última cargada excéntricamente en un sentido

Método del área efectiva (Meyerhof, 1953)

El siguiente es un procedimiento paso a paso para determinar la carga última que un suelo puede soportar y el factor de seguridad contra la falla de capacidad de carga:

Paso No 1: Se determinan las dimensiones efectivas de la cimentación (figura No 6.17b):

$$B' = \text{ancho efectivo} = B - 2e$$

$$L' = \text{longitud efectiva} = L$$

Observe que si la excentricidad fuera en la dirección de la longitud de la cimentación, el valor de L' sería igual a $L - 2e$. El valor de B' sería igual a B . La menor de las dos dimensiones (es decir, L' y B') es el ancho efectivo de la cimentación.

Paso 2. Se utiliza la ecuación de Meyerhof para la capacidad de carga última:

$$Q_{ult} = cN_c S_c d_c i_c + \gamma D_f N_q S_q d_q i_q + 0.5\gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Para evaluar S_c , S_q y S_γ se utilizan las relaciones dadas para la teoría de Meyerhof con las dimensiones de la **longitud efectiva L'** y del **ancho efectivo B'** , en lugar de L y B , respectivamente.

Para determinar d_c , d_q y d_γ se utilizan las relaciones indicadas por Meyerhof, pero no se reemplaza B por B' , dada que la excentricidad es en un solo sentido. Además se deberá usar B' en lugar de B del término $0.5\gamma BN_\gamma$.

Paso 3. La carga última total que la cimentación puede soportar es simplemente el valor del esfuerzo calculado multiplicado por el área efectiva ($A'=B'L'$).

$$P_{ult} = Q_{ult} \times A'$$

Purkayastha y Char (1977) realizaron un análisis de estabilidad de *cimentaciones continuas* cargadas excéntricamente *soportadas por un estrato de arena* utilizando un método de rebanadas. Con base en su análisis, propusieron:

$$R_k = 1 - \frac{Q_{ult(excéntrica)}}{Q_{ult(céntrica)}}$$

Dónde:

R_k = factor de reducción

$Q_{ult(excéntrica)}$ = capacidad de carga última de cimentaciones continuas cargadas excéntricamente

$Q_{ult(céntrica)}$ = capacidad de carga última de cimentaciones continuas cargadas centralmente

La magnitud de R_k se puede expresar como:

$$R_k = a \left(\frac{e}{B} \right)^k$$

Donde a y k son funciones de la relación de empotramiento D_f/B , ver tabla No 6.11.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Tabla No 6.11: Variaciones de a y k

D_f/B	a	k
0.00	1.862	0.73
0.25	1.811	0.785
0.50	1.754	0.80
1.00	1.820	0.888

Fuente: Braja M. Das, "Fundamentos de ingeniería de cimentaciones", Séptima edición, Capítulo 3, pag. 162.

De aquí, al combinar las ecuaciones anteriores se tiene:

$$Q_{ult(excéntrica)} = Q_{ult(céntrica)}(1 - R_k) = Q_{ult(céntrica)} \left(1 - a \left(\frac{e}{B} \right)^k \right)$$

Dónde:

$$Q_{ult(céntrica)} = \gamma D_f N_q d_q + 0.5 \gamma B N_{\gamma} d_{\gamma}$$

Los factores de corrección se computan como en la teoría de Meyerhof.

Para el uso de las teorías de Vesic o Hansen:

El procedimiento a seguir es el siguiente:

1. Use B' en el término $\gamma B N_{\gamma}$
2. Use B' y L' en el cálculo de los factores de forma
3. Use B y L para el cálculo de los factores de profundidad.

Luego calcular la capacidad de carga última.

Puede presentarse el caso de tener excentricidad en dos sentidos, por ello se invita al lector a consultar el libro de texto: Braja M. Das, "Fundamentos de Ingeniería de cimentaciones", séptima edición, capítulo 3, pág. 165.

6.5 Influencia de cargas inclinadas en el cálculo de la capacidad de carga

Cargas inclinadas se producen cuando una zapata está cargada con una componente vertical V y una horizontal H de una carga (ver figura No 6.15). Esta carga es común para muchos procesos industriales donde las zapatas tienen combinaciones de carga debidas al viento y a las cargas gravitacionales.

Equipo de rodillos (como el de las fabricas acereras) y un número de fundaciones para equipos industriales están sujetas a cargas horizontales, producto del material que pasa por el equipo (sobre la banda) o cargas que se aplican a la base durante su mantenimiento, reparación/ sustitución, o durante las operaciones normales. En cualquier caso, la carga

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

inclinada afecta la capacidad de carga reduciéndola, esto si se toma como parámetro de comparación una fundación que estuviese sujeta a cargas verticales solamente.

Los factores de inclinación dados en la tabla No 6.8, pueden ser usados con las ecuaciones de capacidad de carga de Meyerhof, Hansen, o Vesic. Las ecuaciones de Terzaghi no tienen una disposición para reducción en los casos donde la carga esta inclinada.

Con respecto a los factores de inclinación i_i :

- Los factores de inclinación de Meyerhof ($i_{i,M}$) son razonablemente seguros.
- Los factores de inclinación de Hansen están en función de los exponentes de α_1 para i_q y α_2 para i_γ . En 1970 Hansen propuso para el término α_1 un valor de 5, sin embargo a finales de 1950, Hansen sugirió utilizar el exponente (α_1) igual a 2 para el factor i_q y estableció un valor para $i_\gamma = (i_q)^2$.
- Vesic llegó a concluir que el exponente m debía depender de la relación L/B o B/L , tal como se vio en la figura No 6.16. Los exponentes sugeridos por Vesic están en un rango de:

$$2 \leq i_c \leq 5$$

$$3 \leq i_q = i_\gamma \leq 5$$

El autor sugiere que el exponente de Hansen (1970) de 5, es demasiado grande (usando como guía tanto los valores de Vesic y anteriores de Hansen). En cambio, los siguientes exponentes son menos conservadores, deben ser usados en las ecuaciones de Hansen:

Para i_q use un exponente = 2 a 3

Para i_γ use un exponente = 3 a 4

Uso de los Factores de Inclinación

En el caso general de cargas inclinadas existe una componente horizontal paralela a la dimensión de la base definida como $H = H_B$ paralela a dimensión B:

Para $H_B = 0.0$; $i_{c,B}$, $i_{q,B}$, $i_{\gamma,B}$ todos son igual a 1.0

$H = H_L$ paralelo a la dimensión L:

Para $H_L = 0.0$; $i_{c,L}$, $i_{q,L}$, $i_{\gamma,L}$ todos son igual a 1.0

Estos valores de H_i son usados para calcular los factores de inclinación para las ecuaciones de Hansen, como sigue.

1. Calcule los factores de inclinación usando la ecuación dada en la figura No 6.15 y usando cualquier exponente dado en dicha figura o la que se sugiere en el párrafo anterior.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

2. Use el factor de inclinación calculado, para calcular el factor de forma de Hansen como sigue:

$$S'_{c,B} = \frac{0.2 B i_{c,B}}{L} \quad S'_{c,L} = \frac{0.2 L i_{c,L}}{B} \quad \rightarrow (\phi = 0)$$

$$S_{c,B} = 1.0 + \frac{N_q B' i_{c,B}}{N_c L'} \quad S_{c,L} = 1 + \frac{N_q L' i_{c,L}}{N_c B'}$$

$$S_{q,B} = 1.0 + \sin \phi \frac{B' i_{q,B}}{L'} \quad S_{q,L} = 1 + \sin \phi \frac{L' i_{q,L}}{B'}$$

$$S_{\gamma,L} = 1.0 - 0.4 \frac{B' i_{\gamma,B}}{L' i_{\gamma,L}} \quad S_{\gamma,B} = 1 - 0.4 \frac{L' i_{\gamma,L}}{B' i_{\gamma,B}}$$

Límites: $S_{\gamma,i} \geq 0.6$ (si es menos que 0.6, use 0.60)

Estos valores serán usados en las siguientes ecuaciones de capacidad de carga de Hansen:

$$Q_u = c N_c s_{c,B} d_{c,B} i_{c,B} + \bar{q} N_q s_{q,B} d_{q,B} i_{q,B} + 0.5 \gamma B' N_\gamma s_{\gamma,B} i_{\gamma,B}$$

$$Q_u = c N_c s_{c,L} d_{c,L} i_{c,L} + \bar{q} N_q s_{q,L} d_{q,L} i_{q,L} + 0.5 \gamma L' N_\gamma s_{\gamma,L} i_{\gamma,L}$$

Utilice el valor más pequeño de Q_{ult} calculado con las ecuaciones anteriores.

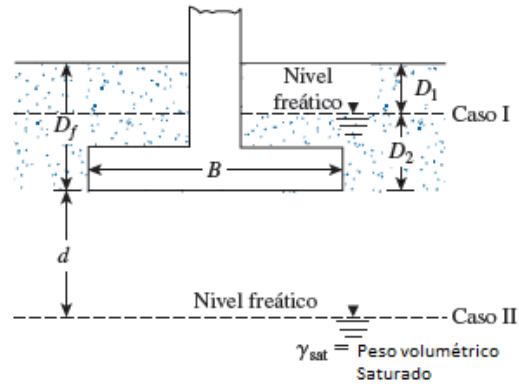
La ecuación de capacidad de carga de Vesic, con cargas inclinadas, toma en cuenta las cargas en las direcciones (H_B , H_L) para el cálculo de los exponentes m , de los factores de inclinación i_i (ver figura No 6.16).

Los factores i_i son usados en el cálculo de los factores s_i , y Vesic siempre usa el menos "real" de la dimensión lateral B' en el término N_γ de la ecuación general de capacidad de carga.

6.6 Influencia del nivel del agua freática en el cálculo de capacidad de carga

Las teorías estudiadas anteriormente proporcionan la capacidad de carga última, con base en la suposición de que el nivel freático se ubica muy por debajo de la cimentación. Sin embargo, si el nivel freático está cerca de la cimentación, serán necesarias algunas modificaciones de las ecuaciones de capacidad de carga, (ver figura No 6.19). A continuación se presentan tres casos:

Figura No 6.19: Caso I, II y III por presencia del nivel freático



Fuente: Braja M. Das, "Fundamentos de Ingeniería de cimentaciones", séptima edición, capítulo 3, pag. 142

Caso I

Si el nivel freático se ubica tal que $0 \leq D_1 \leq D_f$ (ver figura No 6.26) el factor q en las ecuaciones de capacidad de carga toma la forma:

$$q = \text{sobrecarga efectiva} = D_1\gamma + D_2(\gamma_{sat} - \gamma_w)$$

Dónde:

γ_{sat} = Peso volumétrico saturado del suelo.

γ_w = Peso específico del agua.

Además, el valor de γ en el último término de las ecuaciones carga (antes vistas), se tiene que reemplazar por $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$

Caso II

Para un nivel freático ubicado tal que $0 \leq d \leq B$, (ver figura No 6.19)

$$q = \gamma D_f$$

En este caso, el factor γ en el último término de las ecuaciones de capacidad de carga (antes vistas) se debe reemplazar por el factor:

$$\bar{\gamma} = \gamma' + \frac{d}{B}(\gamma - \gamma')$$

Las modificaciones anteriores se basan en la suposición de que no existe una fuerza de filtración en el suelo.

Caso III

Cuando el nivel freático se ubica tal que $d \geq B$, el agua no tendrá efecto sobre la capacidad de carga última, (ver figura No 6.19).

6.7 Capacidad de carga admisible

El cálculo de la *capacidad de carga permisible* de cimentaciones superficiales requiere aplicar un factor de seguridad (FS) a la capacidad de carga última, lo que indica que las cargas impuestas generadas por la estructura no sobrepasen la capacidad admisible del suelo.

Todas las capacidades de carga que se han mencionado corresponden a valores a la falla (carga última Q_{ult}) y que no son los que en la práctica se asignan. El concepto de capacidad de carga admisible o de trabajo que es menor que la de falla será la que ocupamos para el diseño de la fundación dando un margen de seguridad necesario para cubrir todas las incertidumbres referentes a propiedades del suelo, a la magnitud de las cargas actuantes, a la teoría específica de capacidad de carga que se use y a los problemas y desviaciones de la construcción.

En la práctica se ha generalizado la costumbre de expresar la capacidad de carga admisible por una fracción de la capacidad de carga a la falla, obtenida dividiendo ésta última entre un número mayor que 1, el cual se denomina factor de seguridad (FS), tal como se muestra a continuación:

$$Q_{adm} = \frac{Q_{ult}}{FS}$$

Dónde:

Q_{adm} = Capacidad de carga admisible o de trabajo.

Q_{ult} = Capacidad de carga última a la falla.

FS = factor de seguridad

En el caso de **suelos cohesivos**, el criterio anterior es erróneo, tanto desde el punto de vista conceptual, como desde el punto de vista numérico de la capacidad de carga que con él se obtiene.

En este caso el FS se aplicará solamente a la parte de Q_c que representa la resistencia última del suelo dada por la cohesión del mismo (cNc), así tendríamos que:

$$Q_{ult} = cNc + \gamma Z$$

La condición de máxima seguridad será:

$$Q_{adm} = \frac{cNc}{FS} + \gamma Z$$

Para el caso de los suelos puramente friccionantes, la capacidad de carga es mucho mayor que la presión actuante al nivel de desplante por lo que al dividir la capacidad de carga crítica total entre el FS el error es menor, que si bien conceptualmente es idéntico para suelos puramente cohesivos; es en cambio, numéricamente muy pequeño, por lo que la capacidad de carga admisible de un suelo friccionante suele obtenerse:

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

$$Q_{adm} = \frac{Q_{ult}}{F_s}$$

Los FS a usar en un caso práctico varían según la importancia de la obra y la incertidumbre que se tenga en el problema. Generalmente se usan los valores presentados en la tabla No 6.12.

Tabla No 6.12: Factores de seguridad utilizados

Tipo de cargas consideradas	FS
Solo carga permanente	3
Cargas permanentes y carga viva eventual	2.5-2.0
Cargas permanentes, carga viva eventual efecto de sismo	1.5

Fuente: L. Mendoza (2016), "Capacidad de carga de los suelos"

6.8 Determinación de la capacidad de carga a partir del ensayo SPT

En nuestro medio la mayor aplicabilidad de los resultados del ensayo de penetración estándar es la determinación de la capacidad de carga admisible del suelo. Aunque originalmente tal aplicabilidad fue derivada para suelos granulares se han estado utilizando la misma para suelos cohesivos.

Existen diversas teorías, mediante las cuales es posible calcular la capacidad de carga a partir del ensayo de campo SPT, para ello el número de golpes (N_{SPT}) debe corregirse por la incidencia de diferentes autores, tal y como se vio previamente en la unidad No 1 correspondiente a las técnicas de investigación del suelo.

El valor de N_{SPT} adoptado corresponde generalmente al valor medio para la zona de influencia de la cimentación, entre 0.5B por encima de la cota de apoyo y 2B por debajo de la misma. La presencia de capas blandas afecta negativamente y este hecho de ser tenido en cuenta.

A parte de los métodos que a continuación se describen, existen en la literatura mucho más. Talbot (1981) menciona hasta 40. Otros autores como Oweis (1979) y Nixon (1982) han presentado revisiones de estos métodos.

Teoría de Terzaghi y Peck (1948)

Una de las primeras relaciones publicadas fueron las de Terzaghi y Peck y se reproduce en las curvas de la figura No 6.20, estas curvas corresponden a un asentamiento máximo de 25 mm (1") y un asentamiento total diferencial de 19 mm (3/4").

La experiencia ha demostrado no obstante, que esta aproximación es extremadamente conservadora. Se han presentado numerosas correcciones basadas en éste método con el objetivo de hacerlas más realistas.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

La ecuación propuesta por Terzaghi es la siguiente:

$$Q_{adm} = \frac{N*s}{8} \text{ para } B \leq 1.20 \text{ m}$$

$$Q_{adm} = \frac{N*s}{12} \left(\frac{B+0.3}{B} \right)^2 \text{ para } B > 1.20 \text{ m}$$

$$Q_{adm} = \frac{N*s}{12} \text{ para cimentaciones corridas}$$

Dónde:

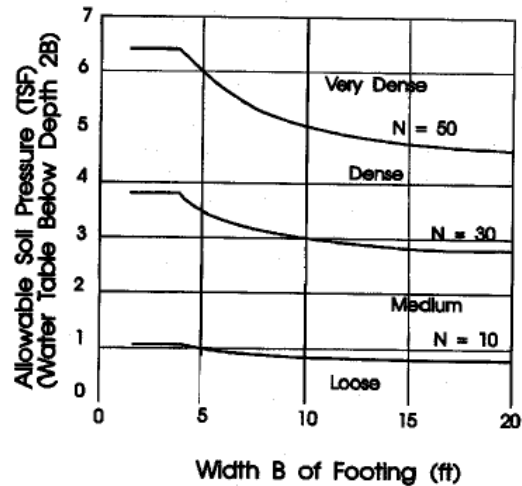
Q_{adm} : Capacidad de Carga en kg/cm^2 .

N: N corregido

B: ancho de la cimentación en pies.

s: deformación permisible en pulgadas (1").

Figura No 6.20: Ábaco de Terzaghi



Fuente: M. Devincenzi (2004), "Ensayos Geotécnicos Insitu" IGEOEST

Teoría de Meyerhof

Meyerhof (1956, 1974) publicó ecuaciones para calcular la capacidad de carga admisible limitadas para un asentamiento de 25 mm. Estos podrían ser utilizados para producir curvas similares a las de Terzaghi y Peck.

$$Q_{adm} = 11.98(N_c) \quad \text{Para } B \leq 1.22 \text{ m}$$

$$Q_{adm} = 7.99N_c \left(\frac{3.28B+1}{3.28B} \right)^2 \quad \text{Para } B > 1.22 \text{ m}$$

Dónde:

B= ancho de la cimentación en metros

N_c = valor corregido de penetración estándar en campo

Q_{adm} = Capacidad admisible dada en kN/m^2

Para losas de cimentación

Para losas sobre gravas con arenas Meyerhof propuso:

$$Q_{adm} = \left(\frac{N_c}{4} \right) * CN * S_e$$

Dónde:

N_c = valor corregido de penetración estándar en campo = N_{70}

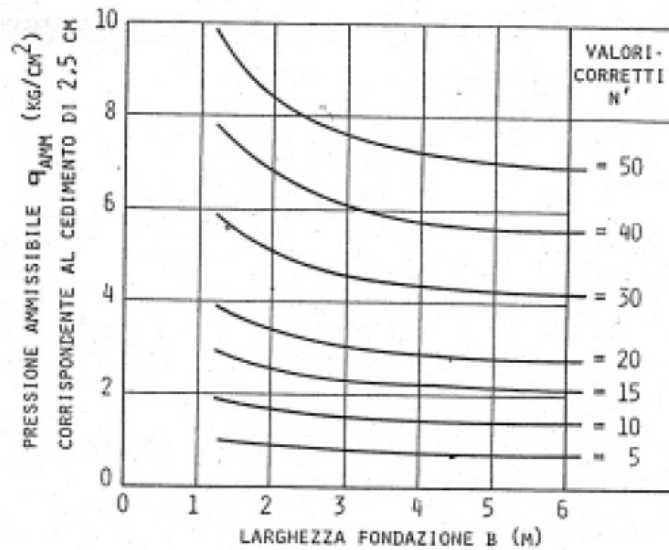
CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

S_e = asentamiento requerido en pulgadas
CN = factor de confinamiento
 D_f = profundidad de desplante de la losa en pies
B = dimensión mínima de la losa en pies
 Q_{adm} en T/pie²

Teoría Peck y Bazaraa (1969)

Para arenas sobre el nivel freático, Peck y Bazaraa propusieron las curvas mostradas en la Figura No 6.21, para asentamientos de 25 mm (1").

Figura No 6.21: Ábaco dado por Peck y Bazaraa



Fuente: M. Devincenzi (2004), "Ensayos Geotécnicos Insitu" IGEOEST

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Teoría de Método Schultze y Sherif (1973)

En base a observaciones directas en 48 cimentaciones superficiales, estos autores realizaron un análisis estadístico y propusieron la siguiente expresión del asentamiento en centímetros.

$$s = \frac{Q_{adm} * B * f}{1.71N^{0.87} \left(\frac{B}{B_l}\right)^{0.5} CN}$$

Despejando para Q_{adm} se tiene:

$$Q_{adm} = \frac{s * 1.71N^{0.87} \left(\frac{B}{B_l}\right)^{0.5} CN}{B * f}$$
$$CN = 1 + 0.4 \frac{D_f}{B}$$

Dónde:

Q_{adm} = capacidad de carga en kg/cm²

s = asentamiento en cm

B = ancho de la cimentación en cm

B_l = 1 cm

f = factor de influencia, B/L

CN = factor por confinamiento

Teoría de Peck, Hanson & Thornburn

Estos autores presentaron un nuevo ábaco basado en los de Terzaghi y Peck de uso muy extendido, el cual se presenta en la figura No 6.22. La ecuación es la siguiente:

$$Q_{adm} = 1000N_{campo} CN$$

$$CN = 0.77 \text{Log}_{10} \left(\frac{20}{P'}\right)$$

En esta expresión solo se considera la corrección por confinamiento efectivo, se considera además un asentamiento total de 1 in (0.025 m) y que el nivel freático se encuentra a gran profundidad.

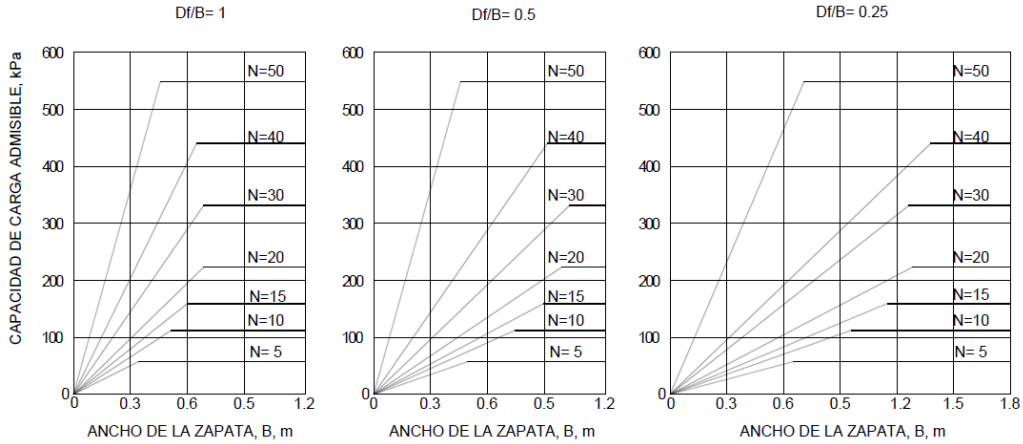
Dónde:

Q_{adm} = Capacidad de carga admisible en kg/m²

CN = confinamiento efectivo, siempre que $P' > 2500$ kg/m²

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Figura No 6.22: Curvas para la determinación de la capacidad de carga admisible en arena.
(Peck, Hanson y Thornburn)



Fuente: C. García Romero (2013) "Prueba de Penetración Estándar", Instituto Politécnico Nacional

Para losas de Cimentación

La capacidad de carga última de carga según Peck-Hansen-Thorburn para losas sobre arenas (arenas de condición $\phi = 0$) es:

$$Q_{adm} = \frac{N_c - 3}{5}$$

Dónde:

N_c = valor corregido de penetración estándar en campo = N_{70}
 Q_{adm} en kg/m^2

Teoría de Bowles

Este autor basa su método en la modificación de las propuestas de Terzaghi y Peck y de Meyerhof con el fin de obtener resultados no tan conservadores. Según afirma, los resultados obtenidos de esfuerzo admisible son hasta un 50% superiores a éstos.

Para un asentamiento de 1" (2.5 cm), este autor propone las expresiones de esfuerzo admisible:

$$Q_{adm} = 19.16 * N_c * CN * \left(\frac{S_e}{25.4}\right) \quad \text{Para } B \leq 1.22 \text{ m}$$

$$Q_{adm} = 11.98 * N_c * \left(\frac{3.28+1}{3.28B}\right)^2 * CN * \left(\frac{S_e}{25.4}\right) \quad \text{Para } B > 1.22 \text{ m}$$

Dónde:

N_c = resistencia a la penetración estándar corregida
B = ancho en metros
CN = factor de confinamiento
 S_e = asentamiento, en mm
 Q_{adm} = Capacidad admisible dada en kN/m^2

6.9 Ejercicios resueltos

Teoría de Terzaghi

1. Una cimentación cuadrada tiene 2x2 m en planta. El suelo que soporta la cimentación tiene un ángulo de fricción de $\phi=25^\circ$ y $c=20 \text{ kN/m}^2$. El peso específico del suelo es $\gamma=16.5 \text{ kN/m}^3$. Determine la capacidad de carga admisible sobre la cimentación con un factor de seguridad (FS) de 3. Suponga que la profundidad de la cimentación D_f es de 1.5 m y que ocurre una falla general por corte en el suelo.

Solución:

Utilizando la ecuación:

$$Q_{ult} = 1.3cN_c + \gamma D_f N_q + 0.4\gamma B N_\gamma$$

Factores de carga:

$$N_q = \frac{1 + \text{sen}\phi}{1 - \text{sen}\phi} e^{\pi \tan\phi}, \quad N_c = (N_q - 1) \cot\phi \quad N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \tan\phi$$

$$N_q = \frac{1 + \text{sen}\phi}{1 - \text{sen}\phi} e^{\pi \tan 25} = \frac{1 + \text{sen}(25)}{1 - \text{sen}(25)} e^{\pi \tan 25} = 12.72$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot\phi = (12.72 - 1) \cot(25) = 25.13$$

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \tan\phi = 1.5(12.72 - 1) \tan(25) = 8.34$$

Sustituyendo datos:

$$Q_{ult} = 1.3(20)(25.13) + (16.5)(1.5)(12.72) + 0.4(16.5)(2)(8.34)$$

$$Q_{ult} = 1078.29 \text{ kN/m}^2$$

Por lo que la capacidad de carga admisible es:

$$Q_{adm} = \frac{Q_{ult}}{FS}$$

$$Q_{adm} = \frac{1078.29}{3}$$

$$Q_{adm} = 359.4 \text{ kN/m}^2$$

Teoría de Skempton

2. Para una cimentación superficial, $B=0.6 \text{ m}$, $L=1.2 \text{ m}$ y $D_f= 0.6 \text{ m}$. Las características conocidas del suelo puramente cohesivo son:

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Suelo puramente cohesivo:

$$c=48 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma=18 \text{ kN/m}^3$$

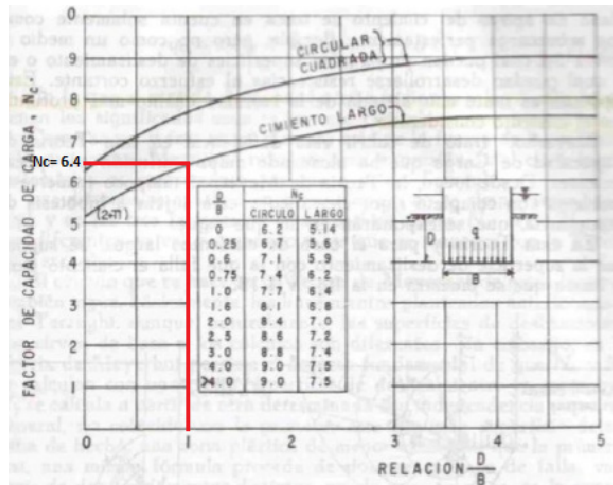
Solución:

Se utiliza la ecuación:

$$Q_{ult} = cN_c + \gamma D_f$$

El factor de carga N_c , se obtiene de la carta propuesta por Skempton, para una relación $\frac{D}{B} = \frac{0.6}{0.6} = 1$ y tratándose de un cimiento largo, tal como se muestra en la Figura No 6.23.

Figura No 6.23: Factor de carga N_c de Skempton



Fuente: <https://es.slideshare.net/peter190492/cimentaciones-superficiales-y-profundas-v3>

Sustituyendo valores:

$$Q_{ult} = (48)(6.4) + (18)(0.6)$$

$$Q_{ult} = 318 \text{ kN/m}^2$$

Teoría de Meyerhof

- Una cimentación cuadrada tiene 2x2 m en planta. El suelo que soporta la cimentación tiene un ángulo de fricción de $\phi=25^\circ$ y $c=20 \text{ kN/m}^2$. El peso específico del suelo es $\gamma=16.5 \text{ kN/m}^3$. Determine la capacidad de carga admisible sobre la cimentación con un factor de seguridad (FS) de 3. Suponga que la profundidad de la cimentación D_f es de 1.5 m.

Solución:

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Utilizando la ecuación:

$$Q_{ult} = cN_c S_c d_c i_c + \gamma D_f N_q S_q d_q i_q + 0.5 \gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

Factores de carga:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) = e^{\pi \tan(25)} \tan^2 \left(45 + \frac{25}{2} \right) = 10.66$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi = (10.66 - 1) \cot(25) = 20.72$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\phi) = (10.66 - 1) \tan(1.4(25)) = 6.77$$

Factores de corrección:

- Como la carga es vertical, los factores de corrección por inclinación $i_c = i_q = i_\gamma = 1$.
- Factores de corrección por forma:

$$S_c = 1 + 0.2 K_p \left(\frac{B}{L} \right) = 1 + 0.2(2.464) \left(\frac{2}{2} \right) = 1.493$$

$$S_q = S_\gamma = 1 + 0.1 K_p \left(\frac{B}{L} \right) = 1 + 0.1(2.464) \left(\frac{2}{2} \right) = 1.246$$

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45 + \frac{25}{2} \right) = 2.464$$

- Factores de corrección por profundidad

$$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{K_p} \left(\frac{D}{B} \right) = 1 + 0.2 \sqrt{2.464} \left(\frac{1.5}{2} \right) = 1.235$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{K_p} \left(\frac{D}{B} \right) = 1 + 0.1 \sqrt{2.464} \left(\frac{1.5}{2} \right) = 1.118$$

Sustituyendo datos:

$$Q_{ult} = (20)(20.72)(1.493)(1.235)(1) + (16.5)(1.5)(10.66)(1.246)(1.118)(1) \\ + 0.5(16.5)(2)(6.77)(1.246)(1.118)(1)$$

$$Q_{ult} = 1287.45 \text{ kN/m}^2$$

Por lo que la capacidad de carga admisible es:

$$Q_{adm} = \frac{1287.45}{3}$$

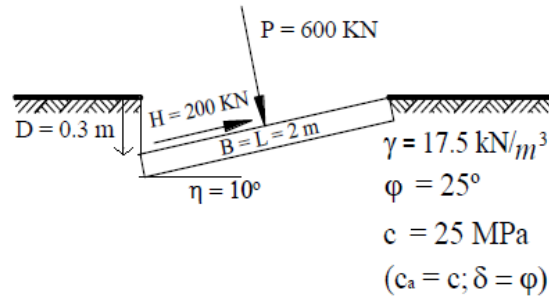
$$Q_{adm} = 429.15 \text{ kN/m}^2$$

Teoría de Hansen

4. Para la Figura No 6.24, se pide determinar la capacidad de carga admisible utilizando la teoría de Hansen, con un factor de seguridad de 4.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Figura No 6.24: Características de la fundación



Fuente: J. Campos & G. Guardia (2005), "Apoyo didáctico al aprendizaje de la Mecánica de Suelos mediante problemas resueltos"

Solución:

La capacidad de carga está dada por la expresión:

$$Q_{ult} = cN_c S_c d_c i_c g_c b_c + \gamma D_f N_q S_q d_q i_q g_q b_q + 0.5\gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

Factores de carga:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) = e^{\pi \tan(25)} \tan^2 \left(45 + \frac{25}{2} \right) = 10.66$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi = (10.66 - 1) \cot(25) = 20.72$$

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \tan \phi = 1.5(10.66 - 1) \tan(25) = 6.77$$

Factores de corrección:

- Factores de profundidad

$$d_c = 1 + 0.4k = 1 + 0.4(0.15) = 1.06$$

$$\frac{D}{B} = \frac{D}{B'} = \frac{0.3}{2} = 0.15 \leq 1 \gg k = \frac{D}{B} = 0.15$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 k = 1 + 2 \tan(25) (1 - \sin(25))^2 (0.15) = 1.047$$

$$d_\gamma = 1$$

- Factores de inclinación

Datos necesarios para el cálculo de los factores:

$$c_a = c$$

$$V + A_f c_a \cot \phi = 600 + (2 \times 2)(25) \frac{1}{\tan 25} = 814.45$$

$$\alpha_1 = 3 \text{ (Se opta por usar el valor máximo recomendado)}$$

$$\alpha_2 = 4 \text{ (Se opta por usar el valor máximo recomendado)}$$

Por lo tanto:

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

$$i_{q,B} = \left[1 - \frac{0.5H}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{\alpha_1} = \left[1 - \frac{0.5(200)}{814.45} \right]^3 = 0.675$$

$$i_{\gamma,B} = \left[1 - \frac{\left(0.7 - \frac{\eta^\circ}{450^\circ}\right)H}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{\alpha_2} = \left[1 - \frac{\left(0.7 - \frac{10^\circ}{450^\circ}\right)(200)}{814.45} \right]^4 = 0.483$$

$$i_{c,B} = i_{q,B} - \frac{1 - i_q}{N_q - 1} = 0.675 - \frac{1 - 0.675}{10.66 - 1} = 0.641$$

- Factores de forma

Debido a que existe una carga inclinada los factores de forma deben afectarse por los factores de inclinación; tal como se vio en el apartado 6.5 de ésta unidad, los factores se afectan para ambos sentidos (B y L), es decir, se obtendrán factores de forma para B y para L, ambos resultados se evalúan en la ecuación de Q_{ult} , tomando el menor valor obtenido de Q_{ult} . Pero en este caso B=L, por lo que se tiene:

$$\frac{N_q}{N_c} = \frac{10.7}{20.7} = 0.516$$

$$S_{c,B} = 1 + \frac{N_q B'}{N_c L} i_{c,B} = 1 + \frac{10.7}{20.7} * \frac{2 * 0.641}{2} = 1.333$$

$$S_q = 1 + \text{sen} \phi \frac{B'}{L} i_{q,B} = 1 + \text{sen}(25) \left(\frac{2}{2}\right) * 0.675 = 1.285$$

$$S_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B'}{L} x \frac{i_{\gamma B}}{i_{\gamma L}} = 1 - 0.4x \frac{2 * 0.481}{2 * 1} = 0.808 > 0.6$$

Para una mayor comprensión consulte el ítem 6.5 de ésta unidad.

- Factores de base

$$b_{c,B} = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ} = 1 - \frac{10^\circ}{147^\circ} = 0.932$$

$$b_{q,B} = e^{-2\eta \tan \phi} = e^{-2\left(10x\frac{\pi}{180}\right)\tan(25)} = 0.85$$

$$b_{\gamma,B} = e^{-2.7\eta \tan \phi} = e^{-2.7\left(10x\frac{\pi}{180}\right)\tan(25)} = 0.803$$

η en radianes

- Factores de terreno (inclinación de talud colindante)

Debido a que el terreno colindante de la cimentación es horizontal ($\beta=0^\circ$).

$$g_c = g_q = g_\gamma = 1$$

Sustituyendo datos:

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

$$Q_{ult} = cN_c S_c d_c i_c g_c b_c + \gamma D_f N_q S_q d_q i_q g_q b_q + 0.5 \gamma B N_{\gamma} S_{\gamma} d_{\gamma} i_{\gamma} g_{\gamma} b_{\gamma}$$

$$Q_{ult} = (25)(20.72)(0.972)(1.06)(0.641)(1)(0.932)$$

$$+(17.5)(0.3)(10.66)(1.285)(0.675)(1.0)(0.85)$$

$$+0.5(17.5)(2)(6.77)(0.808)(1)(0.483)(1)(0.803)$$

$$Q_{ult} = 434.6 + 43.4 + 37.1$$

$$Q_{ult} = 515.1 \text{ kN/m}^2$$

Por lo que la capacidad de carga admisible es:

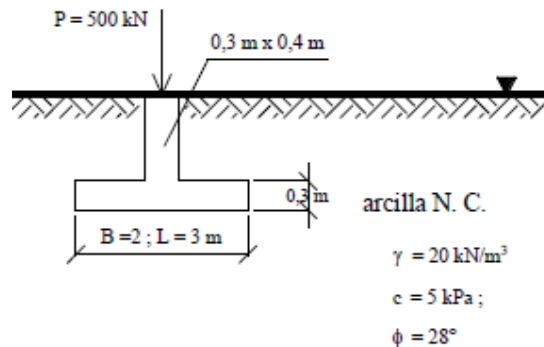
$$Q_{adm} = \frac{378.79}{4}$$

$$Q_{adm} = 94.7 \text{ kN/m}^2$$

Teoría de Vesic

Calcule la carga máxima admisible para la zapata que se muestra en la Figura No 6.25, utilizando la teoría de Vesic, la profundidad de desplante es 2.0m, use factor de seguridad de 3.

Figura No 6.25: Zapata desplantada en arcilla



Fuente: J. Campos & G. Guardia (2005), "Apoyo didáctico al aprendizaje de la Mecánica de Suelos mediante problemas resueltos"

Solución:

La expresión a utilizar es:

$$Q_{ult} = CN_c S_c d_c i_c dg_c b_c + \gamma D_f N_q S_q d_q i_q g_q b_q + 0.5 \gamma B' N_{\gamma} S_{\gamma} d_{\gamma} i_{\gamma} g_{\gamma} b_{\gamma}$$

Factores de carga:

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) = e^{\pi \tan(28)} \tan^2 \left(45 + \frac{28}{2} \right) = 14.72$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi = (14.72 - 1) \cot(28) = 25.8$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan(28) = 2(N_q + 1) \tan(28) = 16.72$$

Factores de corrección:

- Factores de forma:

$$S_c = 1 + \frac{N_q B}{N_c L} = 1 + \frac{14.72}{25.8} x \frac{2}{3} = 1.38$$

$$S_q = 1 + \tan \phi \frac{B}{L} = 1 + \frac{2}{3} \tan(28) = 1.35$$

$$S_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L} \geq 0.6 \gg 1 - 0.4 x \frac{2}{3} = 0.6$$

- Factores de profundidad

$$d_c = 1 + 0.4k = 1 + 0.4(1) = 1.40$$

$$\frac{D}{B} = \frac{D}{B'} = \frac{2}{3} = 0.67 \leq 1 \gg k = \frac{D}{B} = 1$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 k = 1 + 2 \tan(28) (1 - \sin(28))^2 (1) = 1.30$$

$$d_\gamma = 1$$

- Factores de inclinación

$$i_c = i_q = i_\gamma = 1; \text{ Ya que no existen inclinación de la carga.}$$

- Factores de base

$$b_c = b_q = b_\gamma = 1; \text{ Ya que no existe inclinación de la base de la cimentación.}$$

- Factores de terreno

$$g_c = g_q = g_\gamma = 1; \text{ Debido a que el terreno colindante de la cimentación es horizontal } (\beta=0^\circ).$$

Sustituyendo datos:

$$Q_{ult} = (5)(25.8)(1.38)(1.40)(1)(1)(1) \\ + (20)(2)(14.72)(1.35)(1.30)(1)(1)(1) \\ + 0.5(20)(2)(16.72)(0.6)(1)(1)(1)(1)$$

$$Q_{ult} = 1527.68 \text{ kN/m}^2$$

Por lo que la capacidad de carga admisible es:

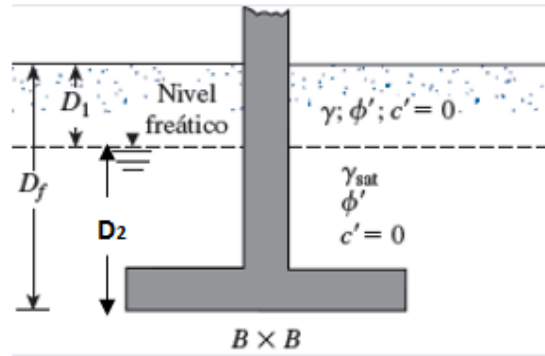
$$Q_{adm} = \frac{1527.68}{3}$$

$$Q_{adm} = 509.23 \text{ kN/m}^2$$

Influencia del nivel freático en la capacidad de carga

Se tiene que construir una cimentación cuadrada (BxB) como se muestra en la figura No 6.26. Suponga que $\gamma=16.5 \text{ kN/m}^3$, $\gamma_{sat}=18.55 \text{ kN/m}^3$, $\phi=34^\circ$, $D_f=1.22 \text{ m}$ y $D_1=0.61 \text{ m}$. La carga admisible q_{adm} con FS=3 es 667.2 kN. Determine el tamaño de la zapata.

Figura No 6.26: Zapata desplantada con efecto del nivel freático



Fuente: Fuente: Braja M. Das, "Fundamentos de Ingeniería de cimentaciones", séptima edición, capítulo 3, pág. 147

Solución:

$$Q_{adm} = \frac{q_{adm}}{B^2} = \frac{667.2}{B^2} \text{ kN/m}^2$$

Se sabe:

$$Q_{adm} = \frac{Q_{ult}}{FS} = \frac{Q_{ult}}{3}$$

Utilizando la ecuación de Meyerhof:

$$Q_{ult} = cN_c S_c d_c i_c + \gamma D_f N_q S_q d_q i_q + 0.5 \gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

Factores de carga:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) = e^{\pi \tan(34)} \tan^2 \left(45 + \frac{34}{2} \right) = 29.44$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\phi) = (29.44 - 1) \tan(1.4(34)) = 31.15$$

Factores de corrección:

- Como la carga es vertical, los factores de corrección por inclinación $i_c=i_q=i_\gamma=1$.
- Factores de corrección por forma:

$$S_q = S_\gamma = 1 + 0.1 K_p \left(\frac{B}{L} \right) = 1 + 0.1(3.5371) \left(\frac{B}{B} \right) = 1.354$$

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45 + \frac{34}{2} \right) = 3.5371$$

- Factores de corrección por profundidad

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1\sqrt{K_p} \left(\frac{D}{B}\right) = 1 + 0.1\sqrt{3.5371} \left(\frac{1.22}{B}\right) = 1 + \frac{0.2294}{B}$$

La influencia del nivel freático:

Tal como se vio en el apartado 6.6 de esta unidad, nos encontramos en el caso I ya que:

$0 \leq D_1 \leq D_f$, por lo que la presión efectiva (γD_f), se transforma:

$$\gamma D_f = \text{sobrecarga efectiva} = D_1\gamma + D_2(\gamma_{sat} - \gamma_w)$$

La ecuación queda:

$$Q_{ult} = cN_c S_c d_c i_c + [D_1\gamma + D_2(\gamma_{sat} - \gamma_w)]N_q s_q d_q i_q + 0.5(\gamma_{sat} - \gamma_w)BN_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

Sustituyendo:

$$Q_{ult} = [(0.61 \times 16.5) + (1.22 - 0.61)(18.55 - 9.81)](29.44) \left(1 + \frac{0.2294}{B}\right) (1.188)(1)$$

$$+ 0.5(18.55 - 9.81)(B)(31.15)(1.354) \left(1 + \frac{0.2294}{B}\right) (1)$$

$$Q_{ult} = 538.48 + \frac{123.53}{B} + 184.31B + 42.28 = 580.76 + \frac{123.53}{B} + 184.31B$$

$$Q_{adm} = \frac{Q_{ult}}{3} = \frac{1}{3} \left(580.76 + \frac{123.53}{B} + 184.31B\right) = 193.59 + \frac{41.18}{B} + 61.44B$$

Igualando ecuaciones para Q_{adm}

$$\frac{667.2}{B^2} = 193.59 + \frac{41.18}{B} + 61.44B$$

Resolviendo para B se obtiene:

$$B = 1.465 \text{ m} \approx 1.50 \text{ m}$$

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Capacidad de carga a partir del ensayo SPT

Para el registro de perforación que se muestra en el Anexo 1, corrija los valores de N y determine la capacidad de carga de la cimentación. Asuma el valor de peso volumétrico del suelo como de 2.4 T/m³.

Solución:

Corrección de N

Tal como se vio en la unidad No 1, existen diversas teorías para la corrección del número de golpes obtenido en campo, a continuación se describe el procedimiento del uso de las teorías:

Meyerhof

$$N_{70} = 32 Dr^2 + 0.288 P' Dr^2$$

$$Dr (\%) = \frac{100N}{23+0.716N}$$

Donde:

N₇₀: N corregido, aproximado al entero más próximo.

Dr: Densidad Relativa, en decimales.

N: Golpes SPT

P': Presión efectiva (γ_{sh}) en kN/m²

$$\gamma_{suelo} = 2.4 \text{ T/m}^3 = 23.54 \text{ kN/m}^3$$

- Para profundidad de 1 m se tiene:

$$Dr (\%) = \frac{100(25)}{23+0.716(25)} = 61.12 \% = 0.6112$$

$$N_{70} = 32 (0.6112)^2 + 0.288 (23.54) (0.6112)^2 = 15$$

De la misma manera se calcula para las demás profundidades, los resultados se muestran en la tabla No 6.13.

Tabla No 6.13: Resultado corrección de N, Meyerhof

Profundidad (m)	N _{SPT}	Dr	γ_s (kN/m ³)	P' (kN/m ²)	N ₇₀
SONDEO 1					
1	25	0.6112	23.54	23.54	15
2	51	0.8569	23.54	47.08	34
3	71	0.9616	23.54	70.62	49
4	25	0.6112	23.54	94.16	22
5	9	0.3057	23.54	117.70	7
6	>50	Rechazo	23.54	141.24	-
SONDEO 2					
1	26	0.6248	23.54	23.54	16
2	26	0.6248	23.54	47.08	18

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

3	32	0.6970	23.54	70.62	26
4	57	0.8932	23.54	94.16	48
5	69	0.9530	23.54	117.70	60
6	37	0.7476	23.54	141.24	41
SONDEO 3					
1	17	0.4833	23.54	23.54	10
2	37	0.7476	23.54	47.08	26
3	61	0.9149	23.54	70.62	44
4	85	1.0136	23.54	94.16	61
5	>70	Rechazo	23.54	117.70	-
SONDEO 4					
1	49	0.8436	23.54	23.54	28
2	33	0.7077	23.54	47.08	23
3	50	0.8503	23.54	70.62	38
4	83	1.0069	23.54	94.16	60
5	>50	Rechazo	23.54	117.70	-

Fuente: Propia

Bowles

$$N_c = N_{SPT} * CN * \eta_1 * \eta_2 * \eta_3 * \eta_4$$

Donde:

N_c: N corregido aproximado al entero más próximo.

CN: Corrección por sobrecapa, utilizando teoría de Peck, Hanson y Tornburn.

η₁: corrección por relación de energía

Para Ers de la tabla No 1.4, se asume un equipo de Estados Unidos con martinete de seguridad y con mecanismo de caída de cuerda y polea. Por su parte se sabe que la relación de energía estándar utilizada es 60%.

$$\eta_1 = \frac{\eta_H}{ER_S} = \frac{\text{Relación de energía por martillo usado}}{\text{Relación de energía estándar}} = \frac{60}{60} = 1$$

η_R: corrección por longitud de barra

De la tabla No 1.5 se toma para un rango de 4-6 m, un valor de η_R = 0.85.

η_S: corrección por presencia de forro

De la tabla No 1.6, se asume un muestreador estándar por lo que η_S = 1

η_B: corrección por diámetro de perforación

Se asume diámetro de 10 cm, de la tabla No 1.7 se toma η_B = 1.0

Corrección por confinamiento:

$$CN = 0.77 \log_{10} \left(\frac{20}{P'} \right); \text{ siempre que } P' > 0.25 \text{ kg/cm}^2$$

Donde:

P': Presión efectiva (γ_{sh}), en kg/cm²

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

$$\gamma_s = 2.4 \text{ T/m}^3 = 0.0024 \text{ kg/cm}^3$$

- Para profundidad de 1 m se tiene:

CN = 1, debido a que $P' < 0.25 \text{ kg/cm}^2$

η_1 : 0.1

η_R : 0.85

η_S : 1.0

η_B : 1.0

$$N_c = N_{SPT} * CN * \eta_1 * \eta_2 * \eta_3 * \eta_4$$

$$N_c = 25 * 1.0 * 1 * 0.85 * 1.0 * 1.0 = 21$$

De la misma manera se calcula para las demás profundidades, los resultados se muestran en la tabla No 6.15.

Tabla No 6.14: Resultado corrección de N, Bowles

Profundidad (m)	N_{SPT}	γ_s (kg/cm ³)	P' (kg/cm ²)	CN	η_1	η_R	η_S	η_B	N_c
SONDEO 1									
1	25	0.0024	0.24	1.0	1.0	0.85	1.0	1.0	21
2	51	0.0024	0.48	1.2472	1.0	0.85	1.0	1.0	54
3	71	0.0024	0.72	1.1116	1.0	0.85	1.0	1.0	67
4	25	0.0024	0.96	1.0154	1.0	0.85	1.0	1.0	31
5	9	0.0024	1.2	0.9408	1.0	0.85	1.0	1.0	7
6	>50	0.0024	1.44	-	-	-	-	-	-
SONDEO 2									
1	26	0.0024	0.24	1.4654	1.0	0.85	1.0	1.0	32
2	26	0.0024	0.48	1.2472	1.0	0.85	1.0	1.0	32
3	32	0.0024	0.72	1.1116	1.0	0.85	1.0	1.0	30
4	57	0.0024	0.96	1.0154	1.0	0.85	1.0	1.0	49
5	69	0.0024	1.2	0.9408	1.0	0.85	1.0	1.0	55
6	37	0.0024	1.44	0.8799	1.0	0.85	1.0	1.0	28
SONDEO 3									
1	17	0.0024	0.24	1.4654	1.0	0.85	1.0	1.0	21
2	37	0.0024	0.48	1.2472	1.0	0.85	1.0	1.0	39
3	61	0.0024	0.72	1.1116	1.0	0.85	1.0	1.0	58
4	85	0.0024	0.96	1.0154	1.0	0.85	1.0	1.0	86
5	>70	0.0024	1.2	-	1.0	0.85	1.0	1.0	-
SONDEO 4									
1	49	0.0024	0.24	1.4654	1.0	0.85	1.0	1.0	61
2	33	0.0024	0.48	1.2472	1.0	0.85	1.0	1.0	35
3	50	0.0024	0.72	1.1116	1.0	0.85	1.0	1.0	47
4	83	0.0024	0.96	1.0154	1.0	0.85	1.0	1.0	72
5	>50	0.0024	1.2	-	1.0	0.85	1.0	1.0	-

Fuente: Propia

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Liao-Whitman

$$N_c = CN * N_{SPT}$$

Donde:

CN: Factor de corrección por confinamiento

$$CN = \sqrt{\frac{1}{\sigma'}}$$

σ' : Presión efectiva (γ_{sh}), en kg/cm²

- Para profundidad de 1 m se tiene:

$$CN = \sqrt{\frac{1}{0.24}} = 2.04$$

$$N_c = 2.04 * 25 = 51$$

De la misma manera se calcula para las demás profundidades, los resultados se muestran en la tabla No 6.16.

Tabla No 6.15: Resultado corrección de N, Liao-Whitman

Profundidad (m)	N _{SPT}	γ_s (kg/cm ³)	P' (kg/cm ²)	CN	N _c
SONDEO 1					
1	25	0.0024	0.24	2.04	51
2	51	0.0024	0.48	1.44	74
3	71	0.0024	0.72	1.18	84
4	25	0.0024	0.96	1.02	26
5	9	0.0024	1.2	0.91	8
6	>50	0.0024	1.44	0.83	-
SONDEO 2					
1	26	0.0024	0.24	2.04	53
2	26	0.0024	0.48	1.44	38
3	32	0.0024	0.72	1.18	38
4	57	0.0024	0.96	1.02	58
5	69	0.0024	1.2	0.91	63
6	37	0.0024	1.44	0.83	31
SONDEO 3					
1	17	0.0024	0.24	2.04	35
2	37	0.0024	0.48	1.44	54
3	61	0.0024	0.72	1.18	72
4	85	0.0024	0.96	1.02	87
5	>70	0.0024	1.2	0.91	-
SONDEO 4					
1	49	0.0024	0.24	2.04	100
2	33	0.0024	0.48	1.44	48
3	50	0.0024	0.72	1.18	59
4	83	0.0024	0.96	1.02	85
5	>50	0.0024	1.2	0.91	-

Fuente: Propia

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Gibbs y Holtz

Por efecto de confinamiento del suelo.

$$N_c = CN * N_{SPT}; \text{ sólo si } P' < 280 \text{ kN/m}^2 = 28 \text{ T/m}^2$$

Donde:

N_c: N corregido aproximado al entero más próximo.

CN: Corrección por sobrecapa

$$CN = \frac{35}{P'+7}$$

P': Presión efectiva (γ_{sh}), en T/m²

- Para profundidad de 1 m se tiene:

$$CN = \frac{35}{2.4+7} = 3.72$$

$$N_c = 3.72 * 25 = 93$$

De igual manera para las demás profundidades. De la misma manera se calcula para las demás profundidades, los resultados se muestran en la tabla No 6.16.

Tabla No 6.16: Resultado corrección de N, Gibbs y Holtz

Profundidad (m)	N _{SPT}	γ_s (T/m ³)	P' (T/m ²)	CN	N _c
SONDEO 1					
1	25	2.4	2.4	3.72	93
2	51	2.4	4.8	2.97	152
3	71	2.4	7.2	2.46	175
4	25	2.4	9.6	2.10	53
5	9	2.4	12	1.84	17
6	>50	2.4	14.4	1.64	-
SONDEO 2					
1	26	2.4	2.4	3.72	97
2	26	2.4	4.8	2.97	77
3	32	2.4	7.2	2.46	79
4	57	2.4	9.6	2.10	120
5	69	2.4	12	1.84	127
6	37	2.4	14.4	1.64	61
SONDEO 3					
1	17	2.4	2.4	3.72	63
2	37	2.4	4.8	2.97	110
3	61	2.4	7.2	2.46	150
4	85	2.4	9.6	2.10	179
5	>70	2.4	12	1.84	-
SONDEO 4					
1	49	2.4	2.4	3.72	182
2	33	2.4	4.8	2.97	98

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

3	50	2.4	7.2	2.46	123
4	83	2.4	9.6	2.10	174
5	>50	2.4	12	1.84	-

Fuente: Propia

Capacidad de Carga

Una vez corregido el número de golpes obtenido en campo, se aplican las diversas teorías para el cálculo de la capacidad de carga, en este caso el procedimiento se realiza para la profundidad de 2m, para ello se utilizará el N_c obtenido mediante la teoría de Bowles y debido a que es un proceso repetitivo únicamente se muestra el procedimiento para el sondeo 1, se tiene un ancho de cimentación $B= 1.5$ m y una profundidad de desplante de $D_f=2.5$ m.

Profundidad (m)	N_{SPT}	γ_s (kg/cm ³)	P' (kg/cm ²)	CN	η_1	η_R	η_S	η_B	N_c
SONDEO 1									
2	51	0.0024	0.48	1.2472	1.0	0.85	1.0	1.0	54
Tomado de la tabla No 6.15									

Teoría de Terzaghi y Peck

$$Q_{adm} = \frac{N \cdot s}{12} \left(\frac{1.5 + 0.3}{1.5} \right)^2 \text{ para } B > 1.20 \text{ m}$$

Datos conocidos:

$$B = 1.5 \text{ m} = 4.92 \text{ ft}$$

$$s = 1''$$

Sustituyendo:

$$Q_{adm} = \frac{54 \cdot (1)}{12} \left(\frac{4.92 + 0.3}{4.92} \right)^2 = 6.48 \text{ en kg/cm}^2$$

Meyerhof

$$Q_{adm} = 7.99 N_c \left(\frac{3.28B + 1}{3.28B} \right)^2$$

Sustituyendo:

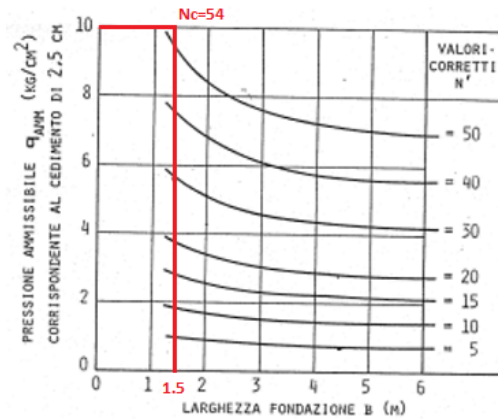
$$Q_{adm} = 7.99(54) \left(\frac{3.28(1.5) + 1}{3.28(1.5)} \right)^2 = 624.67 \text{ kN/m}^2$$

Teoría Peck y Bazaraa

Para el uso del ábaco propuesto por dichos autores se debe conocer el ancho de la cimentación ($B=1.5$ m) y el $N_c=54$, con los datos se ingresa al ábaco tal como se muestra en la figura No 6.27:

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Figura No 6.27



Fuente: Propia

El resultado obtenido de dicho ábaco es:

$$Q_{adm} = 10 \text{ kg/cm}^2$$

Schultze y Sherif

Se asume un asentamiento permisible de 1", es decir 2.54 cm.

$$Q_{adm} = \frac{s * 1.71N^{0.87} \left(\frac{B}{B_l}\right)^{0.5} CN}{B * f}$$

$$CN = 1 + 0.4 \frac{D_f}{B}$$

s= asentamiento en cm

B= ancho de la cimentación en cm

$B_l = 1$ cm

f=factor de influencia, B/L

Sustituyendo:

$$CN = 1 + 0.4 \frac{250}{150} = 1.67$$

$$Q_{adm} = \frac{2.54 * 1.71(54)^{0.87} \left(\frac{150}{1}\right)^{0.5} 1.67}{150 * \frac{150}{150}} = 19.04 \text{ kg/cm}^2$$

Teoría Burland et al

En este caso no puede utilizarse éste método ya que es aplicable sólo para cimentaciones con $B > 3.0$ m.

Teoría de Bowles

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

$$\text{Para } B > 1.22 \text{ m} \gg Q_{adm} = 11.98 * N_c * \left(\frac{3.28+1}{3.28B}\right)^2 CN * \left(\frac{S_e}{25.4}\right)$$

$$CN = 1 + 0.33 \frac{D_f}{B} \leq 1.33$$

Sustituyendo:

$$CN = 1 + 0.33 \frac{8.2}{4.92} = 1.55 > 1.33, \text{ por lo que se usa } 1.33$$

$$Q_{adm} = 11.98 * 54 * \left(\frac{3.28+1}{3.28(1.5)}\right)^2 * 1.33 * \left(\frac{25mm}{25.4}\right) = 640.86 \text{ kN/m}^2 = 6.53 \text{ kg/cm}^2$$

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

ANEXO No 1

REGISTRO DE CAMPO-EXPLORACIÓN SUBSUPERFICIAL

OBRA: _____	ESTRUCTURA: _____
LOCALIZACIÓN: _____	ELEV. BROCAL: <u>832.70 m</u>
HERRAMIENTAS DE AVANCE: <u>Penetración Estándar</u>	SONDEO N°: <u>1</u>
HERRAMIENTAS DE MUESTREO: <u>Cuchara Partida</u>	REGISTRO: <u>1</u>
OPERADOR: <u>F. Flores</u>	FECHA: <u>04/05/2012</u>
	PESO GOLPEADOR: <u>140 Lbs.</u>
	NIVEL FREATICO: <u>N A</u>
	REVISO: <u>BHS</u>

PROF. EN (m)	RESISTENCIA A LA PENETRACIÓN				HUMEDAD %	CLASIFICACION
	20 cm	15 cm	15 cm	'N'		
0.00						
	4	5	6	11	17	Limo arenoso, café oscuro, orgánico, saturado (OL)
0.50						
	11	12	13	25	17	Limo arenoso, café oscuro, ligeramente orgánico, parcial saturado (ML-OL)
1.00						
	18	17	18	35	14	Limo arenoso, café claro, con pómez, parcial saturado (ML)
1.50						
	22	26	25	51	15	Arena limosa, café claro, parcial saturada (SM)
2.00						
	26	22	25	47	16	Arena limosa, café claro, con pómez, parcial saturada (SM)
2.50						
	30	31	40	71	19	* *
3.00						
	35	22	17	39	17	Arena limosa, café claro, parcial saturada (SM)
3.50						
	20	15	10	25	32	Limo arenoso, café claro, saturado (ML)
4.00						
	9	3	3	6	34	* *
4.50						
	5	6	3	9	32	Arena arcillosa, café oscuro, con escoria volcánica, saturada (todo)SC)
5.00						
	14	10	50	60	14	Escoria volcánica, café oscuro, parcial saturada (SP)
5.50						
	50	>50	---	>50	RPC	Rechazo a la penetración con punta cónica
6.00						Se intercepto escoria volcánica

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

REGISTRO DE CAMPO-EXPLORACIÓN SUBSUPERFICIAL

OBRA: _____ ESTRUCTURA : _____
 LOCALIZACIÓN: _____ ELEV. BROCAL: 834.90 m
 PESO GOLPEADOR: 140 Lbs.
 HERRAMIENTAS DE AVANCE: Penetración Estándar SONDEO N°: 2 NIVEL FREÁTICO: N A
 HERRAMIENTAS DE MUESTREO: Cuchara Partida REGISTRO 2 REVISO: BHS
 OPERADOR: Velásquez FECHA: 04/05/2012

PROF. EN (m)	RESISTENCIA A LA PENETRACIÓN				HUMEDAD %	CLASIFICACION
	20 cm	15 cm	15 cm	*N*		
0.00						
	3	6	8	14	15	Limo arenoso, café oscuro, ligeramente orgánico, con raíces, parcial saturado
0.50						(ML-OL)
	13	12	14	26	15	Limo arenoso, café claro, parcial saturado (ML)
1.00						
	20	17	15	32	16	* *
1.50						
	16	13	13	26	17	* *
2.00						
	12	10	10	20	18	* *
2.50						
	13	15	17	32	20	* *
3.00						
	19	21	20	41	17	Arena limosa, café claro, con pónex, parcial saturada (SM)
3.50						
	25	30	27	57	17	* *
4.00						
	27	25	36	61	20	* *
4.50						
	47	37	32	69	P.P.C	Chequeo penetración con punta cónica
5.00						
	35	31	35	66	P.P.C	Chequeo penetración con punta cónica
5.50						
	32	22	15	37	P.P.C	Chequeo penetración con punta cónica
6.00						

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

REGISTRO DE CAMPO-EXPLORACIÓN SUBSUPERFICIAL

OBRA: _____ ESTRUCTURA : _____
 LOCALIZACIÓN: _____ ELEV. BROCAL: 834.07 m
 PESO GOLPEADOR: 140 Lbs.
 HERRAMIENTAS DE AVANCE: Penetración Estándar SONDIO N°: 3 NIVEL FREATICO: N A
 HERRAMIENTAS DE MUESTEEO: Cuchara Partida REGISTRO: 3 REVISO: BHS
 OPERADOR: L. Morales FECHA: 04/05/2012

PROF. EN (m)	RESISTENCIA A LA PENETRACIÓN				HUMEDAD %	CLASIFICACION
	20 cm	15 cm	15 cm	*N°		
0.00						
	1	1	2	3	31	Limo arenoso, café oscuro, orgánico, con raíces, saturado (OL)
0.50						
	7	7	10	17	21	Limo arenoso, café claro, parcial saturado (ML)
1.00						
	16	12	13	25	12	" "
1.50						
	20	17	20	37	13	Limo arenoso, café claro, parcial saturado (ML)
2.00						
	20	19	17	36	13	" "
2.50						
	26	27	34	61	13	" "
3.00						
	35	32	30	62	16	Arena limosa, café claro, con pómez, parcial saturada (SM)
3.50						
	37	35	50	85	17	" "
4.00						
	45	60	52	112	P.P.C	Chequeo penetración con punta cónica
4.50						
	70	>70	---	>70	R.P.C	Rechazo a penetración con punta cónica
5.00						Se interceptó posible escoria volcánica.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

REGISTRO DE CAMPO-EXPLORACIÓN SUBSUPERFICIAL

OBRA: _____	ESTRUCTURA : _____	
LOCALIZACIÓN: _____	ELEV. BROCAL: <u>834.57 m</u>	
	PESO GOLPEADOR: <u>140 Lbs.</u>	
HERRAMIENTAS DE AVANCE: <u>Penetración Estándar</u>	SONDEO N°: <u>4</u>	NIVEL FREATICO: <u>N A</u>
HERRAMIENTAS DE MUESTREO: <u>Cuchara Partida</u>	REGISTRO: <u>4</u>	REVISO: <u>BHS</u>
OPERADOR: <u>Carlos M.</u>		FECHA: <u>04/05/2012</u>

PROF. EN (m)	RESISTENCIA A LA PENETRACIÓN				HUMEDAD %	CLASIFICACION
	20 cm	15 cm	15 cm	*N*		
0.00						
	10	18	15	33	19	Limo arenoso, café oscuro , ligeramente orgánico, parcial saturado
0.50						(ML-OL)
	20	22	27	49	14	Limo arenoso, café claro, con pómez, parcial saturado (ML)
1.00						
	23	15	15	30	11	Limo arenoso, café claro, con pómez, parcial saturado (ML)
1.50						
	18	17	16	33	9	Limo arenoso, café claro, con pómez, seco (ML)
2.00						
	20	15	17	32	8	" "
2.50						
	26	23	27	50	8	" "
3.00						
	31	32	35	67	12	Arena limosa, café claro, con pómez, parcial saturada (SM)
3.50						
	50	33	50	83	14	" "
4.00						
	50	40	50	90	P.P.C	Chequeo penetración con punta cónica
4.50						
	100	>50	---	>50	P.P.C	Rechazo a la penetración con punta cónica
5.00						Se interceptó posible escoria volcánica.

6.10 Ejercicios Propuestos

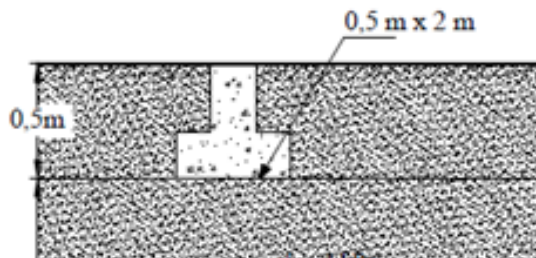
1. El proyecto de una edificación contempla el diseño de zapatas aisladas de concreto reforzado de 0.5 m x 2.0 m (Figura No 6.28). El nivel de fundación ha sido fijado en 0.5 m de profundidad.

El perfil del terreno muestra que existe un suelo homogéneo hasta gran profundidad. El peso unitario de este suelo es de 16.4 kN/m^3 . Ensayos triaxiales CU (Consolidado - No Drenado) efectuados con muestras inalteradas de este material indican que los parámetros efectivos de resistencia al corte son $c = 4 \text{ kPa}$ y $\phi = 36^\circ$.

Se requiere calcular la capacidad de carga última y la capacidad de carga admisible empleando un factor de seguridad de 3 sobre la carga última aplicada, utilizando:

- a) Teoría de Terzaghi.
- b) Teoría de Meyerhof.
- c) Teoría de Hansen.
- d) Teoría de Vesic.

Figura No 6.28: Sección de zapata



Fuente: Fuente: S. Olivella Pastallé et al, "Problemas resueltos de Mecánica de Suelos"

2. Un proyecto industrial contempla la construcción de un silo para almacenar granos, el cual aplicará una presión segura al suelo de 300 kPa. El silo estará apoyado al nivel de la superficie del terreno (Figura No 6.29).

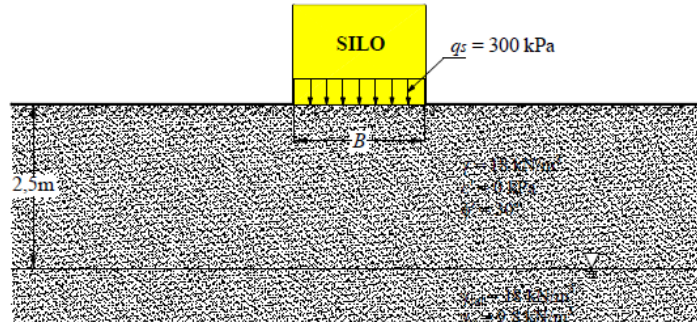
El terreno está compuesto de arena hasta gran profundidad. Los resultados de laboratorio indican que los pesos unitarios de la arena son 18 kN/m^3 y 19.2 kN/m^3 por encima y por debajo del nivel freático, respectivamente. Además se ha determinado que los parámetros de resistencia al corte son $c = 0$ y $\phi = 30^\circ$. El nivel freático se encuentra a 2.5 m de profundidad y el peso unitario del agua es 9.8 kN/m^3 .

El diseño del silo debe minimizar los riesgos de falla por capacidad admisible, expresados por un factor de seguridad de 3 aplicado sobre la carga última. Determinar el mínimo diámetro del silo que cumpla estos requerimientos utilizando:

- a) Método de Hansen y b) Método de Vesic.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Figura No 6.29: Sección de silo de almacenaje



Fuente: Fuente: S. Olivella Pastallé et al, "Problemas resueltos de Mecánica de Suelos"

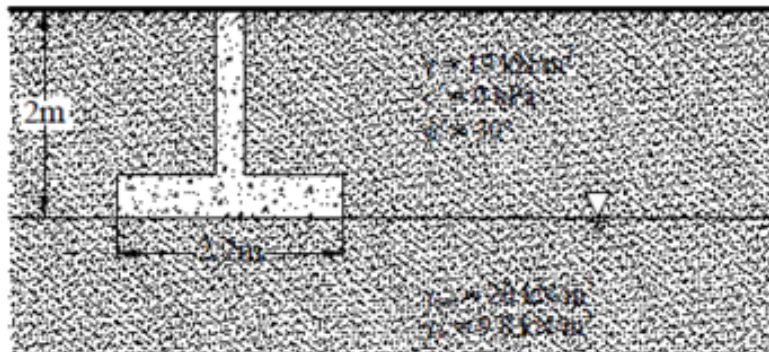
3. En un terreno compuesto por arena se proyecta construir una edificación cuyos cimientos consisten de zapatas continuas (o corridas) de 2.20 m de ancho y apoyadas a 2.0 m de profundidad (Figura No 6.30).

Los ensayos del laboratorio indican que los parámetros de resistencia al corte son $c=0$ y $\phi=30^\circ$. El nivel freático se encuentra a 2.0 m de profundidad. Los resultados de laboratorio indican que los pesos unitarios de la arena son 19 kN/m^3 y 20 kN/m^3 por encima y por debajo del nivel freático, respectivamente y el peso unitario del agua es 9.8 kN/m^3 .

Se pide:

- a) Determinar la máxima presión segura de apoyo del suelo, aplicando un factor de seguridad de 3 sobre la carga neta aplicada. Emplear el método de Vesic.
- b) Si al final del proyecto, se determina que los cimientos ejercen sobre el terreno una presión de 275 kPa, determinar el factor de seguridad existente bajo esta condición.

Figura No 6.30: Sección de zapata en suelo estratificado

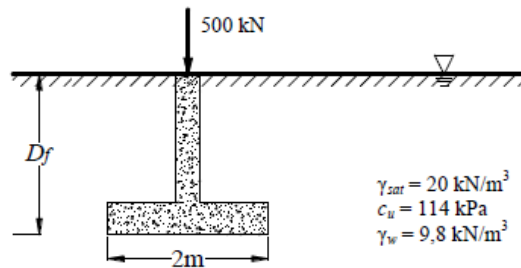


Fuente: Fuente: S. Olivella Pastallé et al, "Problemas resueltos de Mecánica de Suelos"

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

4. El proyecto de un edificio de cuatro plantas contempla el diseño de zapatas aisladas cuadradas. Debido a la presencia de instalaciones sanitarias y otros cimientos, las zapatas exteriores serán de 2 m x 2 m, y ejercerán una carga segura de 500 kN (Figura No 6.31). El estudio geotécnico indica que el suelo está compuesto de arcilla, con un peso unitario de 20 kN/m³ y una resistencia no-drenada al corte de 114 kPa. El peso unitario del agua es igual a 9.8 kN/m³. El factor de seguridad empleado en el análisis es 3. El nivel freático se encuentra al nivel del terreno. Con esta información, se requiere definir la profundidad a la cual deberán apoyarse las zapatas.

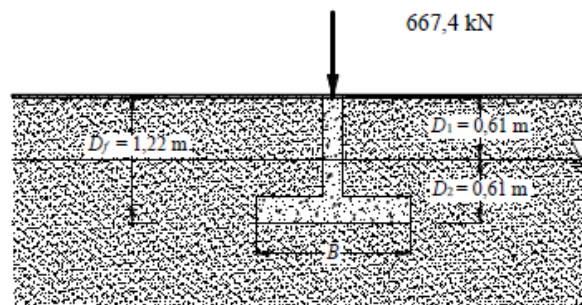
Figura No 6.31: Sección de zapata en suelo arcilloso



Fuente: Fuente: S. Olivella Pastallé et al, "Problemas resueltos de Mecánica de Suelos"

5. La columna de una estructura metálica será apoyada sobre una zapata aislada cuadrada (Figura No 6.32). El nivel de fundación se encuentra a 1.22 m de profundidad y la superestructura transmite a la fundación una carga segura de 66.4 kN, con un factor de seguridad de 3. Se ha determinado que el suelo se compone de una arena con peso unitario húmedo de 16.51 kN/m³ y un peso unitario saturado de 18.55 kN/m³. El agua tiene un peso unitario de 9.8 kN/m³ y el nivel freático se encuentra a 0.61 m de la superficie del terreno. Ensayos efectuados sobre muestras no disturbadas del suelo indican que $c=0$ y $\phi=34^\circ$. Se requiere encontrar la dimensión mínima de la zapata.

Figura No 6.32: Sección de zapata en suelo estratificado



Fuente: Fuente: S. Olivella Pastallé et al, "Problemas resueltos de Mecánica de Suelos"

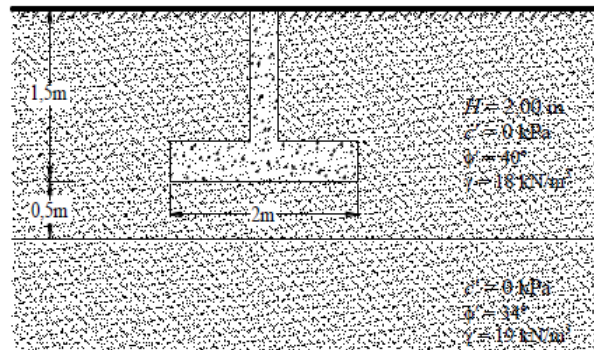
6. En un terreno compuesto por arena fuerte por encima y por un estrato de arena de arena débil se proyecta construir una edificación cuyos cimientos consisten de zapatas de base de 2.0 m y de largo de 3.0 m, el nivel de fundación se encuentra a 1,50 m de profundidad

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

(Figura No 6.33). Los ensayos en campo indican que los parámetros de resistencia al corte del primer estrato son $C = 0 \text{ kPa}$ y $\phi = 40^\circ$; del segundo son $c = 0 \text{ kPa}$ y $\phi = 34^\circ$. El nivel freático no se ha detectado en campo, ni en gabinete del laboratorio. Los resultados de laboratorio indican que los pesos unitarios de la arena son 18 kN/m^3 y 19 kN/m^3 del primer y segundo estrato respectivamente.

Se pide determinar la carga última de apoyo por el método de suelos estratificados, (suelo fuerte bajo suelo débil).

Figura No 6.33: Sección de zapata en suelo estratificado



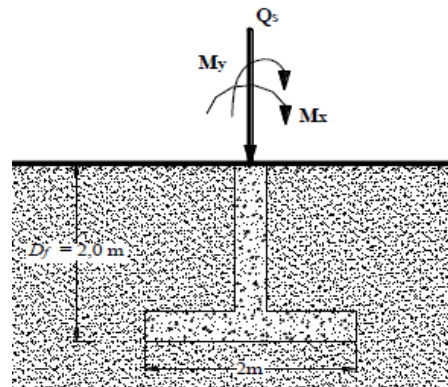
Fuente: Fuente: S. Olivella Pastallé et al, "Problemas resueltos de Mecánica de Suelos"

7. Se desea construir un edificio para lo que se realiza un estudio de suelos que dan los siguientes resultados $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$, $c = 6 \text{ kPa}$, $\phi = 33^\circ$; como se muestra en la Figura No 6.34.

Una vez construido las zapatas se ha detectado que la carga no está aplicada sobre el centro de la zapata de fundación, se desea determinar la carga admisible de apoyo si se ha encontrado una excentricidad de $e_B = 0.35 \text{ m}$, $e_L = 1.0 \text{ m}$. En las zapatas de $B = 2.0 \text{ m}$ y de $L = 4.0 \text{ m}$ con un factor de seguridad de 3 sobre la carga última aplicada.

Usar el método de fundaciones con excentricidad en dos direcciones propuesto por Braja Das.

Figura No 6.34: Zapata cargada excéntricamente

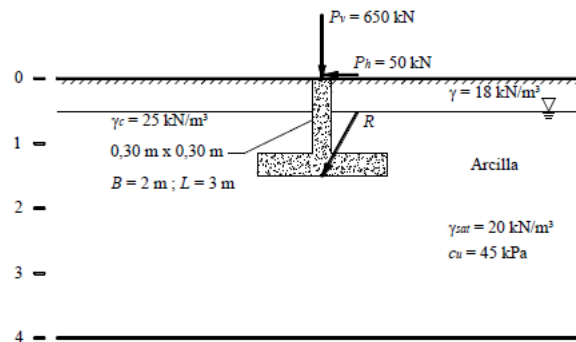


Fuente: Fuente: S. Olivella Pastallé et al, "Problemas resueltos de Mecánica de Suelos"

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

8. Se ha planificado la construcción de una zapata flexible a 1.5 m de profundidad, ver figura No 6.35. La zapata tendrá un ancho de 2 m, un largo de 3 m y un espesor de 0.3 m en la base, estará constituida por hormigón armado con un peso unitario de 25 kN/m³. La columna que llegue a la base de la zapata tendrá un ancho de 0.3 m x 0.3 m y recibirá una carga vertical de 650 kN y una carga horizontal de 50 kN en la dirección del ancho, al nivel natural del terreno. Se ha realizado un estudio geotécnico en el sitio y se ha determinado que el perfil del suelo está constituido por una arcilla homogénea que yace sobre una roca muy dura y muy poco permeable a 4 m de profundidad. Los parámetros de resistencia son $c = 45$ kPa, $\phi = 0^\circ$. Se ha ubicado el nivel freático a 0.5 m por debajo la superficie. El peso unitario del suelo por encima de este corresponde al 18 kN/m³ y 20 kN/m³ para el suelo saturado.
- Determine el factor de seguridad en la capacidad de apoyo.

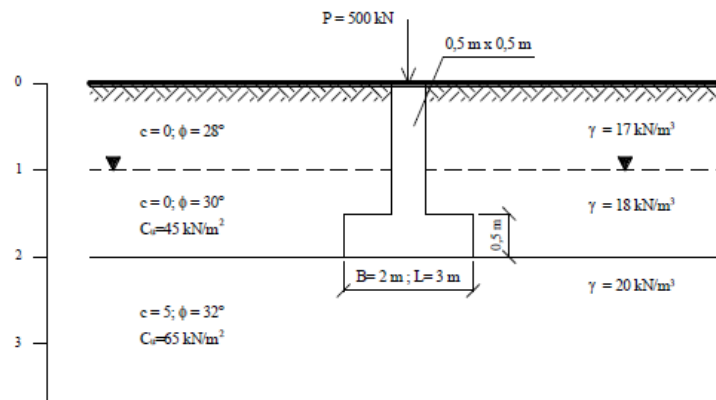
Figura No 6.35: Zapata en presencia del nivel freático



Fuente: Fuente: S. Olivella Pastallé et al, "Problemas resueltos de Mecánica de Suelos"

9. Para el perfil de suelo que se muestra en la Figura No 6.36, se desea calcular la capacidad de carga admisible utilizando el método propuesto por Braja M. Das y un factor de seguridad de 3 sobre la carga última.
- Si se construye la estructura muy lentamente, en un tiempo mayor a 10 años.
 - Si se construye la estructura rápidamente, en un tiempo menor a 2 meses.

Figura No 6.36: Sección de zapata en suelo estratificado

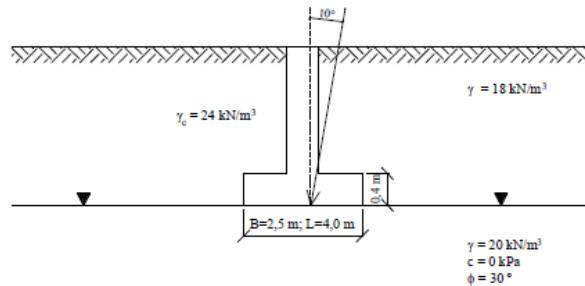


Fuente: S. Olivella Pastallé et al, "Problemas resueltos de Mecánica de Suelos"

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

10. Se pide determinar la máxima capacidad admisible de apoyo ($FS = 3$) de una arena homogénea para una zapata rectangular de 2.5 m de ancho y 4 m de largo, cimentada a 2.0 m de profundidad (Figura No 6.37), utilizando el método propuesto por Braja Das. El nivel freático coincide con el nivel de fundación. El peso unitario del suelo por encima del nivel de agua es de 18 kN/m^3 y el saturado corresponde a 20 kN/m^3 . Los parámetros de resistencia de la arena son $c = 0$, $\phi = 30^\circ$. Considerar que la resultante de la carga actúa a 0.10 m del centro y posee una inclinación de 10° con respecto a la vertical. Use las teorías de Meyerhof, Hansen y Vesic.

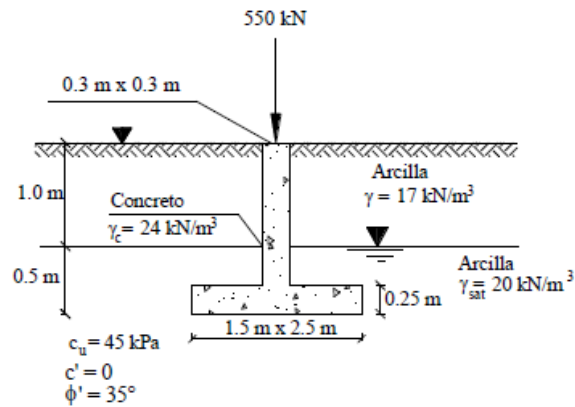
Figura No 6.37: Zapata cargada con inclinación



Fuente: Fuente: S. Olivella Pastallé et al, "Problemas resueltos de Mecánica de Suelos"

11. Para la Figura No 6.38, determinar la capacidad de carga admisible, utilizando el método de Hansen para un factor de seguridad de 3 sobre la carga última aplicada, suponiendo que la zapata se construye muy lentamente.

Figura No 6.38: Sección de zapata en suelo arcilloso saturado

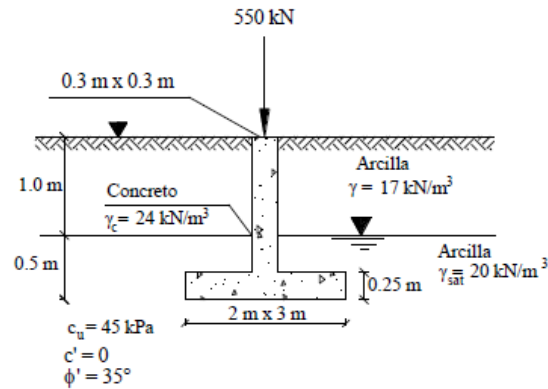


Fuente: Fuente: S. Olivella Pastallé et al, "Problemas resueltos de Mecánica de Suelos"

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

12. Para la Figura No 6.39 determinar la máxima presión segura de apoyo utilizando el método de Vesic para un factor de seguridad de 3 sobre la capacidad de carga última, suponiendo que la zapata se construye en un instante de tiempo.

Figura No 6.39: Sección de zapata en suelo arcilloso saturado



Fuente: Fuente: S. Olivella Pastallé et al, "Problemas resueltos de Mecánica de Suelos"

UNIDAD 7: CAPACIDAD DE CARGA DE LOS SUELOS EN CIMENTACIONES PROFUNDAS

7.1 Introducción

Las cimentaciones profundas, transfieren las cargas de las estructuras a estratos resistentes a ciertas profundidades bajo la superficie del suelo.

De acuerdo con NAVFAC (Naval Facilities Engineering Command) una cimentación se define como profunda cuando desarrolla su capacidad de carga a una profundidad (D_f) mayor que 5 veces el tamaño (B) de la base ($D_f \geq 5B$). La capacidad de carga en las cimentaciones profundas se basa en la resistencia por punta (Q_p) y en la resistencia por fricción o adherencia (Q_f) a lo largo del fuste del elemento, resistencias que pueden actuar en forma independiente o combinada.

Las cimentaciones profundas se utilizan cuando la capacidad de carga de las cimentaciones superficiales no cumple con los requerimientos solicitados, o cuando los asentamientos de las cimentaciones superficiales son excesivos o no son económicas.

También se utilizan para resistir las fuerzas de levantamiento, las fuerzas horizontales o como alternativa de cimentación en caso de suelos expansivos, suelos colapsables, o suelos sometidos a los efectos de la erosión y/o la socavación; se utilizan además, para compactar depósitos granulares sueltos y para control de asentamientos de cimentaciones superficiales sobre suelos compresibles.

El diseño de cimentaciones profundas implica resolver un problema complejo de transferencia de cargas de la estructura a través de los elementos profundos al suelo; por tanto se requiere de un análisis de un sistema que se podría denominar genéricamente, estructura – pilote, un sistema suelo – pilote, así como la interacción de los dos sistemas no lineales.

Este capítulo orienta los criterios, los procedimientos y los parámetros necesarios para el análisis y determinación de la capacidad de carga.

7.2 Generalidades

El uso de pilotes es una de las técnicas más antiguas del hombre para superar las dificultades de la cimentación de estructuras en suelos blandos. Antes del siglo XIX, el tipo de cimentación más común en los edificios eran zapatas continuas, y solo si el terreno era incapaz de soportar las presiones que ejercían las zapatas, se usaban pilotes. El diseño de estas cimentaciones estaba basado en la experiencia o simplemente dejado a la divina providencia.

En sus inicios, los pilotes eran todos de madera por su abundancia y su fácil maniobrabilidad (ver figura No 7.1), así que para dar seguridad a una estructura se hincaban pilotes en forma abundante, sin ninguna norma y a criterio del constructor. De esta manera, la capacidad de carga del pilote estaba limitada por el grosor de la madera y su capacidad de soportar el peso del martillo sin astillarse. Es así que en un principio se crearon reglas primitivas mediante las cuales la carga admisible de un pilote se basaba en la resistencia al golpe de un martillo de peso y altura de caída conocidos.

CAPITULO III

ANALISIS GEOTECNICO

Como el tipo de estructura de esa época no sufría grandes asentamientos, no surgió otro material que lo reemplazara.

A medida que el desarrollo industrial aumenta, se crea una demanda de estructuras pesadas en lugares de terreno blando; surge entonces el pilote de concreto como una solución que supera largamente al pilote de madera (ver figura No 7.2), debido a que podía ser fabricado en unidades de las mismas dimensiones que el pilote hecho de madera, pero capaz de soportar compresiones y tensiones mucho mayores.

Además que puede moldearse en cualquier forma estructural de acuerdo a las solicitaciones de carga y del tipo de suelo sobre el que se hinca. Con el desarrollo de las máquinas de gran eficiencia de perforación a gran profundidad y diámetro, se reemplazó parcialmente los pilotes hincados por los pilotes moldeados in-situ.

Posteriormente el acero, por su fácil maniobrabilidad y gran resistencia de hincado a grandes profundidades, empezó a tener auge, siendo los problemas de corrosión solucionados con la introducción de capas de pinturas durables y resistentes.

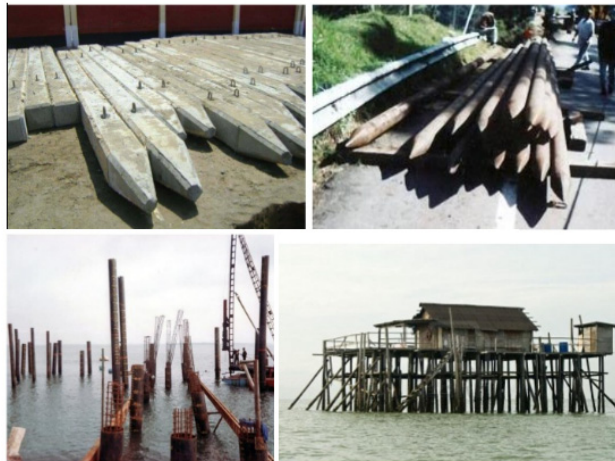
Conforme el costo de las cimentaciones piloteadas toma importancia, surge la necesidad de determinar un número de pilotes que no fuese mayor que el necesario para proporcionar seguridad a la estructura; se llega entonces a especulaciones teóricas que dan por resultado fórmulas de hincado, aunque posteriormente se determina que éstas adolecían de grandes defectos, haciéndose usual determinar la carga admisible del pilote ejecutando ensayos de carga sobre un pilote de prueba y determinando el número de pilotes mediante el cociente de la división de la carga total entre la carga admisible por pilote. Algunas estructuras resultaron satisfactorias, sin embargo, otras fallaron, de lo cual se deduce que el asentamiento de una cimentación no está necesariamente relacionado con el asentamiento de un pilote de prueba, aun cuando la carga por pilote fuese igual a la carga del pilote de prueba. De cualquier forma, es necesario conocer la capacidad de carga de un pilote porque forma parte de la información para desarrollar un proyecto donde sea necesario el uso de cimentaciones profundas.

Figura No 7.1: Uso de pilotes en la antigüedad



Fuente: <http://historiaybiografias.com/puentes/>

Figura No 7.2: Pilotes



Fuente: <https://es.slideshare.net/sistemasdeconstruccion/4-cimentaciones-i>

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Para tener una adecuada comprensión del comportamiento de pilotes, se debe conocer todos los tipos de pilotes y los métodos de instalación existentes. El diseño y la construcción de cimentaciones profundas es un campo de la mecánica de suelos en la que se requiere el criterio de un ingeniero que no se confíe en el discutible valor de una fórmula y que sepa hacer uso de su experiencia, sentido común e intuición del comportamiento de los materiales.

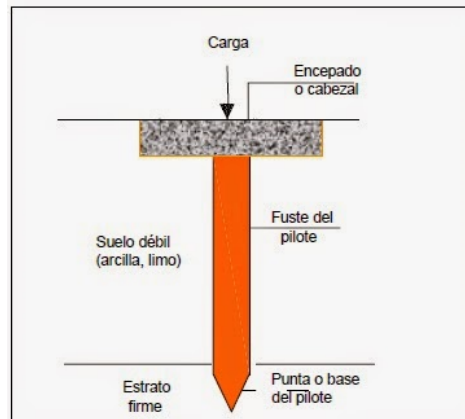
Definición

Los pilotes son elementos estructurales de concreto, acero o madera, que se utilizan para transmitir las cargas de la superficie a estratos inferiores (profundos) dentro de la masa de suelo. Los pilotes pueden clasificarse con diversos criterios según el aspecto que interese, de acuerdo con el material, el modo de transferir la carga, el grado de desplazamiento durante la instalación o el método de ejecución.

7.3 Mecanismo de transmisión de carga a través de cimentaciones profundas

La transmisión de cargas al terreno en cimentaciones profundas, se basa en dos contribuciones una de ellas consiste en la distribución vertical de la carga a lo largo del fuste del pilote y la otra es la aplicación directa de la carga al estrato más profundo a través de la punta del pilote, (ver figura No 7.3).

Figura No 7.3: Componentes de un pilote



Fuente: <http://fundacionescivil.blogspot.com/2015/02/capacidad-de-carga-asentamiento.html>

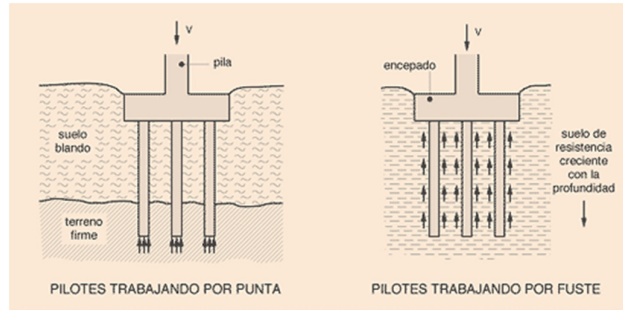
El modo de trabajo depende de las características del terreno y de la profundidad a la que se encuentre el estrato resistente.

Tal como se mencionó anteriormente la transferencia de carga en pilotes, puede ser:

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

1. Mediante la fricción del fuste, generada por el roce entre el suelo y el perímetro del pilote, desarrollada a lo largo de la longitud del mismo.
2. A través de la punta, apoyando el pilote en un estrato con gran capacidad de carga.

Figura No 7.4: Mecanismo de trabajo de pilotes

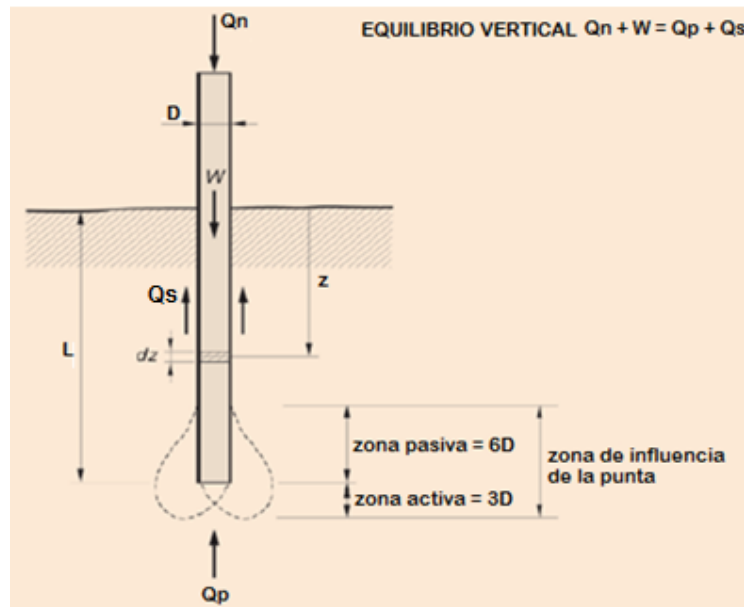


Fuente: <http://apuntesingenierocivil.blogspot.com/2013/02/tipos-de-cimentacion-profunda.html>

Se dice entonces, que en las cimentaciones profundas se tiene dos tipos de resistencia, resistencia por fuste (Q_s) y resistencia por punta (Q_p) y para estimar la capacidad de carga última (Q_{ult}) se deben sumar las dos contribuciones, ver figura No 7.4.

Es importante conocer las superficies de falla que se generan en la interacción suelo-pilote, en la figura No 7.5 se muestra las zonas de influencia en la punta del pilote y la distribución de la superficie de deslizamiento en dicha zona.

Figura No 7.5: Mecanismo de trabajo



Fuente: <http://apuntesingenierocivil.blogspot.com/2013/02/tipos-de-cimentacion-profunda.html>

De la figura No 7.5:

Q_n = carga vertical que aplicada en la cabeza del pilote, produce su falla.

W = peso propio del pilote.

Q_p = parte de la carga soportada por la punta.

Q_s = parte de la carga soportada por el contacto pilote-suelo en el fuste.

D = diámetro real o equivalente del pilote.

z = profundidad medida desde la superficie hacia el interior del terreno.

L = longitud total enterrada del pilote.

Se considera que el pilote se encuentra empotrado en el terreno una determinada cantidad, igual a 6 diámetros que es lo necesario para que se genere por completo la superficie de deslizamiento dentro del estrato (zona pasiva 6D y zona activa 3D). Por lo tanto, si nuestro estrato firme comienza a la cota -15 por ejemplo, y nuestro pilote tiene 0.55 m de diámetro, no podríamos considerar esa resistencia por punta sino hasta la cota -18.3 m.

7.4 Teorías para el cálculo de Capacidad de Carga en cimientos profundos

Antes de iniciar la descripción de teorías específicas, debemos establecer de manera general en qué consiste cada una de las capacidades de carga (fuste y punta) y cómo ambos llegan a establecer la capacidad de carga total.

La capacidad de carga última Q_{ult} de un pilote se determina por la ecuación:

$$Q_{ult} = Q_s + Q_p$$

Dónde:

Q_p = capacidad de soporte de carga de la punta del pilote

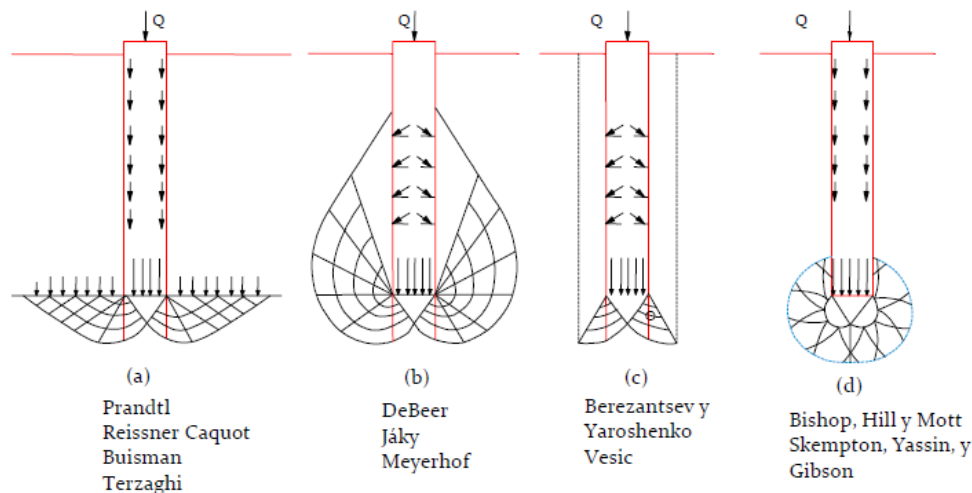
Q_s = resistencia por fricción (fricción superficial) derivada de la interfaz suelo-pilote

Capacidad de carga por punta, Q_p

Para desarrollar esta capacidad de carga es necesario que el pilote se encuentre apoyado en un estrato firme, y depende en mayor proporción de las dimensiones geométricas del elemento, de la forma y rugosidad, la presión de confinamiento en dicha sección, la capacidad cortante, la densidad, y compresibilidad del suelo por debajo y alrededor de la punta del pilote una vez ha sido instalado. La resistencia depende en parte de la fricción lateral desarrollada en la zona inferior del fuste de la cimentación, así que ambas acciones, se influyen mutuamente. El modelo teórico de transferencia de carga consiste en considerar el pilote como una columna con soporte lateral a lo largo de toda su longitud y sometida a carga axial (Londoño, 2001).

A través de los años el bulbo de presiones generado en la interacción suelo-pilote, ha sido estudiado por diversos autores, tal como puede apreciarse en la figura No 7.6.

Figura No 7.6: Formas de falla supuestas bajo cimentaciones profundas Vesic (1967)



Fuente: L. Mendoza (2015), "Cimentaciones Profundas", Cimentaciones T.E.

Meyerhof: el mecanismo de rotura empieza de forma parecida al de la rotura global, sin embargo, las líneas de rotura continúan en forma de espiral que se va abriendo hasta que se intersecta con el fuste del pilote. Este mecanismo de rotura permite definir la zona activa inferior (2D a 3D) y la zona pasiva superior (4D en arcillas y 8D en arenas). La existencia de estas zonas justifica que los pilotes mejoran su contribución por punta si se empotran en la capa resistente respecto a un simple apoyo.

Berezantsev: la hipótesis básica de este autor es que en realidad la sobre carga q' en el plano de apoyo es inferior que γL , debido al efecto silo causado por la propia construcción del pilote o por el estado natural del terreno. Esto facilita la subida del terreno en la zona lateral.

Gibson: este mecanismo se basa en la existencia de un bulbo en el que el suelo se encuentra plastificado. Este bulbo es estable hasta que se llega a rotura en que va creciendo alcanzando incluso la superficie del terreno.

A partir de lo estudiado anteriormente se puede mencionar la necesidad de empotrar los pilotes en un estrato lo suficientemente resistente a una profundidad adecuada, algunos criterios se mencionan a continuación:

En el caso de pilotes hincados, a menos que se tope con un rechazo, la penetración de diseño de cualquier pilote debería ser mayor o igual que 3000 mm (3.0 m) en suelo cohesivo duro o material granular denso, y mayor o igual que 6000 mm (6.0 m) en suelo cohesivo blando o material granular suelto. Los pilotes para apoyos deberán penetrar una distancia como mínimo igual a un tercio de la longitud del pilote ($\frac{1}{3}L$) que no tienen apoyo lateral, es decir, no tienen la contribución de fricción a través del fuste.

Por su parte Meyerhof establece que el pilote deberá penetrar en el estrato resistente una profundidad D' .

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

$$D' = 4B \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$$

De manera general, la resistencia última por área unitaria desarrollada en la punta de un pilote, Q_p , se puede expresar mediante una ecuación similar a la ecuación utilizada en cimentaciones superficiales, aunque los valores de los factores N_c^* , N_q^* y N_γ^* cambiarán; según los puntos de vista de diversos autores

La capacidad de carga última por punta se puede expresar mediante:

$$q_p = cN_c^* + qN_q^* + \gamma DN_\gamma^*$$

Donde:

N_c^* , N_q^* y N_γ^* son los factores de capacidad de carga

Debido a que el ancho D de un pilote es relativamente pequeño, el término γDN_γ^* se puede omitir en el lado derecho de la ecuación anterior sin introducir un error considerable; entonces, se tiene:

$$Q_{ult} = A_p q_p = A_p (cN_c^* + q'N_q^*)$$

Observe que el término q se reemplazó por q' para denotar el esfuerzo vertical efectivo.

Por lo tanto, la carga total en la punta del pilote es:

$$Q_p = A_p q_p = A_p (cN_c^* + q'N_q^*)$$

Dónde:

A_p = Área de la punta del pilote

c = Cohesión del suelo que soporta la punta del pilote

q_p = Resistencia unitaria de punta

q' = esfuerzo vertical efectivo al nivel de la punta del pilote = γL

N_c^*, N_q^* = Factores de capacidad de carga

Resistencia por fricción, Q_s

Se encuentra en función de la resistencia al corte del suelo a lo largo de la interface entre éste y el fuste del pilote. El modelo de transferencia es precisamente el desarrollo de fricción entre el suelo y el elemento en una longitud lo suficientemente larga como para lograr resistir la carga axial aplicada (Londoño, 2001). Para el análisis estático de capacidad de carga se necesita el ángulo de fricción interna ϕ y la cohesión del suelo (Bowles, 1997). La resistencia lateral es un factor que depende esencialmente del tipo de suelo en que se ha de apoyar o cimentar la estructura y de la forma de colocación del pilote. Se entiende entonces que la resistencia lateral de un pilote se encuentra conformada por dos factores fundamentales, los cuales son el desarrollado por la resistencia al corte del suelo en la interface suelo – estructura y la adherencia que se pueda tener entre ambos elementos.

Entonces, la resistencia por fricción o superficial, de un pilote se puede escribir como:

$$Q_s = \Sigma p \Delta L f$$

Dónde:

p = Perímetro de la sección del pilote.

ΔL = Longitud incremental del pilote sobre la cual p y f se consideran constantes

f = Resistencia unitaria por fricción a cualquier profundidad z

Para un suelo cualquiera ($\phi \neq 0$, $c \neq 0$) se tiene que la resistencia unitaria por fricción puede ser calculada de la siguiente manera: $f = K_o \sigma'_o \tan \delta + C_a$.

Donde:

K_o es el coeficiente de empuje de tierras en reposo.

σ'_o es el peso unitario efectivo a la profundidad z .

$\tan \delta$ es el coeficiente de fricción entre suelo y pilote.

C_a es la adherencia entre pilote y suelo.

El coeficiente de empuje del suelo K_o , depende del desplazamiento relativo que sufra el suelo por concepto de instalación del elemento y de la forma misma de instalación que se seleccione.

Para hallar el coeficiente de rozamiento entre suelo y pilote $\tan \delta$, se puede considerar que $0.5\phi \leq \delta \leq 0.8\phi$, gracias a los valores dados por diferentes investigadores que parecen estar en el límite anterior. Para el cálculo de la adherencia se propone (Das, 2006): $C_a = f_a c$.

Donde c , corresponde al valor de la cohesión del suelo, y f_a es el factor de adherencia que depende de la resistencia del suelo y de la forma de colocación del pilote.

Por consiguiente, para suelos friccionantes ($\phi \neq 0$, $c = 0$), el factor dominante en el análisis ha de ser la fricción desarrollada, es decir, cuánto se logre movilizar la resistencia al corte de la masa de suelo en la zona de contacto en la interface suelo-pilote: $f = K_o \sigma'_o \tan \delta$

Para suelos cohesivos ($\phi = 0$, $c \neq 0$), nuevamente se presenta una gran simplificación de la expresión general ya considerada, quedando en esta oportunidad de la siguiente forma:

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

$$f = C_a = f_a c.$$

Donde lo único por hacer sería encontrar el valor apropiado para el factor de adherencia (f_a). Para ello se tiene a groso modo, que los valores típicos son los presentados en la tabla No 7.1:

Tabla No 7.1: Factores de adherencia (Londoño, 2001)

Resistencia del suelo	Forma de Colocación	
	Perforado	Hincado
Arcilla Blanda	0.5	0.9
Arcilla Dura	0.3	0.7

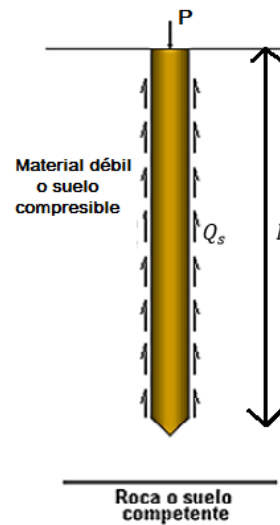
Fuente: A. Barreto Maya (2011), "Evaluación comparativa de la capacidad de carga en cimentaciones profundas", Universidad Nacional de Colombia

Aunque la teoría que ha sido expuesta se ha empleado con éxito para incontables diseños de cimentaciones profundas en obras civiles, es claro que se hace la suposición de masas homogéneas de suelos. Por ende, es importante presentar algunas otras expresiones de otros autores que consideran que la capacidad por fricción en el fuste se puede encontrar mediante el análisis de cada porción del pilote embebido en un estrato en particular.

Es importante considerar dos situaciones que demuestran el comportamiento experimentado por el suelo con el proceso de instalación de pilotes a la hora de calcular la capacidad de carga:

- Por ejemplo, cuando los pilotes son hincados se presenta un fenómeno de aumento de presiones laterales en el suelo, lo que a su vez hace que se mejore el confinamiento que se tiene sobre el elemento, teniendo como consecuencia última una mayor probabilidad de tener resistencias laterales de alta magnitud a largo plazo.
- Por otro lado, al contar con pilotes pre-excavados, se tiene un comportamiento diametralmente opuesto al anteriormente mencionado debido a que, a causa de la perforación se presenta un "alivio" en las presiones laterales, desencadenando en un decrecimiento en el aprisionamiento del elemento y, por último, la posibilidad de tener resistencias laterales pequeñas (Londoño, 2001).

Figura No 7.7: Pilote trabajando por fricción



Fuente: A. Barreto Maya (2011), "Evaluación comparativa de la capacidad de carga en cimentaciones profundas", Universidad Nacional de Colombia

Consideraciones como estas, y otras que caracterizan el método constructivo, por lo general no son tenidas en cuenta en los diseños, brindando magnitudes de capacidades que pueden ser ciertas o no; por ende es importante revisar estos aspectos para aproximarse a las condiciones reales. Si una fundación profunda, pudiese instalarse en el terreno sin alterar para nada la distribución ni magnitud de los esfuerzos que corresponden a su estado en reposo, el estado inicial de la interacción vendría dado por la magnitud de los esfuerzos que caracterizan la llamada condición K_0 o coeficiente de empuje de tierras en reposo. En particular esta condición determinaría la magnitud de la presión lateral que aprisionaría al pilote (Moretto, n.d).

7.4.1 Capacidad de carga en la punta

A continuación se presenta algunas teorías a través de las cuales es posible calcular la capacidad de carga en pilotes por punta, tanto en suelos friccionantes como en suelos cohesivos.

Suelos puramente friccionantes

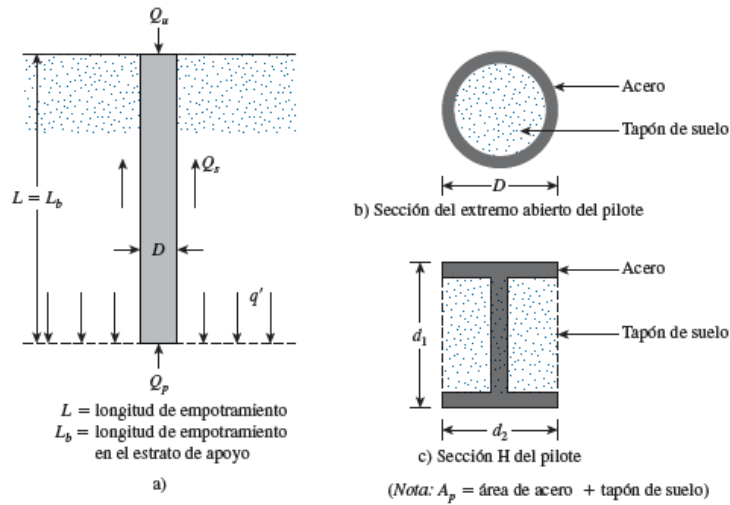
Teoría de Meyerhof

Los estudios realizados nos muestra que la capacidad de carga de punta, Q_p de un pilote en arena aumenta con la profundidad de empotramiento en el estrato de carga y alcanza un valor máximo a una relación de empotramiento de $L_b/D = (L_b/D)_{cr}$. Observe que un suelo homogéneo L_b es igual a la longitud de empotramiento real del pilote, L . En la figura No 7.8 se muestra el caso de un suelo homogéneo, $L=L_b$.

Sin embargo, cuando un pilote ha penetrado en un estrato de carga, $L_b < L$. Más allá de la relación de empotramiento crítica, $(L_b/D)_{cr}$, el valor de Q_p permanece constante ($Q_p = Q_l$), es decir, la capacidad de carga en la punta no sigue incrementando aunque se incremente la longitud de empotramiento, ver la figura No 7.9.

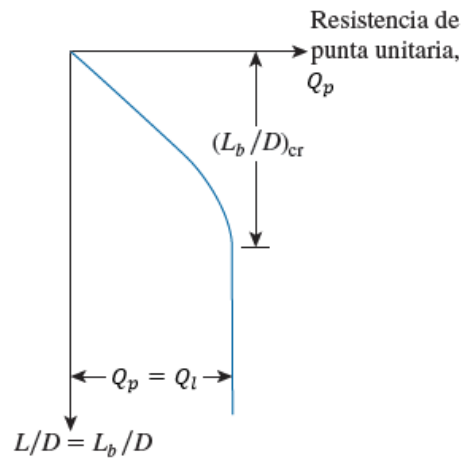
CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Figura No 7.8: Capacidad de carga en cimentaciones profundas



Fuente: Braja M. Das, "Fundamentos de Ingeniería de cimentaciones", séptima edición, capítulo 11, pág. 555

Figura No 7.9: Naturaleza de la variación de la resistencia de punta en una arena homogénea



Fuente: Braja M. Das, "Fundamentos de Ingeniería de cimentaciones", séptima edición, capítulo 11, pág. 557

Para pilotes en arena, $c = 0$, la ecuación de capacidad de carga se simplifica:

$$Q_p = A_p q' N_q^*$$

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Según Meyerhof, La variación de N_q^* con el ángulo de fricción del suelo (ϕ) se muestra en la figura No 7.10. Los valores interpolados de N_q^* para varios ángulos de fricción también se proporcionan en la tabla No 7.2. Sin embargo, Q_p no debe exceder el valor límite Q_l .

$$Q_l = 0.5A_p P_a N_q^* \tan \phi$$

Dónde:

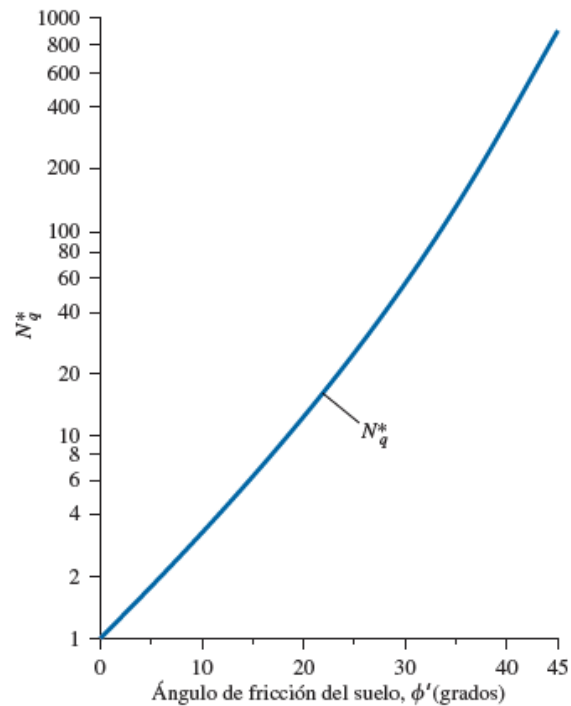
P_a = Presión atmosférica (100 kN/m²)

ϕ = ángulo de fricción efectivo del suelo del estrato de apoyo

Nota:

La expresión de Meyerhoff (1976) para determinar la resistencia de punta supone que la resistencia de punta aumenta linealmente en función de la profundidad embebida hasta una profundidad límite igual a 10.0 diámetros del pilote; más allá de esta profundidad la resistencia de punta permanece constante.

Figura No 7.10: Variación de los valores máximos de N_q^*



Fuente: Braja M. Das, "Fundamentos de Ingeniería de cimentaciones", séptima edición, capítulo 11, pág. 557

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Tabla No 7.2: Valores interpolados de N_q^* con base en la teoría de Meyerhof

Ángulo de fricción del suelo, ϕ (grados)	N_q^*	Ángulo de fricción del suelo, ϕ (grados)	N_q^*
20	12.4	33	96.0
21	13.8	34	115.0
22	15.5	35	143.0
23	17.9	36	168.0
24	21.4	37	194.0
25	26.0	38	231.0
26	29.5	39	276.0
27	34.0	40	346.0
28	39.7	41	420.0
29	46.5	42	525.0
30	56.7	43	650.0
31	68.2	44	780.0
32	81.0	45	930.0

Fuente: Braja M. Das, "Fundamentos de Ingeniería de cimentaciones", séptima edición, capítulo 11, pág. 558

Teoría de Janbu

Janbu propuso calcular Q_p con la ecuación:

$$Q_p = A_p(cN_c^* + q'N_q^*)$$

Donde los factores de capacidad de carga N_c^* y N_q^* se calculan mediante las relaciones siguientes:

$$N_q^* = \left(\tan\phi + \sqrt{1 + \tan^2\phi} \right)^2 (e^{2n'\tan\phi})$$

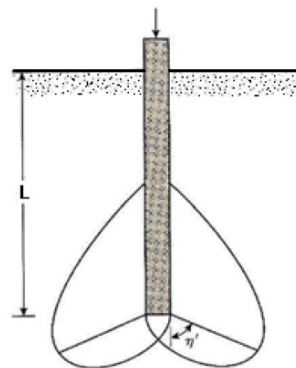
$$N_c^* = (N_q^* - 1) \cot\phi$$

Dónde:

q' = esfuerzo vertical efectivo al nivel de la punta del pilote = γH

N_c^*, N_q^* = Factores de capacidad de carga

Figura No 7.11: Superficie de falla propuesta por Janbu



Fuente: <https://repositorio.espe.edu.ec/bitstream/21000/1724/15/T-ESPE-027424-5.pdf>

La expresión desarrollada por Janbu es en base a una superficie de falla como la que muestra en la figura No 7.11.

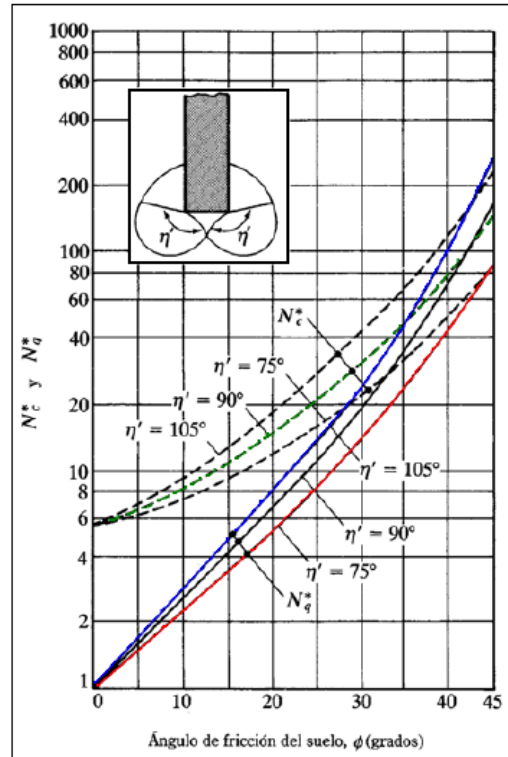
CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

La figura No 7.12 muestra la variación de N_c^* y N_q^* con ϕ y n' . El ángulo n' se muestra en la figura y varía de 60° en arcillas blandas a cerca de 105° en suelos arenosos densos. Para uso práctico, se recomienda que varíe de 60° a 90° .

La tabla No 7.3 muestra la variación de los factores de carga con respecto a ϕ y n' .

Independientemente del procedimiento teórico usado para calcular Q_p su magnitud plena no se obtiene sino hasta que el pilote ha penetrado entre 10% y 25% de su ancho. Esta profundidad es crítica en el caso de la arena.

Figura No 7.12: Factores de Capacidad de carga de Janbu



Fuente: <https://repositorio.espe.edu.ec/bitstream/21000/1724/15/T-ESPE-027424-5.pdf>

Tabla No 7.3: Factores de capacidad de carga

ϕ°	$n' = 60^\circ$		$n' = 75^\circ$		$n' = 90^\circ$	
	N_c^*	N_q^*	N_c^*	N_q^*	N_c^*	N_q^*
0	5.74	1.0	5.74	1.0	5.74	1.0
10	5.95	2.05	7.11	2.25	8.34	2.47
20	9.26	4.37	11.78	5.29	14.83	6.40
30	19.43	10.05	21.82	13.60	30.14	18.40
40	30.58	26.66	48.11	41.37	75.31	64.20
45	46.32	47.32	78.90	79.90	133.87	134.87

Fuente: <https://repositorio.espe.edu.ec/bitstream/21000/1724/15/T-ESPE-027424-5.pdf>

Suelos puramente cohesivos ($\phi=0$)

Para pilotes en *arcillas saturadas* en condiciones no drenadas ($\phi=0$), la carga última neta se puede expresar como:

$$Q_p \approx N_c^* c_u = 9c_u$$

Donde c_u = cohesión no drenada del suelo debajo de la punta del pilote.

7.4.2 Capacidad de carga en el fuste

En la determinación de la capacidad de carga en el fuste el problema se fundamenta en determinar la fricción lateral en arenas y la adhesión en las arcillas, por lo que a continuación se presenta el proceso de cálculo dependiendo el tipo de suelo estudiado.

Suelos puramente friccionantes (c=0)

La resistencia por fricción para un suelo puramente friccionante está dada según diversos autores por:

$$Q_s = \Sigma p \Delta L f$$

Para utilizar esta ecuación es necesario determinar, la resistencia unitaria por fricción, f , que en muchos casos es difícil de estimar. Sin embargo, existen algunas recomendaciones que se pueden tomar en cuenta para su estimación:

1. La naturaleza del hincado del pilote. Para pilotes hincados en arena, la vibración causada durante su hincado ayuda a densificar el suelo a su alrededor. La zona de densificación de la arena puede ser hasta de 2.5 veces el diámetro del pilote, en la arena circundante a él.
2. Se ha observado que la naturaleza de la variación de f en el campo es aproximadamente como se muestra en la figura No 7.13. La fricción superficial unitaria aumenta con la profundidad más o menos linealmente hasta una profundidad de L' y después permanece constante. La magnitud de la profundidad crítica L' puede ser de 10 a 20 diámetros del pilote, dependiendo de la densidad relativa de la arena. Una estimación conservadora sería $L' < 15D$, sin embargo, se pueden sugerir los siguientes valores de profundidad crítica dependiendo de la densidad de la arena:
 - $L' = 10B$ Para arenas sueltas.
 - $L' = 15B$ Para arenas medianamente densas.
 - $L' = 10B$ Para arenas densas.
3. A profundidades similares, la fricción superficial unitaria en arena suelta es mayor para un pilote de gran, comparada con un pilote de bajo desplazamiento.
4. A profundidades similares, los pilotes perforados o hincados con ayuda de un chorro de agua tendrán una fricción superficial unitaria menor comparada con los pilotes hincados. Tomando en cuenta los factores anteriores, se puede proporcionar la variación aproximada de f (ver figura No 7.13):

Para $z = 0$ a L'

$$f = K \sigma'_o \tan \delta'$$

Para $z = L'$ a L

$$f = f_{z=L'}$$

Dónde:

K = coeficiente efectivo de presión de tierra

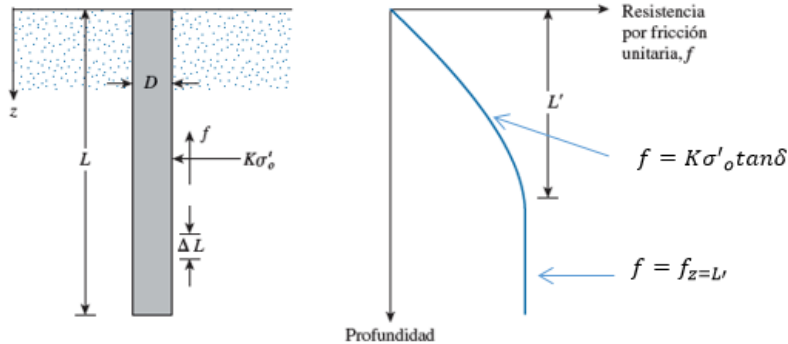
σ'_o = esfuerzo vertical efectivo a la profundidad en consideración

δ' =ángulo de fricción suelo-pilote

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

En la realidad, la magnitud de K varía con la profundidad y es aproximadamente igual al coeficiente de presión pasiva de tierra, K_p , en la parte superior del pilote y puede ser menor que el coeficiente de presión en reposo, K_o , a una profundidad mayor. Con base en resultados actualmente disponibles, se recomienda utilizar los valores promedio de K dados en la tabla No 7.4.

Figura No 7.13: Resistencia por fricción unitaria para pilotes en arena



Fuente: Braja M. Das, "Fundamentos de Ingeniería de cimentaciones", séptima edición, capítulo 11, pág. 569

Tabla No 7.4: Valores promedio de K

Tipo de pilote	K
Perforado o hincado con ayuda de chorro de agua	$\approx K_o = 1 - \text{sen } \phi'$
Hincado de bajo desplazamiento	$\approx K_o = 1 - \text{sen } \phi'$ a $1.4K_o = 1.4(1 - \text{sen } \phi')$
Hincado de alto desplazamiento	$\approx K_o = 1 - \text{sen } \phi'$ a $1.8K_o = 1.8(1 - \text{sen } \phi')$

Fuente: Braja M. Das, "Fundamentos de Ingeniería de cimentaciones", Séptima edición, capítulo 11, pág. 570.

Los valores de δ' de varios investigadores parecen estar en el intervalo de 0.5ϕ a 0.8ϕ y

Con base en resultados de pruebas en el campo, Mansur y Hunter, (1970) reportaron los valores promedio de K siguientes:

- Pilotes H. $K=1.65$
- Pilotes de tubo de acero. $K=1.26$
- Pilotes de concreto precolado. $K=1.5$

Aporte de Coyle y Castello

Coyle y Castello (1981), que en conjunto propusieron que el valor del coeficiente efectivo de presión de tierra (K), puede calcularse en función de la fricción interna y la relación de empotramiento (L/D).

$$Q_s = f_{prom} pL = (K \bar{\sigma}'_o \tan \delta') pL$$

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Dónde:

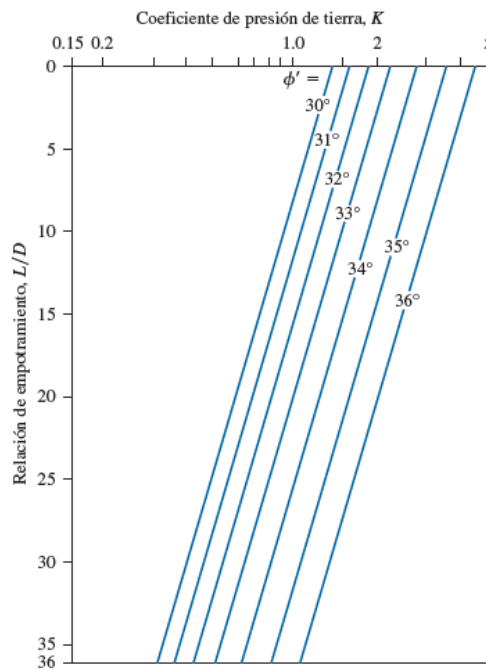
$\bar{\sigma}'_o$ = presión de sobrecarga efectiva promedio

δ' = ángulo de fricción entre el suelo y el pilote = 0.8ϕ

El coeficiente de presión lateral de tierra K , que se determinó de observaciones de campo, se muestra en la figura No 7.14. La ecuación queda:

$$Q_s = K \bar{\sigma}'_o \tan(0.8\phi) pL$$

Figura No 7.14: Variación de K con L/D



Fuente: Braja M. Das, "Fundamentos de Ingeniería de cimentaciones", séptima edición, capítulo 11, pág. 571

Suelos puramente cohesivos ($\phi=0$)

La estimación de la resistencia por fricción (superficial) de pilotes en arcilla es casi tan difícil como la tarea de estimarla en arena, debido a la presencia de diversas variables que no se pueden cuantificar con facilidad. En los libros técnicos sobre el tema se describen varios métodos para obtener la resistencia por fricción unitaria de pilotes. A continuación se examinan algunos de ellos.

Método α

El análisis con esfuerzos totales se puede utilizar cuando la capacidad de carga última es calculada con la resistencia al corte no drenada del suelo. Este método asume que la resistencia lateral es independiente de la presión efectiva de sobrecarga, luego la resistencia unitaria lateral está expresada en términos del factor empírico de adhesión, el cual está en función de la resistencia al corte no drenada.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

El coeficiente α , depende de la naturaleza y de la resistencia de la arcilla, de la dimensión del pilote, del método de instalación y del tiempo, ver figura No 7.15.

La resistencia unitaria superficial f utilizando el factor de adherencia, se puede tomar de acuerdo con la ecuación:

$$f = \Sigma c_a = \Sigma \alpha c_u$$

$$Q_s = f A_s = f p L$$

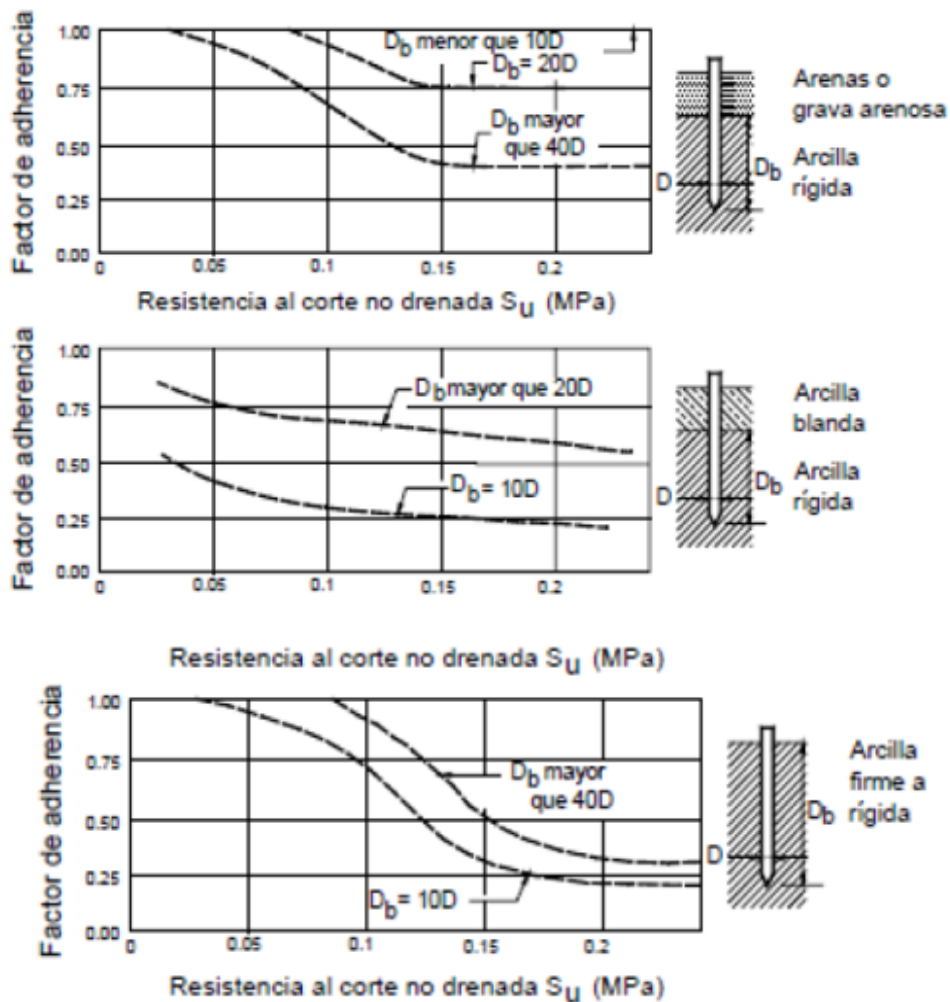
Dónde:

c_a : Adherencia.

c_u : Resistencia al corte no drenada promedio.

α : Factor de adherencia aplicado a c_u (adimensional)

Figura No 7.15: Curvas de diseño para determinar los factores de adherencia para pilotes hincados en suelos arcillosos (Tomlison, 1987)



Fuente: M. Galarza Guzmán et al (2012), "Manual de Diseño de Cimentaciones Superficiales y Profundas para Carreteras", Ministerio de Transporte, Colombia

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Otra manera de calcular el factor de adherencia es mediante la teoría de Sladen (1992) quien demostró que:

$$\alpha = C \left(\frac{\bar{\sigma}_o}{c_u} \right)^{0.45}$$

Dónde:

$\bar{\sigma}_o$ = esfuerzo vertical efectivo promedio

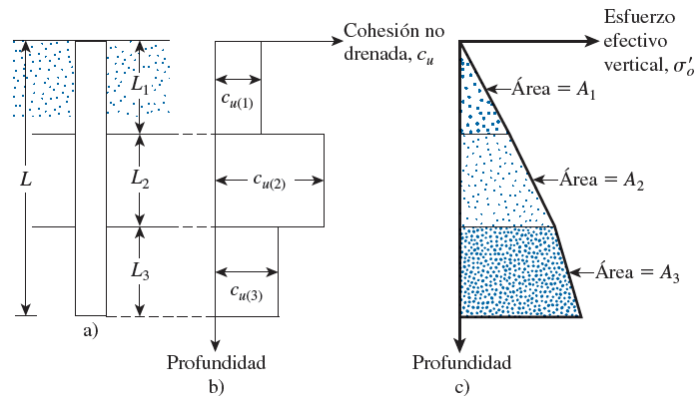
$C \approx 0.4$ a 0.5 para pilotes perforados y ≥ 0.5 para pilotes hincados

En el caso de contar con suelos estratificados se debe tener cuidado al obtener los valores de $\bar{\sigma}_o$ y c_u . La figura No 7.16 ayuda a explicar este punto. En la figura No 7.13a se muestra un pilote que penetra tres estratos de arcilla. De acuerdo con la figura No 7.13b, el valor medio de c_u es $(c_{u1}L_1 + c_{u2}L_2 + \dots + c_{un}L_n)/L$. De manera similar, en la figura No 7.13c se muestra la gráfica de la variación del esfuerzo efectivo con la profundidad. El esfuerzo efectivo medio es:

$$\bar{\sigma}_o = \frac{A_1 + A_2 + A_3 + \dots + A_n}{L}$$

Donde A_1, A_2, A_3, \dots = áreas de los diagramas del esfuerzo efectivo vertical.

Figura No 7.16: Aplicación del método en un suelo estratificado.



Fuente: Braja M. Das, "Fundamentos de Ingeniería de cimentaciones", séptima edición, capítulo 11, pág. 576

Método λ

Este método está basado en esfuerzos efectivos, relaciona la resistencia unitaria superficial con el empuje pasivo del suelo, según la ecuación:

$$f = \lambda(\bar{\sigma}_o + 2c_u)$$

$$Q_s = fA_s = fpL$$

Dónde:

$\bar{\sigma}_o$: Esfuerzo vertical efectivo medio para toda la longitud de empotramiento

c_u : Resistencia al corte no drenada promedio

λ : Coeficiente empírico (adimensional), ver tabla No 7.5

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Tabla No 7.5: Variación de λ con la longitud de empotramiento, L .

Longitud de empotramiento, L (m)	λ
0	0.5
5	0.336
10	0.245
15	0.200
20	0.173
25	0.150
30	0.136
35	0.132
40	0.127
50	0.118
60	0.113
70	0.110
80	0.110
90	0.110

Fuente: Braja M. Das, "Fundamentos de Ingeniería de cimentaciones", séptima edición, capítulo 11, pág. 576

Método β

Cuando los **pilotes se hincan en arcillas saturadas**, la presión de poro del agua en el suelo alrededor de los pilotes aumenta. El exceso de presión de poro del agua en arcillas normalmente consolidadas puede ser de cuatro a seis veces el valor de S_u . Sin embargo, más o menos al cabo de un mes, esta presión se disipa de manera gradual. De aquí, la resistencia por fricción unitaria para el pilote se puede determinar con base en los parámetros del esfuerzo efectivo de la arcilla en un estado remoldeado ($c=0$). Así pues, a cualquier profundidad, la resistencia unitaria de fricción, se puede determinar mediante la ecuación:

$$f = \beta q'$$

$$Q_s = f A_s = \beta p L$$

Dónde:

q' =Esfuerzo efectivo vertical.

$\beta = K \tan \phi'_R$

ϕ'_R =ángulo de fricción drenado de la arcilla remoldeada

K_o =Coeficiente de presión de tierra

De manera conservadora, la magnitud de K_o es el coeficiente de presión de tierra en reposo:

$$K_o = 1 - \text{sen} \phi'_R \text{ (Para arcillas normalmente consolidadas)}$$

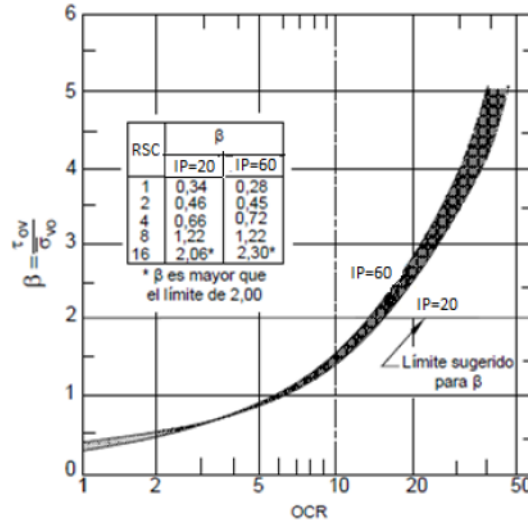
$$K_o = (1 - \text{sen} \phi'_R) \sqrt{OCR} \text{ (Para arcillas sobreconsolidadas)}$$

Donde OCR= relación de sobreconsolidación.

De la figura No 7.17, se puede deducir el valor de β :

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Figura No 7.17: β vs. OCR para pilotes de desplazamiento, en función del Índice de Plasticidad IP (Esrig y Kirby 1979)



Fuente: M. Galarza Guzmán et al (2012), "Manual de Diseño de Cimentaciones Superficiales y Profundas para Carreteras", Ministerio de Transporte, Colombia.

Cuando se tengan suelos estratificados, en el caso del esfuerzo efectivo debe ponderarse a largo de la longitud de empotramiento, L.

Capacidad de carga de Diseño según AASHTO

A continuación se expondrán las metodologías para la determinación de la capacidad de carga última y admisible, según sea el caso, para aplicar en los métodos de diseño LRFD y ASD, las cuales están basadas en AASHTO (2004).

Método de diseño LRFD

Para el diseño de cimentaciones profundas por el método LRFD, se utilizan factores de resistencia, mediante los cuales se determina la capacidad de carga mayorada Q_R , para un pilote individual, basado en un análisis estático (métodos antes expuestos).

$$Q_R = \phi_{qp} Q_p + \phi_{qs} Q_s$$

Dónde:

Q_p : Resistencia de punta del pilote.

Q_s : Resistencia de fricción (adherencia) del pilote.

ϕ_{qp} : Factor de resistencia para la resistencia de punta

ϕ_{qs} : Factor de resistencia para la resistencia por fricción

De acuerdo con las especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD, los valores de los factores de resistencia en el estado límite, se toman de la Tabla No 7.6, considerando las notas 1 y 2, para los pilotes prebarrenados y de la Tabla No 7.7 para pilotes hincados.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Tabla No 7.6: Factores de resistencia para el estado límite de resistencia geotécnica en pilotes prebarrenados cargados axialmente (AASHTO, 2004)

MÉTODO/SUELO/CONDICIÓN			FACTOR DE RESISTENCIA
Capacidad de carga última de pilotes prebarrenados individuales	Resistencia lateral en arcilla	Método α (Reese y O'Neill 1988)	0,65
	Resistencia de punta en arcilla	Tensión total (Reese y O'Neill 1988)	0,55
	Resistencia lateral en arenas	Touma y Reese (1974) Meyerhof (1976) Quiros y Reese (1977) Reese y Wright (1977) (Reese y O'Neill 1988)	Ver nota 1
	Resistencia de la base en arena	Touma y Reese (1974) Meyerhof (1976) Quiros y Reese (1977) Reese y Wright (1977) (Reese y O'Neill 1988)	Ver nota 1
	Resistencia lateral en roca	Carter y Kulhawy (1988) Horvath y Kenney (1979)	0,55 0,65
	Resistencia de la base en roca	Canadian Geotechnical Society (1985) Método de la presión (Canadian Geotechnical Society 1985)	0,50 0,50
	Resistencia lateral y resistencia de punta	Ensayo de carga	0,80
Falla en bloque	Arcilla	0,65	

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

MÉTODO/SUELO/CONDICIÓN			FACTOR DE RESISTENCIA
Resistencia contra el levantamiento de pilotes perforados individuales	Arcilla	Método α (Reese y O'Neill 1988)	0,55
		Pilotes prebarrenados con base acampanada	0,50
	Arena	Touma y Reese (1974) Meyerhof (1976)	Ver nota 2
		Quiros y Reese (1977) Reese y Wright (1977) (Reese y O'Neill 1988)	
Roca	Carter y Kulhawy (1988) Horvath y Kenney (1979)	0,45	
	Ensayo de carga	0,80	
Resistencia contra levantamiento de grupos de pilotes perforados	Arena Arcilla	0,55 0,55	

Fuente: M. Galarza Guzmán et al (2012), "Manual de Diseño de Cimentaciones Superficiales y Profundas para Carreteras", Ministerio de Transporte, Colombia.

Nota 1:

Quiros y Reese (1977) y Reese y O'Neill (1988) limitaron la resistencia lateral unitaria a 0.19 MPa, valor correspondiente al máximo valor medido históricamente. Touma y Reese (1974) limitaron la resistencia lateral unitaria a 0.24 MPa. Reese y O'Neill (1988) propusieron un método para suelos no cementados que utiliza un enfoque que se diferencia en que considera que la resistencia lateral es independiente del ángulo de fricción interna del suelo o del número de golpes del ensayo normal de penetración - SPT. De acuerdo con sus conclusiones, el ángulo de fricción tiende a un valor común debido a las elevadas deformaciones por corte que provoca en la arena el alivio de los esfuerzos durante la excavación.

Ensayos de carga realizados indican que se requieren grandes asentamientos para movilizar la máxima resistencia de punta de los pilotes prebarrenados en arena. Debido a que la mayoría de las estructuras no admiten grandes asentamientos, los procedimientos para calcular la resistencia de punta unitaria, Q_p , se basan en un movimiento descendente igual ya sea a 25 mm (Touma y Reese (1974); Quiros y Reese (1977) o 5 por ciento del diámetro de la base (Reese y Wright (1977); Reese y O'Neill (1988).

La expresión de Meyerhoff (1976) para determinar la resistencia de punta supone que la resistencia de punta aumenta linealmente en función de la profundidad embebida hasta una profundidad límite igual a 10.0 diámetros del pilote; más allá de esta profundidad la resistencia de punta permanece constante.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Comparando los diferentes métodos se observa que, dadas las mismas condiciones, con ellos se pueden obtener estimaciones muy variables de la capacidad de carga.

Desafortunadamente, la información disponible en la actualidad sobre ensayos de carga in situ no es suficiente para determinar cuál de los métodos es más confiable y de aplicación más generalizada.

Debido a la escasez de datos obtenidos in situ, de momento no es posible determinar con precisión cuáles valores se deben utilizar para los factores de resistencia aplicables a los pilotes perforados en arenas y gravas.

En consecuencia, el mejor procedimiento aparentemente consiste en estimar la resistencia usando todos los métodos aplicables y seleccionar la capacidad mayorada aplicando el criterio profesional y cualquier experiencia previa disponible correspondiente a condiciones similares.

Nota 2:

Los factores de resistencia para el levantamiento son menores que los correspondientes a la compresión axial. Esto se debe en parte a que los pilotes prebarrenados traccionados descargan el suelo, reducen el esfuerzo efectivo debida a la sobrecarga de suelo y por tanto la resistencia lateral contra el levantamiento del pilote.

Tabla No 7.7: Factores de resistencia para el estado límite de resistencia geotécnica en pilotes hincados (AASHTO, 2004)

MÉTODO/SUELO/CONDICIÓN	FACTOR DE RESISTENCIA	
Capacidad de carga última de pilotes hincados individuales	Resistencia friccional: Arcilla – Método α (Tomlinson 1987) – Método β (Esrig y Kirby 1979 y método de Nordlund aplicado a suelos cohesivos) – Método λ (Vijayvergiya y Focht 1972)	0,77 λ_v 0,50 λ_v 0,55 λ_v
	Resistencia de punta: Arcilla y Roca – Arcilla (Skempton 1951) – Roca (Canadian geotechnical Society 1985)	0,70 λ_v 0,50 λ_v
	Resistencia friccional y resistencia de punta: Arena – Método SPT – Método CPT	0,45 λ_v 0,55 λ_v
	– Análisis por ecuación de onda asumiendo la resistencia al hincado – Ensayo de carga	0,65 λ_v 0,80 λ_v
Falla en bloque	– Arcilla	0,65
Resistencia contra el levantamiento de pilotes hincados individuales	– Método α	0,60
	– Método β	0,40
	– Método λ	0,45
	– Método SPT	0,35
	– Método CPT	0,45
– Ensayo de carga	0,80	
Resistencia contra el levantamiento de grupos de pilotes hincados	– Arena	0,55
	– Arcilla	0,55

Fuente: M. Galarza Guzmán et al (2012), “Manual de Diseño de Cimentaciones Superficiales y Profundas para Carreteras”, Ministerio de Transporte, Colombia.

Método de diseño ASD

Este método de esfuerzos admisibles, nos indica que a la capacidad de carga última de un pilote calculada por métodos estáticos, se le aplica factores de seguridad, dependiendo de las combinaciones de carga que el ingeniero estructurista haya utilizado en su diseño.

7.4.3 Capacidad de carga basada en el ensayo SPT

A continuación se presentan correlaciones que permiten el cálculo de la capacidad de carga para cimentaciones profundas en función de ensayos de penetración, únicamente se presentan correlaciones para el ensayo SPT, ya que es el más utilizado en nuestro país, pero es importante recalcar que también existen correlaciones para otro tipo de ensayos como por ejemplo el CPT.

Capacidad de carga por punta, Q_p

Meyerhof

Con base en observaciones de campo, Meyerhof (1976) también sugirió que la resistencia de punta última Q_p en un **suelo granular homogéneo** ($L = L_b$) se puede obtener a partir del número de golpes obtenido mediante el ensayo de penetración estándar, tal como sigue:

$$Q_p = A_p 0.4 p_a N_{60} \frac{L}{D} \leq 4 p_a N_{60} A_p$$

Dónde:

N_{60} = valor promedio del número de golpes del SPT cerca de la punta del pilote (Aproximadamente 10D arriba y 4D debajo de la punta del pilote).

p_a = presión atmosférica ($\approx 100 \text{ kN/m}^2$ o 2000 lb/pie^2).

Briaud y colaboradores (1985) sugirieron la correlación siguiente para Q_p en un suelo granular con la resistencia de penetración estándar N_{60} .

$$Q_p = 19.7 A_p p_a (N_{60})^{0.36}$$

Otras teorías

La resistencia en la punta unitaria nominal en MP_a hasta una profundidad D_b , en un estrato de suelo no cohesivo se puede determinar mediante la ecuación:

$$Q_p = \frac{0.038 N_c D_b}{D} \leq Q_t$$

Para lo cual:

$$N_c = \left[0.77 \log \left(\frac{1.92}{\sigma'_v} \right) \right] N$$

Donde:

N_c = Número de golpes por pie del SPT cerca de la punta del pilote corregido para considerar la presión debida a la sobrecarga del suelo, σ'_v .

N = Número de golpes del SPT

D = Ancho del pilote (mm)

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

D_b = Profundidad de penetración en el estrato resistente

Q_l = Resistencia de punta límite considerada como $0.4N_c$ para el caso de arenas y $0.3N_c$ para limo no plástico (MPa).

Capacidad de carga por fricción, Q_s

Meyerhof (1976) indicó que la resistencia por fricción unitaria promedio, f_{prom} , para pilotes hincados de alto desplazamiento se podría obtener a partir de los valores promedio de la resistencia a la penetración estándar como:

$$f_{prom} = 0.02P_a\bar{N}_{60}$$

Dónde:

\bar{N}_{60} = valor promedio de la resistencia a la penetración estándar
 P_a = presión atmosférica ($\approx 100 \text{ kN/m}^2$ o 2000 lb/pie^2)

Para pilotes hincados de bajo desplazamiento:

$$f_{prom} = 0.01P_a\bar{N}_{60}$$

Briaud y colaboradores (1985) sugirieron que:

$$f_{prom} \approx 0.224P_a(\bar{N}_{60})^{0.29}$$

Por lo que

$$Q_s = pL f_{prom} A_p$$

AASHTO

Según la AASHTO (2004), la fricción superficial unitaria nominal de los pilotes en suelos no cohesivos en MPa, se toma como:

Pilotes de gran desplazamiento:

$$f = 0.0019\bar{N}$$

Pilotes de pequeño desplazamiento:

$$f = 0.00096\bar{N}$$

Dónde:

f : Fricción superficial unitaria (MPa)

\bar{N} : Número de golpes promedio (no corregido) del SPT a lo largo del fuste del pilote.

Para pilotes de **gran desplazamiento** en arena saturada, la resistencia última en toneladas está dada por la ecuación:

$$Q_{ult} = 4N_p A_p + \frac{\bar{N} A_s}{50}$$

El límite superior recomendado para la resistencia unitaria de fricción $\frac{\bar{N}}{50}$ es de 1 T/pie^2 .

Dónde:

N_p : Número de golpes por pie en la base de la pila.

\bar{N} : Número de golpes por pie promedio a lo largo del fuste.

Para pilotes de **pequeño desplazamiento** la ecuación permite calcular la resistencia última de punta y fricción:

$$Q_{ult} = 4N_p A_p + \frac{\bar{N} A_s}{100}$$

El límite superior recomendado para la resistencia unitaria de fricción $\frac{\bar{N}}{100}$ es de 0.5 T/pie².

Dónde:

A_p : Área de la punta del pilote.

A_s : Área superficial o perimetral del fuste del pilote.

7.4.4 Capacidad de Carga Admisible

La capacidad admisible se obtiene dividiendo la carga última por un factor de seguridad. Los factores de seguridad se pueden aplicar a la capacidad de carga última o a las capacidades de carga por fricción y por punta separadamente. La capacidad de carga admisible se toma como la menor de:

$$\frac{Q_s + Q_p}{2.5}$$

$$\frac{Q_s}{1.5} + \frac{Q_p}{3.0}$$

Donde Q_s y Q_p son las cargas últimas por fricción y por punta respectivamente. El valor de Q_s en la primera ecuación se basa en factores que utilizan valores promedio de resistencia cortante, mientras que en la segunda ecuación se emplean valores en el rango bajo de la resistencia cortante.

Las fórmulas de capacidad de carga de pilotes solo presentan un rango aproximado de la capacidad de carga última. Excepto cuando se hincan pilotes hasta el rechazo, es usual realizar por lo menos un ensayo de carga en cada sitio. Se pueden hincar pilotes de prueba y ensayarlos hasta la falla. En base a los resultados alcanzados, el ingeniero puede decidir la modificación de las longitudes requeridas.

Es preferible demorar el ensayo de los pilotes tanto cuanto sea posible después del hincado, para permitir el asentamiento del pilote. Esto no es importante en pilotes en suelo granular, donde no son significativos los efectos del tiempo, pero en limos y arenas limosas la capacidad de carga última de un pilote puede ser mucho más alta inmediatamente después del hincado, que una vez que ha transcurrido un período de tiempo. En arcillas lo contrario es usualmente (pero no siempre) cierto; la capacidad portante aumenta con el tiempo, particularmente en arcillas blandas o sensibles. Para un grupo de pilotes debe verificarse la capacidad portante del grupo como un todo.

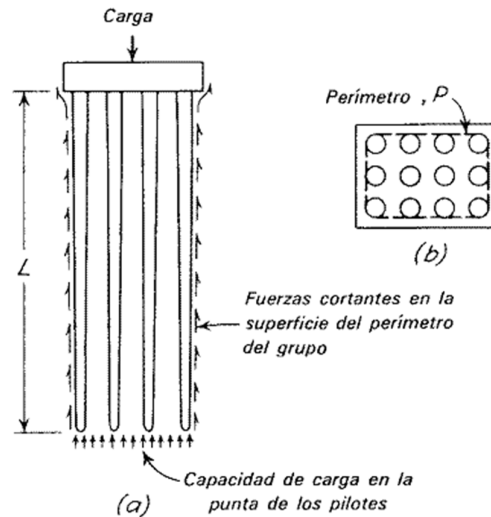
7.5 Capacidad de carga de grupos de pilotes

La capacidad de carga de un grupo de pilotes puede obtenerse considerando que el grupo de pilotes forma una cimentación nueva, o bien, el cálculo se realiza por métodos aproximados basados en la capacidad de carga de los pilotes aislados.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Cuando el análisis se realiza suponiendo que el grupo de pilotes forma una sola unidad monolítica, (ya que están unidos en sus extremos superiores por medio de una placa rígida o cabezal) y cuya base está a nivel de las puntas de los pilotes y cuyo ancho y largo son los del grupo de pilotes, el área de la superficie de la nueva cimentación formada corresponde aproximadamente al producto del perímetro del grupo de pilotes por la longitud de los mismos, ver figura No 7.18.

Figura No 7.18: Zapata Cabezal



Fuente: L. Mendoza (2015), "Cimentaciones Profundas", Cimentaciones T.E.

La capacidad del grupo es la suma de la capacidad de carga de la base de la cimentación (formada por todos los pilotes), mas la resistencia al esfuerzo cortante a lo largo de las caras verticales del grupo que forma la cimentación. Se calcula utilizando la ecuación general de la capacidad de carga, empleando los factores para cimentaciones profundas cuando la longitud del pilote es por lo menos diez veces el ancho del grupo y cuando el suelo es homogéneo; para todos los otros casos se utilizan los factores para cimentaciones superficiales.

En el otro método se consideran que la capacidad de carga total de un grupo de pilotes es igual a un porcentaje del valor resultante de multiplicar el número de pilotes por la capacidad de carga de cada pilote aislado.

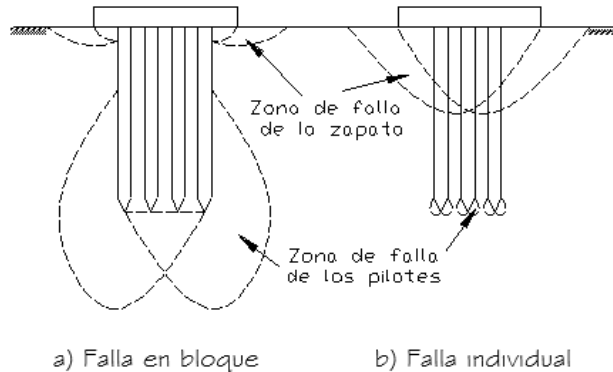
La Falla de un Grupo de Pilotes puede ser en bloque o individual, como se muestra en la Figura No 7.18. El tipo de falla sobreviene según la distancia que existe entre los pilotes, a este espaciamiento que distingue un tipo de falla del otro se le llama Espaciamiento Critico.

Si los pilotes están muy juntos, el grupo actúa como un bloque, tanto que si están muy separados la falla sobreviene a los pilotes individualmente, haciéndolos penetrar.

En los suelos sin cohesión, la capacidad del pilote individual aumenta al reducirse el espaciamiento, debido al aumento de la resistencia del suelo por la compactación. La capacidad

del grupo de pilotes puede ser mayor que la suma de las capacidades individuales, debido a que al momento de hincar los pilotes en arenas aumenta la densidad relativa.

Figura No 7.19: Modos de falla en grupos de pilotes



Fuente: L. Mendoza (2015), "Cimentaciones Profundas", Cimentaciones T.E.

En los suelos cohesivos la capacidad del grupo de pilotes aumenta con la separación entre ellos, mientras que la capacidad individual del pilote no aumenta.

En estos suelos se dará probablemente una falla de bloque, donde los pilotes y el suelo entre ellos se consideran como una sola pila grande.

Suelos Granulares

Cuando se tiene un grupo de pilotes hincados estos compactan al suelo granular, aumentando su capacidad portante. Ensayos en modelos han demostrado que los factores de eficiencia de grupo de pilotes hincados en arena pueden llegar hasta 2.

En pilotes excavados, la acción de excavación en lugar de aumentar, reduce la compactación lateral, por lo que el factor de eficiencia de grupo es difícil que sea mayor que 1.

En diseño al tratarse de suelos granulares, se usa un factor de eficiencia de grupo de 1, para todo tipo de pilotes en suelo granular. Esto significa que **se ignoran los efectos de grupo al predecir la capacidad portante**. Sin embargo, para que esto se cumpla los pilotes excavados deben tener un espaciamiento mayor que 3 diámetros (centro a centro).

Para grupos de pilotes hincados en arenas con espaciamiento $S \geq 3D$, $Q_{g(u)}$ puede tomarse como $\sum Q_u$, que incluye las capacidades de carga superficiales y de punta de los pilotes individuales.

Para grupos de pilotes perforados en arenas con espaciamientos convencionales ($S \approx 3D$), $Q_{g(u)}$ puede tomarse igual $\frac{2}{3}$ a $\frac{3}{4}$ partes de $\sum Q_u$ (capacidades de cargas superficiales y de punta de los pilotes individuales).

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Suelos Cohesivos

En la figura No 7.20 se muestra un grupo de pilotes en arcilla saturada. Por medio de la figura, se puede estimar la capacidad de soporte de carga de grupos de pilotes de la manera siguiente:

Paso 1: Se determina $\Sigma Q_u = n_1 n_2 (Q_p + Q_s)$

$$Q_p = A_p [9c_{u(p)}]$$

Dónde:

$c_{u(p)}$ = cohesión no drenada de la arcilla en la punta del pilote

$$Q_s = \Sigma \alpha p c_u \Delta L$$

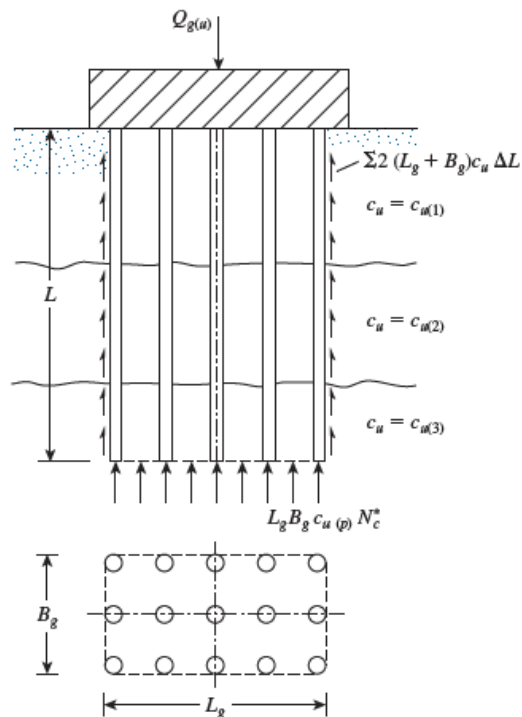
Por lo tanto:

$$\Sigma Q_u = \# \text{ pilotes} (9A_p c_{u(p)} + \Sigma \alpha p c_u \Delta L)$$

Paso 2. Se determina la capacidad última suponiendo que los pilotes en el grupo actúan como un bloque con dimensiones $L_g \times B_g \times L$. La resistencia superficial del bloque es:

$$\Sigma p_g c_u \Delta L = \Sigma 2(L_g + B_g) c_u \Delta L$$

Figura No 7.20: Capacidad de carga de grupos de pilotes en arcilla



Fuente: Braja M. Das, "Fundamentos de Ingeniería de cimentaciones", séptima edición, capítulo 11, pág. 572

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Se obtiene el valor del factor de capacidad de carga N^*_c de la figura No 7.21. Entonces, la carga última es:

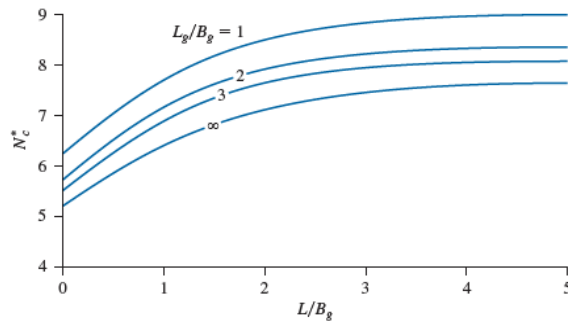
$$\Sigma Q_{g(u)} = L_g B_g c_{u(p)} N^*_c + \Sigma 2(L_g + B_g) c_u \Delta L$$

Calcule la capacidad de carga de punta:

$$A_P q_P = A_P c_{u(p)} N^*_c = (L_g B_g) c_{u(p)} N^*_c$$

Paso 3. Se comparan los valores obtenidos con las ecuaciones anteriores y se toma el menor de los dos valores es $Q_{g(u)}$.

Figura No 7.21: Variación de N^*_c con L_g/B_g y L/B_g



Fuente: Braja M. Das, "Fundamentos de Ingeniería de cimentaciones", séptima edición, capítulo 11.

Pilotes de Punta Hincados al Rechazo

Debido a que la carga última está limitada por la resistencia del pilote y no por la capacidad portante del terreno, no existe efecto de grupo.

Suelos que Contienen Estratos Blandos

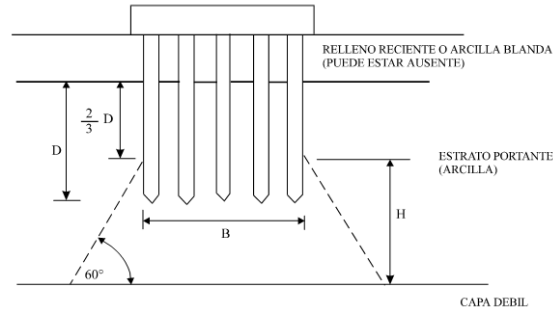
Cuando existen capas de arcilla blanda por debajo de los grupos de pilotes puede ocurrir un sobreesfuerzo, por lo que es necesario realizar una verificación. Se asume que la carga del grupo de pilotes se repartirá como se indica.

a) Pilotes de fricción en arcilla

Se asume que la carga se distribuye como se muestra en la Figura No 7.22, de los dos tercios del empotramiento del pilote en el estrato resistente.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Figura No 7.22: Distribución de carga para pilotes de fricción

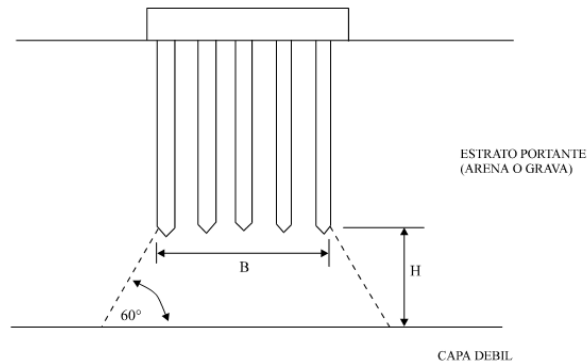


Fuente: L. Mendoza (2016), "Capacidad de carga en cimentaciones profundas",
Curso de Cimentaciones T.E

b) Pilotes de punta en arena o grava

Se asume que la carga se distribuye como se muestra en la Figura No 7.23, a partir de la base de los pilotes.

Figura No 7.23: Distribución de carga para pilotes de punta



Fuente: L. Mendoza (2016), "Capacidad de carga en cimentaciones profundas"

En cada uno de los casos indicados, para un grupo de pilotes de dimensiones en planta B x L, que soporta una carga q, el área esforzada del material blando será:

$$A = (B + 2H \tan 30)(L + 2H \tan 30) = (B + 1.15H)(L + 1.15H)$$

Luego, la capacidad de carga del grupo en la parte superior del estrato blando será:

$$Q_u = \frac{q}{(B + 1.15H)(L + 1.15H)}$$

Longitudes de Pilotes Cercanos

En tanto sea posible, todos los pilotes de un grupo deben tener aproximadamente la misma longitud. Cuando se tengan pilotes de diferente longitud, cercanos, es usual diseñar al pilote

más corto lo suficientemente largo, de modo que una línea inclinada a 45° de su base no intersecte al pilote vecino más largo. Esto es para evitar que la carga de la punta del pilote corto sea transmitida al pilote largo.

7.6 Asentamiento del grupo de pilotes

El asentamiento de un pilote individual bajo carga de trabajo es usualmente tan pequeño que no presenta problemas. Sin embargo, el efecto combinado de un grupo de pilotes puede producir un asentamiento apreciable, debiendo ser considerado. El estado del conocimiento actual no permite una predicción precisa del asentamiento, sin embargo existen métodos que permiten realizar estimados razonables del asentamiento de pilotes y grupos de pilotes.

Los procedimientos presentados a continuación permiten realizar una estimación aproximada del asentamiento de un grupo de pilotes o de un pilote individual dentro del grupo. La interacción entre los pilotes y el suelo circundante es compleja y no está apropiadamente entendida; en consecuencia, los valores obtenidos por los métodos simples presentados a continuación no producen valores exactos.

Asentamiento de un Pilote Individual en Arcilla

El asentamiento de un pilote en una capa de espesor finito que subyace a un material incompresible puede obtenerse de la expresión.

$$\rho = \frac{Q}{L E_s} I_p$$

Dónde:

Q = carga en el pilote.

L = longitud del pilote.

E_s = módulo de Young del suelo para asentamiento a largo plazo.

$$E_s = \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{m_v(1 - \nu)}$$

m_v = valor promedio de la capa

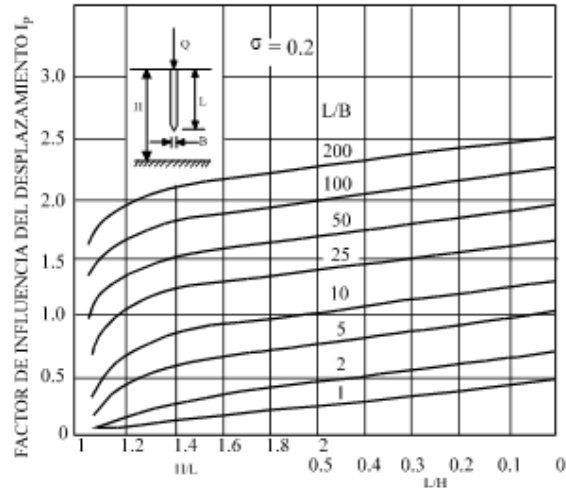
ν = relación de Poisson: 0.4 arcilla SC, arcilla NC rígida y 0.2 arcilla NC blanda a firme.

I_p = factor de influencia, obtenido de las Figuras. No 7.24 y 7.25.

Debe tenerse cuidado en utilizar sistemas de unidades consistentes.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

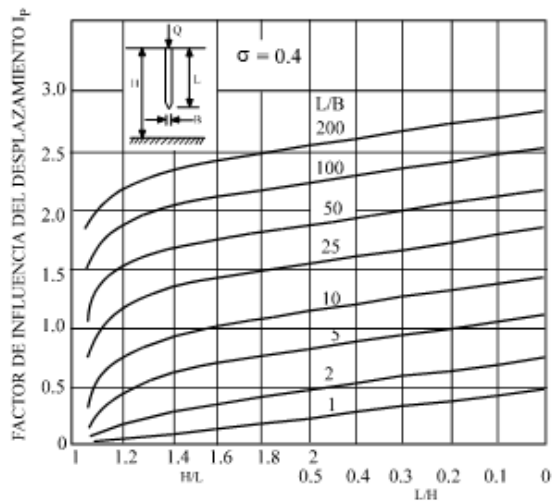
Figura No 7.24: Factores de influencia



Fuente: L. Mendoza (2016), "Capacidad de carga en cimentaciones profundas", Cimentaciones T.E.

Figura No 7.25: Factores de influencia

VALORES DEL FACTOR DE INFLUENCIA I_p PARA UN PILOTE EN UN ESTRATO COMPRESIBLE DE PROFUNDIDAD FINITA, $\sigma = 0.2$



Fuente: L. Mendoza (2016), "Capacidad de carga en cimentaciones profundas", Cimentaciones T.E.

Asentamiento de Pilotes dentro de un Grupo en Arcilla

El asentamiento p_i del pilote i dentro de un grupo puede calcularse de la expresión:

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

$$\rho_i = \rho_1 \left(Q_i + \sum_{\substack{j=1 \\ j \neq i}}^k Q_j \alpha_{ij} \right)$$

Dónde:

ρ_i = asentamiento del pilote i bajo carga unitaria.

Q_i = carga del pilote i.

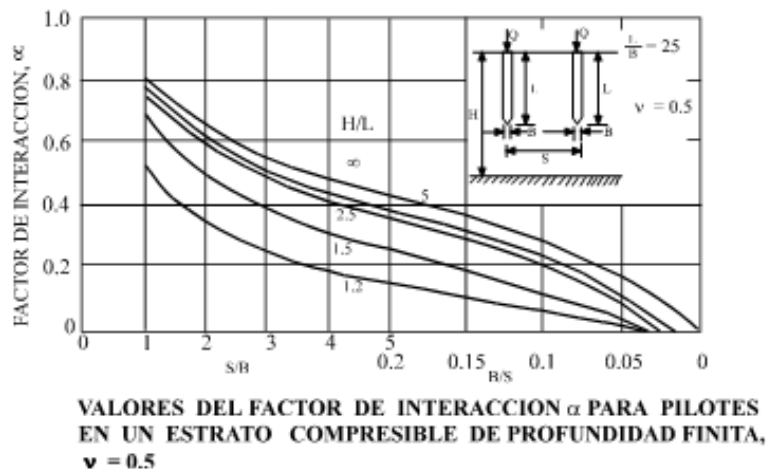
Q_j = carga en el pilote j, donde j es cada uno de los otros pilotes en el grupo, en turno.

α_{ij} = es el factor de interacción entre los pilotes i y j.

El valor de α depende tanto del espaciamiento entre pilotes como de su geometría se obtiene de

los ábacos mostrados en la figura No 7.26.

Figura No 7.26: Factor de interacción



Fuente: L. Mendoza (2016), "Capacidad de carga en cimentaciones profundas",
Curso de Cimentaciones T.E.

Aunque el gráfico está dibujado para $\nu = 0.5$, el valor de ν no es crítico, pudiendo ser utilizado para todos los valores de ν .

Para un pilote individual dentro de un grupo, se encuentra usualmente que el asentamiento del pilote debido a la influencia de los pilotes vecinos excede al asentamiento producido por la carga en el pilote. De este modo, aunque el asentamiento de un pilote individual pueda parecer pequeño en un ensayo de carga, el asentamiento de una estructura apoyada en un grupo de pilotes similares puede ser bastante grande. Sin embargo, se encuentra que la mayor parte de pilotes en el grupo está tan lejos que su influencia pueda ignorarse, o quizás se puede asignar una participación para el efecto de todos los pilotes más allá de determinada distancia del pilote en estudio.

Cuando los pilotes no son de la misma longitud, el efecto en la relación (H/L) es pequeño, por lo que el método todavía puede utilizarse. Cuando los pilotes tienen diferentes diámetros o anchos, la relación (S/B) del pilote j deberá usarse para obtener el valor de α_{ij} .

Asentamiento de un Pilote Individual en Arena o Grava

El asentamiento de un pilote hincado en suelo granular denso es muy pequeño y debido a que el asentamiento en suelo granular es rápido, generalmente no hay problema. En pilotes excavados o pilotes hincados en suelo granular suelto, el asentamiento puede ser significativo, pero no existen métodos aceptados de predecir asentamientos con exactitud. Como una aproximación gruesa, el desplazamiento vertical de un pilote puede estimarse como una carga puntual en la base del pilote.

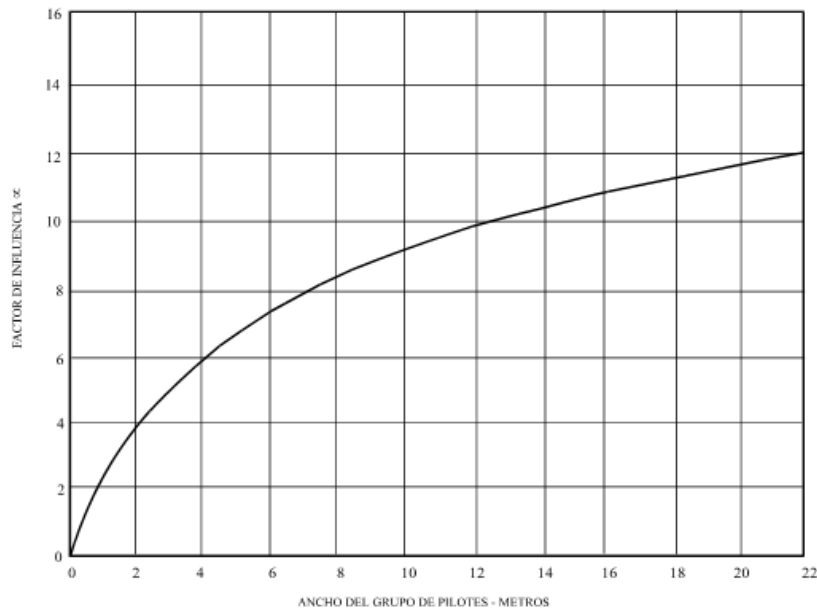
Sin embargo, *el único método confiable para obtener la deformación de un pilote en un suelo granular es ejecutar un ensayo de carga.*

Asentamiento de un Grupo de Pilotes en Arena o Grava

Una aproximación al asentamiento de un grupo de pilotes en suelo granular en base al asentamiento de un pilote individual puede obtenerse de la Figura No 7.27, donde:

$$\alpha = \frac{\text{asentamiento del grupo de pilotes}}{\text{asentamiento del pilote individual bajo la misma carga}}$$

Figura No 7.27: Relación del asentamiento de un pilote al asentamiento de un grupo de pilotes



Fuente: L. Mendoza (2016), "Capacidad de carga en cimentaciones profundas", curso de Cimentaciones T.E.

Método Simple para Estimar el Asentamiento de un Grupo de Pilotes

El asentamiento promedio de un grupo de pilotes puede estimarse tratando al grupo como una cimentación equivalente con un área en planta igual al área del grupo.

Para pilotes que trabajan predominantemente por punta (arenas), se asume que la cimentación estará en la base de los pilotes. Para pilotes por fricción (arcillas), se asume los dos tercios de la longitud de empotramiento, y si existe una capa superior granular o arcilla blanda, los dos tercios de la profundidad de empotramiento en la arcilla portante. Lo anterior se ilustra en la Figura No 7.28.

Compresión del Pilote

La compresión del pilote puede ser una parte significativa del asentamiento total, pero, a diferencia del asentamiento por consolidación, ocurrirá instantáneamente cuando se aplica la carga al pilote. Se puede evaluar asumiendo que bajo la carga de trabajo (o carga de ensayo), las proporciones de la carga por fricción y por punta son las mismas que en la falla. Por lo tanto, si la carga última es Q_u , formada por la carga última en el fuste y en la punta, luego bajo la carga q ,

$$q \times \frac{Q_p}{Q_u} \text{ será soportado por la punta y}$$

$$q \times \frac{Q_s}{Q_u} \text{ será soportado por fricción.}$$

La carga por punta será transmitida en toda la longitud del pilote y la carga por fricción será reducida con la profundidad. En arcillas, donde la fricción (adhesión) permanece constante con la profundidad, el esfuerzo promedio será la mitad del de la superficie. En arenas, donde la fricción aumenta linealmente con la profundidad, el esfuerzo promedio equivalente será dos tercios del valor de superficie. Por lo tanto, para un pilote de longitud L y sección A_p , el esfuerzo promedio equivalente será:

$$\text{En arcillas} \quad \sigma_{pr} = \frac{q}{A_p} \left(\frac{Q_p + \frac{1}{2} Q_s}{Q_u} \right)$$

$$\text{En arenas} \quad \sigma_{pr} = \frac{q}{A_p} \left(\frac{Q_p + \frac{2}{3} Q_s}{Q_u} \right)$$

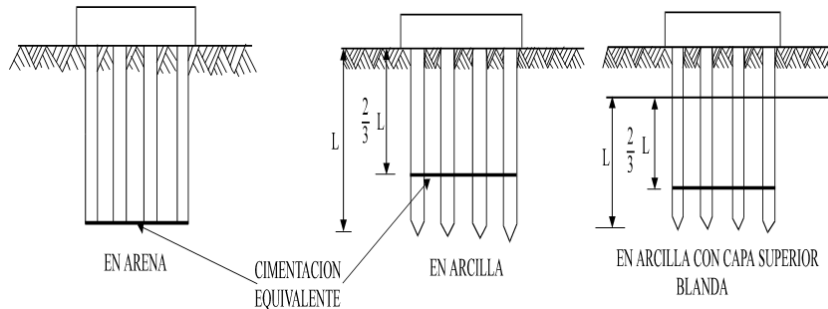
y la compresión elástica del pilote será:

$$\rho_e = \frac{\sigma_{pr} L}{E_p}$$

Donde E_p es el módulo de Young para el material del pilote en la dirección longitudinal.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Figura No 7.28: Método simplificado para estimar el asentamiento del grupo de pilotes mediante la cimentación profunda equivalente



Fuente: L. Mendoza (2016), "Capacidad de carga en cimentaciones profundas"

La única manera segura de saber si un pilote es capaz de soportar la carga requerida, es ejecutar un ensayo de carga. Este ensayo también puede utilizarse para medir las características de carga-deformación del pilote. En un trabajo de pilotaje, uno o más pilotes se ensayan; los pilotes de ensayo se seleccionan de manera aleatoria entre los pilotes que se están instalando o pilotes especiales pueden hincarse con antelación para verificar el diseño.

La prueba de carga se realiza generalmente por las siguientes razones, Vesic (1977):

- 1° Verificar experimentalmente que la actual respuesta del pilote a la carga (reflejada en la relación carga-asentamiento) corresponde a la respuesta asumida por el diseñador.
- 2° Que la carga última actual del pilote no es menor que la carga última calculada y que fue usada como base en el diseño de la cimentación.
- 3° Obtener datos del suelo deformado y facilitar el diseño de otro pilote.
- 4° Determinar el comportamiento carga-asentamiento de un pilote, especialmente en la región de carga de trabajo.
- 5° Para indicar la dureza estructural del pilote.

La tabla No 7.8, muestran el número de ensayos de carga sugeridos por la norma Colombiana.

Tabla No 7.8: Número mínimo de ensayos de carga en pilotes

Categoría de la unidad de construcción	Según los niveles de construcción	No de Pruebas
Baja	Hasta 3 niveles	≥ 1
Media	Entre 4 y 10 niveles	≥ 2
Alta	Entre 11 y 20 niveles	≥ 3
Especial	Mayor de 20 niveles	≥ 5

Fuente: Reglamento Colombiano Sismo Resistente NSR-10, "Titulo H-Estudios Geotécnicos", Capítulo H-4, pág. H-17

Formas y Tipos de Aplicación de Carga

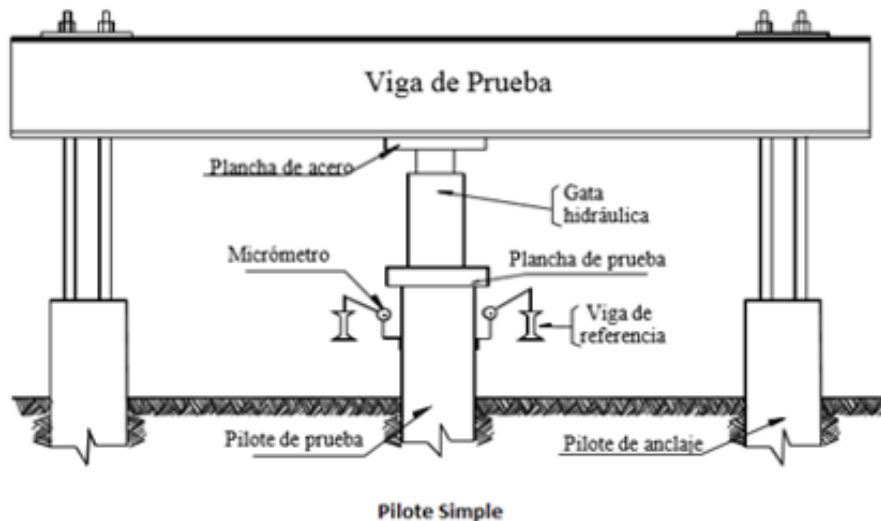
Los equipos para aplicar la carga a compresión pueden ser los de la norma ASTM-D-1143-81. "Pilotes bajo Carga Axial Estática de Compresión", u otros, construidos de tal forma que la carga sea aplicada al eje central y longitudinal del pilote; el equipo del sistema de carga incluye un gato hidráulica, una bomba hidráulica y manómetros. La norma ASTM menciona los siguientes arreglos o dispositivos para aplicar la carga al pilote:

1) Carga aplicada al pilote o grupo de pilotes por gato hidráulica actuando frente a un marco de reacción anclado. Puede realizarse de dos formas, con pilotes de anclaje o con anclaje enterrado.

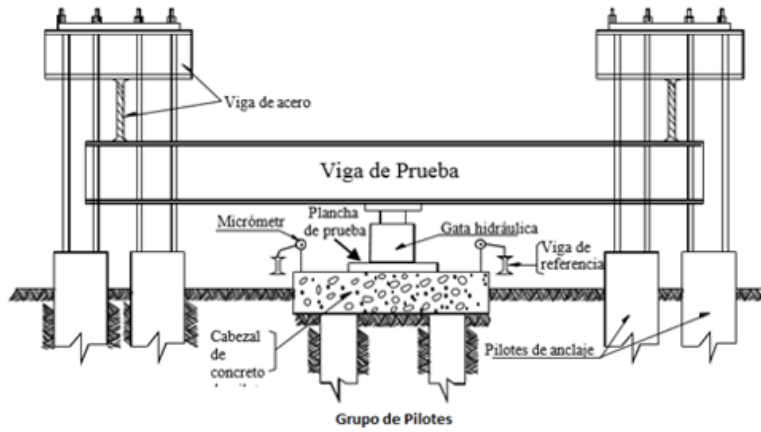
- Pilotes de anclaje.

Se instala un número suficiente de pilotes de anclaje a cada lado del pilote de prueba de tal forma que proporcionen adecuada capacidad de reacción. Dichos pilotes estarán ubicados a una distancia libre del pilote de prueba de al menos 5 veces el mayor diámetro del pilote de prueba, pero no menor que 2 m. Sobre los pilotes de anclaje va una viga de prueba de medida y resistencia suficiente para impedir una deflexión excesiva, esta viga está sujeta por conexiones diseñadas para transferir la carga a los pilotes. Entre el fondo de la viga y la cabeza del pilote de prueba existe una luz suficiente para poder colocar el gato hidráulico y dos planchas de acero de espesor mínimo de 2"; el sistema trabaja al reaccionar el gato hidráulico al cargar el pilote, transmitiendo esta carga (mediante la viga de reacción) a un par de pilotes de anclaje. La Figura No 7.29 muestra este tipo de arreglo.

Figura No 7.29: Sistema de marco de reacción para pilotes de anclaje



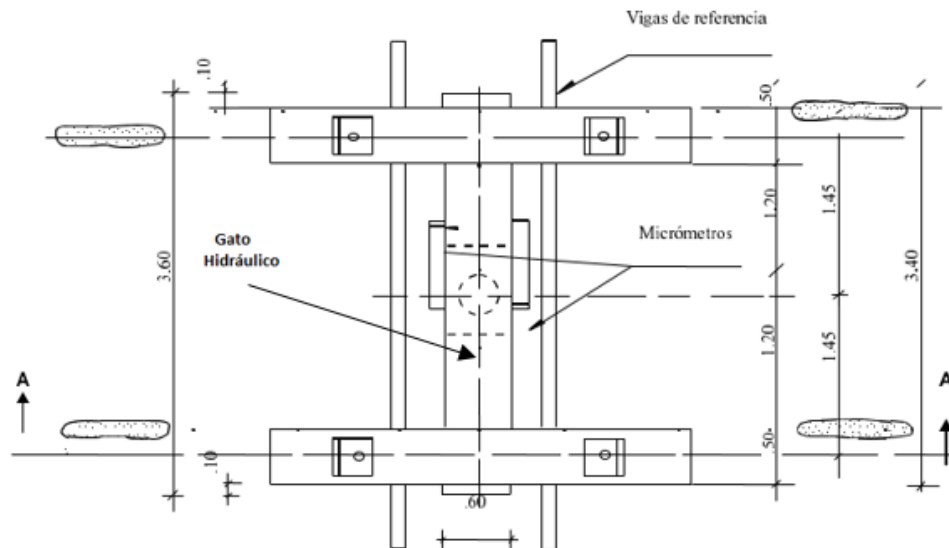
CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO



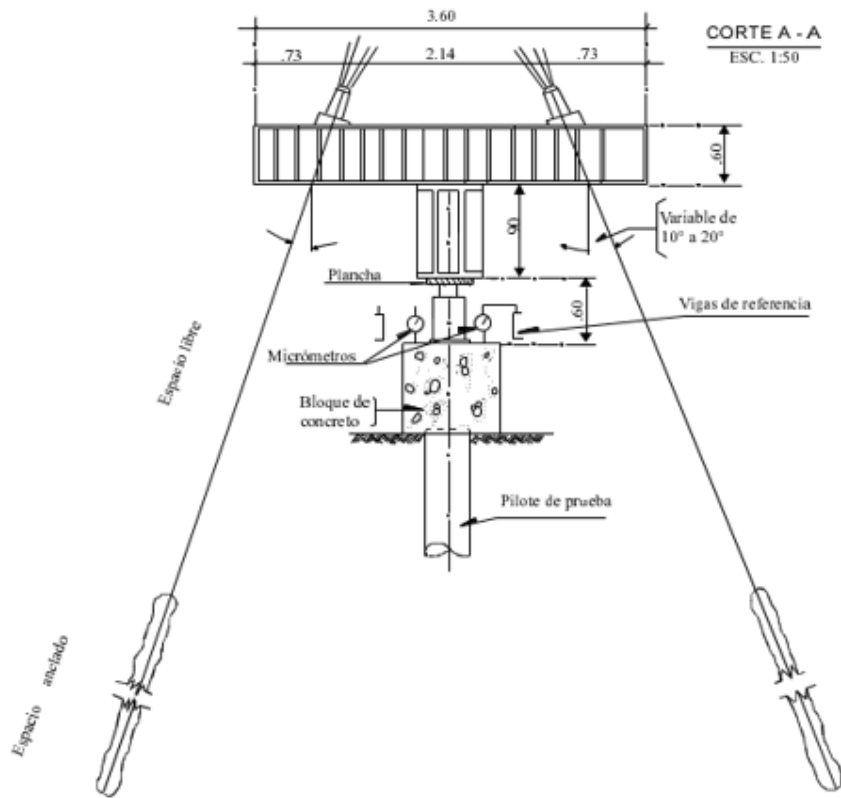
Fuente: L. Mendoza (2016), "Capacidad de carga en cimentaciones profundas", Cimentaciones T.E.

- Anclaje enterrado.
Usualmente transfieren la reacción a estratos más duros debajo del nivel de la punta del pilote, pudiendo ser puestos más cercanamente al pilote de prueba. La figura No 7.30 presenta este tipo de arreglo.

Figura No 7.30: Sistema de marco de reacción para anclaje enterrado



CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO



Fuente: L. Mendoza (2016), "Capacidad de carga en cimentaciones profundas",
Cimentaciones T.E.

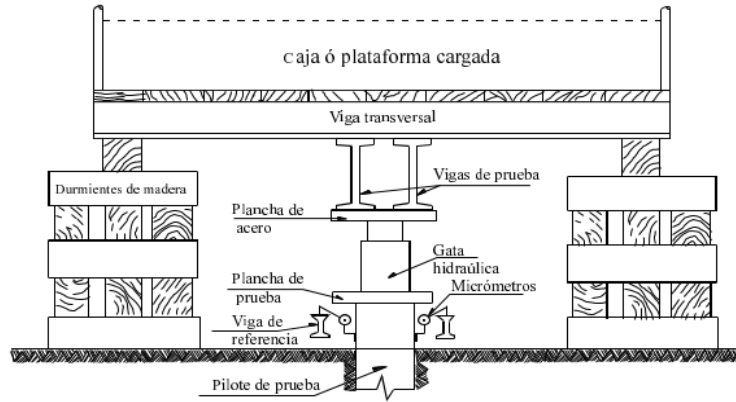
2) Carga aplicada al pilote o grupo de pilotes por gato hidráulico actuando frente a caja o plataforma cargada.

La norma ASTM especifica que se debe centrar sobre el pilote o grupo de pilotes una viga de prueba de medidas y resistencia suficiente para impedir una deflexión excesiva bajo carga, permitiendo espacio suficiente entre el cabezal del pilote y el fondo de la viga para poder ubicar las planchas y el gato; los extremos de la viga se deben soportar sobre cajones temporales.

Se centra una caja o plataforma sobre la viga de prueba, la cual estará soportada por durmientes ubicadas tan lejos como sea posible del pilote de prueba, pero en ningún caso la distancia será menor que 1.5 m de luz entre caras. La carga de la caja o plataforma será de material apropiado tal como suelo, roca, concreto o acero. Con este dispositivo de carga el gato hidráulico reacciona frente a esta carga como lo muestra la Figura No 7.31.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Figura No 7.31: Sistema de aplicación de carga por gato hidráulico actuando frente a plataforma cargada



Fuente: L. Mendoza (2016), "Capacidad de carga en cimentaciones profundas",
Cimentaciones T.E.

3) Carga aplicada directamente a un pilote o grupo de pilotes.

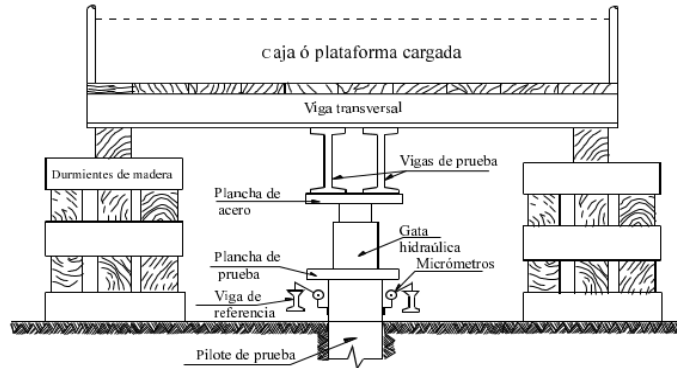
La norma ASTM especifica que se debe centrar sobre la plancha de acero una viga de prueba de peso conocido y suficiente medida y resistencia, con los extremos soportados sobre durmientes temporales; centrar una plataforma de peso conocido sobre la viga, esta plataforma es soportada por durmientes ubicadas a una distancia libre no menor de 1.5 m. La carga de la plataforma puede ser con acero o concreto, (ver figura No 7.32).

En lo referente al asentamiento de la cabeza del pilote, éste se puede medir de tres formas:

- a) Nivelación directa con referencia a un punto fijo (BM).
- b) Por un alambre sostenido bajo tensión entre dos soportes y pasando a través de una escala pegada al pilote de prueba.
- c) Por medio de vigas de referencia una a cada lado del pilote de prueba, las cuales tienen un mínimo de dos deformímetros, con las espigas paralelas al eje longitudinal del pilote y soportada por orejas firmemente pegadas sobre los lados del pilote debajo de la plancha de prueba; alternativamente, los dos deformímetros podrían montarse en lados opuestos del pilote de prueba, pero encima de las vigas de referencia; estos deformímetros deberían tener una precisión de al menos 0.01 pulgadas (0.25 mm).

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Figura No 7.32: Sistema de aplicación de carga por gato hidráulico actuando frente a plataforma cargada



Fuente: L. Mendoza (2016), "Capacidad de carga en cimentaciones profundas",
Cimentaciones T.E.

Procedimiento de Carga

Existen diversos tipos de procedimientos de carga, la norma ASTM-D-1143-81 resume la mayoría de éstos, pero tan sólo se presentarán los más comunes, que son:

a) Prueba de carga mantenida.

Llamada también ML y es el denominado por el ASTM-D-1143-81 como el procedimiento estándar de carga; el procedimiento a seguir es el siguiente:

Siempre y cuando no ocurra la falla primero, cargar el pilote hasta 200% de su carga de diseño, aplicando la carga en incrementos del 25% de la carga de diseño del pilote. Mantener cada incremento de carga hasta que la razón de asentamiento no sea más grande que 0.01 pulgadas (0.25 mm)/hora, pero no mayor que 2 horas. Si el pilote de prueba no ha fallado, remover la carga de prueba total en cualquier momento después de 12 horas si el asentamiento del tope sobre un período de 1 hora no es más grande que 0.01 pulgadas (0.25 mm); si ocurre lo contrario, permita que la carga total permanezca sobre el pilote por 24 horas. Después del tiempo requerido de espera, remover la carga de prueba en decrementos de 25% de la carga total con 1 hora entre decrementos. Si la falla del pilote ocurre, continúe aplicando carga con la gata al pilote hasta que el asentamiento sea igual al 15% del diámetro del pilote o dimensión diagonal.

b) Razón de penetración constante

Fue un método desarrollado por Whitaker en 1957 para modelos de pilotes (pilotes de prueba preliminares) y posteriormente usado para ensayos de pilotes de tamaño natural; este método también es llamado CRP y tiene la ventaja de ser rápido en su ejecución, no dando tiempo a la consolidación del terreno. El método consiste en hacer penetrar el pilote a una velocidad constante y medir continuamente la fuerza aplicada en la cabeza del pilote para mantener la razón de aplicación. La norma ASTM-D-1143-81 especifica que la razón de penetración del pilote debe ser de: 0.01 a 0.05 pulgadas (0.25 a 1.25 mm)/min en suelo cohesivo y 0.03 a 0.10 pulgadas (0.75 a 2.5 mm)/min en suelo granular.

7.7 Ejercicios Resueltos

Ejercicio No 1

Considere un pilote de concreto de 15 m de longitud con una sección transversal de 0.45x0.45 m completamente empotrado en arena. Para la arena, se tiene: peso específico, $\gamma=17 \text{ kN/m}^3$ y ángulo de fricción del suelo $\phi=35^\circ$. Estime la Q_p de punta última mediante la teoría de Meyerhof.

$$\text{De la ecuación } Q_p = A_p q' N_q^* \leq Q_l = 0.5 A_p P_a N_q^* \tan \phi$$

Para $\phi=35$, el valor de $N_q^* \approx 143$ tomado de la tabla No 7.2.

$$q' = \gamma L = (17)(15) = 255 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Por consiguiente: } Q_p = (0.45 \times 0.45)(255)(143) = 7384 \text{ kN}$$

Nuevamente para el cálculo de la capacidad de carga límite:

$$P_a \approx 100 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_l = 0.5 A_p P_a N_q^* \tan \phi = (0.45 \times 0.45)[(0.5)(100)(143)(\tan 35)] = 1014 \text{ kN}$$

$$\text{Por lo tanto, } Q_p = \mathbf{1014 \text{ kN}}$$

Ejercicio No 2

Considere un pilote de concreto con sección transversal de 0.305x0.305 m en arena. El pilote tiene una longitud de 15.2 m. Los datos mostrados en la tabla No 7.9 son las variaciones de N_{60} con la profundidad.

Tabla No 7.9: Resultados en campo

Profundidad debajo de la superficie del terreno (m)	N_{60}
1.5	8
3.0	10
4.5	9
6.0	12
7.5	14
9.0	18
10.5	11
12.0	17
13.5	20
15.0	28
16.5	29
18.0	32
19.5	30
21.0	27

Fuente: Braja M. Das, "Fundamentos de Ingeniería de cimentaciones", séptima edición, capítulo 11, pág. 567

- a) Estime Q_p utilizando la correlación dada por Meyerhof.
- b) Estime Q_p utilizando la correlación dada por Briaud.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Parte a) Meyerhof

La punta del pilote está a 15.2 m debajo de la superficie del terreno. Para el pilote, $D=0.305$ m. El promedio de N_{60} , $10D$ arriba y aproximadamente $5D$ debajo de la punta del pilote es:

$$N_{60} = \frac{17 + 20 + 28 + 29}{4} = 23.5 \sim 24$$

Se tiene la ecuación:

$$Q_p = A_p 0.4 p_a N_{60} \frac{L}{D} \leq 4 p_a N_{60} A_p$$

$$Q_p = A_p 0.4 p_a N_{60} \frac{L}{D} = (0.305 \times 0.305) \left[(0.4)(100)(24) \left(\frac{15.2}{0.305} \right) \right] = \mathbf{4450.6 \text{ kN}}$$

$$4 p_a N_{60} A_p = 4(100)(24)(0.305 \times 0.305) = \mathbf{893 \text{ kN}}$$

Por lo tanto

$$\mathbf{Q_p = 893 \text{ kN}}$$

Parte b) Briaud

Se tiene la ecuación:

$$Q_p = A_p 19.7 p_a (N_{60})^{0.36}$$

Sustituyendo

$$Q_p = (0.305 \times 0.305) [(19.7)(100)(24)^{0.36}]$$

$$\mathbf{Q_p = 575.4 \text{ kN}}$$

Ejercicio No 3

Determine la capacidad de carga por fricción Q_s para las condiciones del pilote presentadas en el ejercicio No 2, utilizando correlaciones del ensayo SPT.

- Ecuación de Meyerhof
- Ecuación de Briaud
- Determine la capacidad de carga admisible Q_{adm} con un FS de 3.

Solución:

El número de golpes promedio a lo largo de la longitud del pilote:

$$N_{60} = \frac{8 + 10 + 9 + 12 + 14 + 18 + 11 + 17 + 20 + 28}{10} = 14.7 \sim 15$$

Parte a) Meyerhof

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

$$f_{prom} = 0.02P_a\bar{N}_{60} = 0.02(100)(15) = 30 \text{ kN/m}^2$$

Por lo que:

$$Q_s = pLf_{prom} = (4 \times 0.305)(15.2)(30) = \mathbf{556.2 \text{ kN}}$$

Parte b) Briaud

$$f_{prom} = 0.224P_a(\bar{N}_{60})^{0.29} = (0.224)(100)(15)^{0.29} = 49.13 \text{ kN/m}^2$$

Por lo que:

$$Q_s = pLf_{prom} = (4 \times 0.305)(15.2)(49.13) = \mathbf{911.1 \text{ kN}}$$

Parte c) Carga Admisible

Para el cálculo de la capacidad de carga admisible, se toman los resultados del ejercicio No 2 y ejercicio No 3, es decir, la capacidad por punta Q_p y capacidad por fricción Q_s .

Teoría de Meyerhof:

$$Q_{adm} = \frac{Q_p + Q_s}{FS} = \frac{893 + 556.2}{3} = \mathbf{483 \text{ kN}}$$

Teoría de Briaud:

$$Q_{adm} = \frac{Q_p + Q_s}{FS} = \frac{575.4 + 911.1}{3} = \mathbf{495.5 \text{ kN}}$$

Por lo tanto, la capacidad admisible del pilote se puede tomar aproximadamente de **490 kN**

Ejercicio No 4

Considere un pilote de concreto de 15 m de longitud con una sección transversal de 0.45x0.45 m completamente empotrado en arena. Para la arena, se tiene: peso específico, $\gamma=17 \text{ kN/m}^3$ y ángulo de fricción del suelo $\phi=35^\circ$. Estime la capacidad de carga última por fricción Q_s utilizando:

- a) Ecuación general, use $K=1.3$ y $\delta' = 0.8\phi$
- b) Teoría de Coyle y Castello

Solución:

Parte a)

Tal como se vio en el apartado 7.4.2 la profundidad crítica se define como:

$$L'=15D = 15(0.45) = 6.75\text{m}$$

Debido a que la fricción superficial crece a medida aumenta la profundidad pero al llegar a la profundidad crítica L' se mantiene constante, entonces la fricción superficial se calcula por

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

partes, por lo que antes de la longitud crítica la fricción se promedia y la capacidad de carga es la suma de las dos contribuciones:

$$f = K\sigma'_o \tan\delta'$$

De $z = 0$ a $z = 6.75$ m

En $z = 0$

$$\sigma'_o = 0$$

$$f = 0$$

En $z = 6.75$ m

$$\sigma'_o = L'\gamma = (6.75)(17) = 114.75 \text{ kN/m}^2$$

$$f = (1.3)(114.75)[\tan(0.8 \times 35)] = 79.3 \text{ kN/m}^2$$

Por lo que:

$$Q_s = \frac{(f_{z=0} + f_{z=6.75m})}{2} pL' + f_{z=6.75m} p(L - L')$$

$$Q_s = \frac{(0 + 79.3)}{2} (4 \times 0.45)(6.75) + (79.3)(4 \times 0.45)(15 - 6.75) = \mathbf{1659.36 \text{ kN}}$$

Parte b)

De la teoría de Coyle y Castello se tiene:

$$Q_s = (K\bar{\sigma}'_o \tan\delta') pL$$

$$\bar{\sigma}'_o = \frac{(15 \times 17)}{2} = 127.5 \text{ kN/m}^2$$

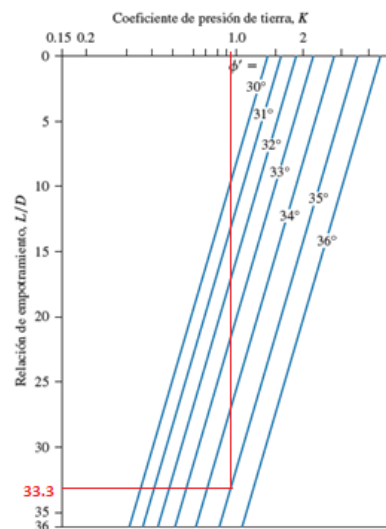
$$\frac{L}{D} = \frac{15}{0.45} = 33.3$$

De la figura No 7.33, con $L/D=33.3$ y $\phi =$

35° se obtiene $K=0.93$

Sustituyendo:

Figura No 7.33: Variación de K con L/D



Fuente: Propia

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

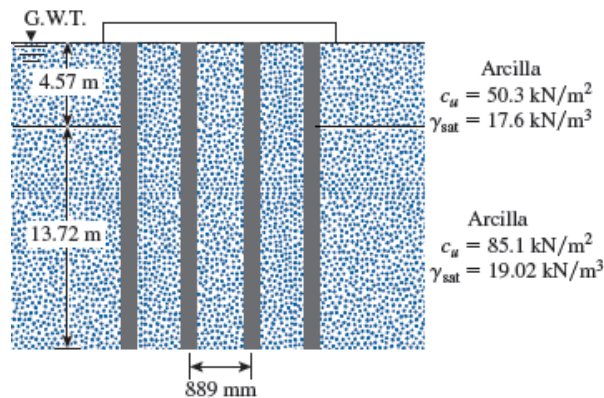
$$Q_s = (0.93)(127.5)[\tan(0.8 \times 35)](4 \times 0.45)(15)$$

$$Q_s = 1702.28 \text{ kN}$$

Ejercicio No 5

La sección de un grupo de pilotes de 3 x 4 en una arcilla saturada estratificada se muestra en la figura No 7.34. Los pilotes tienen sección transversal cuadrada (356 x 356 mm). El espaciamiento centro a centro, d , de los pilotes es de 889 mm. Determine la capacidad de soporte de carga permisible del grupo de pilotes. Utilice $FS = 4$. Observe que el nivel freático coincide con la superficie del terreno.

Figura No 7.34: Grupo de pilotes en arcilla



Fuente: L. Mendoza (2016). "Capacidad de carga en cimentaciones profundas"

Solución:

Caso I

$$\Sigma Q_u = n_1 n_2 (9A_p c_{u(p)} + \Sigma \alpha p c_u \Delta L)$$

Debido a que se tienen dos estratos la ecuación se transforma en:

$$\Sigma Q_u = n_1 n_2 (9A_p c_{u(p)} + \alpha_1 p c_{u1} L_1 + \alpha_2 p c_{u2} L_2)$$

Factores de adhesión:

Para el estrato 1

$$\frac{c_{u1}}{p_a} = \frac{50.3}{100} = 0.503$$

De Tablas $\alpha_1 = 0.68$

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Para el estrato 2

$$\frac{c_{u2}}{p_a} = \frac{85.1}{100} = 0.85$$

De Tablas $\alpha_2 = 0.51$

Sustituyendo:

$$Q_u = (3)(4)[9(0.356)^2(85.1) + (0.68)(4 \times 0.356)(50.3)(4.57) + (0.51)(4 \times 0.356)(85.1)(13.72)]$$

$$Q_u = 14011 \text{ kN}$$

Caso II

Para pilotes que actúan como un grupo:

Se tiene la ecuación:

$$\Sigma Q_u = L_g B_g c_{u(p)} N^*_c + \Sigma 2(L_g + B_g) c_u \Delta L$$

$$L_g = (3)(0.889) + 0.356 = 3.023 \text{ m}$$

$$B_g = (2)(0.889) + 0.356 = 2.134 \text{ m}$$

$$\frac{L_g}{B_g} = \frac{3.023}{2.134} = 1.42$$

$$\frac{L}{B_g} = \frac{18.29}{2.134} = 8.57$$

De la Figura No 7.16, se obtiene el factor de carga $N^*_c = 8.75$

Sustituyendo:

$$\Sigma Q_u = (3.023)(2.134)(85.1)(8.75) + 2(3.023 + 2.134)[(50.3)(4.57) + (85.1)(13.72)]$$

$$\Sigma Q_u = 19217 \text{ kN}$$

Por lo que se toma el valor menor, siendo:

$$\Sigma Q_u = 14011 \text{ kN}$$

$$\Sigma Q_{adm} = \frac{14011}{FS} = \frac{14011}{4}$$

$$\Sigma Q_{adm} = 3503 \text{ kN}$$

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

7.8 Ejercicios Propuestos

- En un estudio de los suelos se determinó que se tiene suelos de baja capacidad de carga, por lo que se tomó la decisión de cimentar una estructura con cimentaciones profundas, se prevé que la longitud de los pilotes será de 25 m y que tendrán un diámetro de 0.4m y que éstos trabajaran por fricción y punta. Se le solicita determinar la capacidad de carga admisible utilizando un F.S 3.

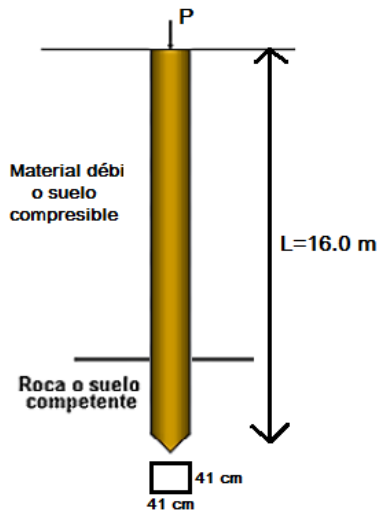
Las características del terreno son las siguientes:

Estrato 1	$q_u = 4.0 T/m^2$	$\gamma_s = 1.80 T/m^3$	$h_1 = 5.0 m$	El nivel freático se encuentra de la cota 5.0 m en adelante
Estrato 2	$q_u = 7.0 T/m^2$	$\gamma_{sat} = 2.2 T/m^3$	$h_1 = 10.0 m$	
Estrato 3	$q_u = 8.0 T/m^2$	$\gamma_{sat} = 2.6 T/m^3$		

Para el cálculo de la capacidad de carga por punta y por fricción utilice la teoría de Meyerhof y el método alfa respectivamente.

- Calcule la capacidad de carga en la punta del pilote mostrada en la figura No 7.35, tomando en cuenta un $\phi = 30^\circ$ y $\gamma_s = 17 kN/m^3$
 - Teoría de Meyerhof
 - Teoría de Janbu

Figura No 7.35: Pilote actuando por punta



Fuente: Propia

- Desarrolle el ejercicio No 2, determinando la capacidad de carga en el fuste, utilizando las teorías siguientes:
 - Meyerhof
 - Coyle Castello

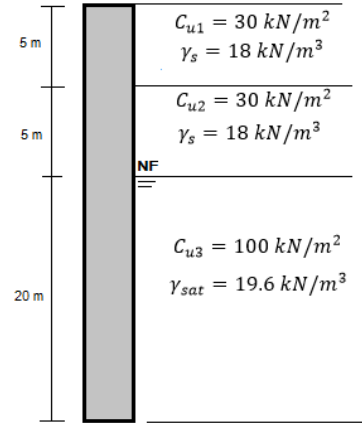
CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

4. Un pilote tubular hincado en arcillas tiene un diámetro exterior de 406 mm y un espesor de pared de 6.35 mm. Calcule la capacidad de carga en la punta y en el fuste por medio de los métodos α , λ y β .

Los 10 m superiores de arcilla, están normalmente consolidados y el estrato inferior de arcilla tiene una tasa de preconsolidación de 2, ver figura No 7.36.

$$\phi_R = 30^\circ \text{ para todos los estratos.}$$

Figura No 7.36: Pilote en suelo estratificado



Fuente: Propia

5. Un grupo de pilotes con 4 filas y 3 columnas, con un diámetro de 30.5 cm y una separación de 1.22 m, tiene una longitud de 15 m, suponga que los pilotes son cuadrados en sección transversal y están colocados en una arcilla saturada con $c = 70 \text{ kN/m}^2$ y $\gamma_s = 18.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$. El nivel de agua se encuentra 18.0m debajo de la superficie, con un F.S de 3, calcule la capacidad de carga del sistema de la siguiente manera:
- Calculando la capacidad de carga de un pilote y multiplicando el resultado por el número de pilotes.
 - Considerando los pilotes como un conjunto, compare los resultados.
6. Se requiere transmitir una carga de 240 T, a través de cimentaciones profundas con diámetro de 0.4m. Los pilotes tendrán una longitud de 16.2m, que estarán embebidos en dos estratos de suelos, el estrato más superficial con una altura $h = 6.8 \text{ m}$ y $c_{u1} = 20 \frac{\text{T}}{\text{m}^2}$, el segundo estrato con $c_{u2} = 28 \frac{\text{T}}{\text{m}^2}$ y altura $h = 9.4 \text{ m}$. Utilice un F.S de 3 para calcular la Carga admisible y $\gamma_{s1} = 1.8 \frac{\text{T}}{\text{m}^3}$ y $\gamma_{s2} = 1.7 \frac{\text{T}}{\text{m}^3}$. Determine:
- La capacidad de carga del pilote trabajando como unidad individualmente y como conjunto, considerando que trabajaran en grupo.
 - El asentamiento del grupo.

UNIDAD 8: ESTUDIO GEOTECNICO

8.1 Generalidades

El problema geotécnico consiste en proyectar la cimentación de un edificio de la forma más funcional y económica, teniendo en cuenta la naturaleza del terreno, de forma que se consiga la seguridad suficiente y deformaciones compatibles con las tolerancias de la estructura.

El Estudio Geotécnico es el conjunto de actividades que comprenden la investigación teórica preliminar de la zona, el reconocimiento de campo (visual), el planeamiento de la campaña geotécnica, la exploración del subsuelo, el muestreo, análisis en laboratorio, modelización, cálculo e interpretación necesaria para conocer con la precisión suficiente las características geológico-geotécnicas de un terreno el cual quiere caracterizarse y/o en el que se pretende proyectar una obra. Se debe realizar previamente a la ejecución de un proyecto para que éste pueda definir las acciones al terreno, permite proyectar la cimentación que garantice un comportamiento adecuado de la edificación.

La metodología para la ejecución de un Estudio Geotécnico, permite investigar de lo general a lo específico, es decir, partimos de la información preliminar del sitio (antecedentes de cimentación de la zona, usos históricos del terreno, información geológica, geotécnica, topográfica, hidrológica y sísmica del sitio), así como también de datos relevantes de la futura edificación (dimensiones y usos previstos, No de sótanos, cimentaciones proyectadas por el diseñador estructural, profundidades de desplante, etc).

Con la investigación preliminar se pretende identificar zonas problemáticas y por ende potenciales riesgos, además permite orientar el estudio en zonas de mayor importancia tomando en cuenta la concentración de cargas y mayor demanda de servicio, marcando la pauta para el adecuado planeamiento de la campaña geotécnica, puesto que ya se tiene una idea de las condiciones del lugar. Para determinar la ubicación, profundidad, espaciamiento y No de sondeos el ingeniero Geotecnista puede apoyarse en los lineamientos dados por normativas nacionales e internacionales (a nivel regional).

Durante el reconocimiento del terreno se recogen muestras para ensayarlas en laboratorio y finalmente definir los parámetros geotécnicos característicos.

Objetivo del Estudio Geotécnico

De manera general el objetivo del estudio geotécnico es investigar, analizar y caracterizar las condiciones existentes en el sitio de estudio.

Los estudios geotécnicos nos permiten definir las dimensiones y la tipología del proyecto de tal forma que las cargas soportadas por estructuras de contención o generadas por las cimentaciones y excavaciones no pongan en peligro la obra estructural o generen situaciones de inestabilidad de las propias estructuras o del terreno. Por otra parte, un estudio geotécnico permite anticipar posibles problemas de construcción relacionados o no con el agua (profundidad del nivel freático, filtraciones, erosiones internas, entre otros),

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

determinar el volumen y la maquinaria adecuada para la obra, el tipo de materiales que han de ser excavados, entre otros.

A continuación se presentan los objetivos específicos del estudio geotécnico:

1. Definición de la tipología y dimensiones del Proyecto:

De ésta forma evitar que las cargas generadas por cimentaciones, excavaciones y rellenos, o las cargas soportadas por estructuras de contención, no produzcan situaciones de inestabilidad o movimientos excesivos de las propias estructuras o del terreno, que hagan peligrar la obra estructural o funcionalmente.

Aunque no es habitual, en ocasiones la naturaleza del terreno puede hacer modificar algunos parámetros de la solución previa del edificio, por ejemplo:

1. Distribución de edificaciones en el terreno estudiado, evitando las zonas más problemáticas.
2. Modificación de las cotas de urbanización, evitando rellenos o excavaciones excesivos en zonas inestables
3. En terrenos muy blandos, la elección de una estructura poco sensible a los asientos puede representar una importante economía sin pérdida de funcionalidad; esto puede no ser posible en viviendas, pero sí en edificios industriales.

2. Determinación del volumen, localización y tipo de materiales que han de ser excavados: Así como la forma y maquinaria adecuada para llevar a cabo dicha excavación.

A veces, la aparición de roca a profundidad menor de la esperada puede llegar a imposibilitar la excavación de sótanos. Otras veces, en terrenos blandos, la excavación de una planta de sótanos es posible con medios reducidos, mientras que pasar a dos o más plantas exige medidas especiales (contención con pantallas, protección de taludes, achique de la excavación, etc.)

3. Definición de los elementos de cimentación:

Permite definir el tipo de cimentación (superficial o profunda), estableciendo las dimensiones en planta y profundidad de desplante, ya que conocida la naturaleza y propiedades del terreno se elige la solución de cimentación más adecuada con base en las teorías de la Mecánica del Suelo y la experiencia tecnológica acumulada.

4. Previsión de problemas relacionados con el agua:

Permite determinar la profundidad del nivel freático, detectar riesgos debidos a filtraciones, arrastres, erosiones internas, sifonamiento, acción de la helada, etc, y anticiparse a la influencia del agua en la estabilidad y deformación de las estructuras.

8.2 Tipos de Estudio Geotécnico

Existen diferentes formas de clasificar los estudios geotécnicos, dependiendo del alcance que se tenga, sin embargo en este documento se presentara nada más de forma de ejemplo una clasificación que se utiliza para construcción:

Estudios geotécnicos para construcción

Es el que se realiza previamente al proyecto de un edificio u otra estructura y tiene por objeto determinar la naturaleza y propiedades del terreno, una vez conocidas dichas propiedades podemos definir el tipo y condiciones de cimentación. Comprende tres niveles de reconocimiento:

- A. **Nivel reducido:** es una adaptación de una experiencia local, completada con un número de reconocimientos de tipo económico manuales: pozos a cielo abierto, barrenos helicoidales, posteadoras y penetrómetros (generalmente en nuestro medio se utiliza el SPT). Es aplicable a edificios de pequeña entidad (tres o menos plantas).
- B. **Nivel normal:** este nivel de estudio comprende prospecciones más profundas: sondeos, penetrómetros (generalmente en nuestro medio SPT), de tipo y densidad apropiadas a la variabilidad, la naturaleza del terreno y a la importancia del edificio.
- C. **Nivel Intenso:** es la ampliación del nivel anterior en casos de especial dificultad o cuando se trata de terrenos problemáticos (suelos orgánicos, colapsables, expansivos, inestables, etc).

8.3 Planificación de la campaña geotécnica

Las actividades y los objetivos de un reconocimiento geotécnico, así como su extensión e intensidad, dependen de:

- Proyecto u obra a realizar
- Características del terreno

Como el conocimiento de estas características es precisamente el objetivo de la campaña, está claro que el desarrollo de un reconocimiento geotécnico debería ser un proceso dinámico y flexible, que pueda modificarse a medida que se van conociendo resultados parciales.

Sin embargo, en general esto no es posible, y salvo en obras muy extensas, es necesario definir a priori la campaña de reconocimiento, aunque a lo largo de los trabajos se puedan hacer modificaciones parciales (añadir o suprimir sondeos, o modificar su posición o profundidad).

Por ello, a fin de optimizar la campaña, es necesario en todos los casos hacer una investigación preliminar, recopilando la información disponible del terreno objeto del estudio y de su entorno. Al ser un proceso sistemático se presentan las siguientes fases:

- Recopilación y análisis de la información disponible
- Reconocimiento del lugar
- Investigación exploratoria o preliminar
- Investigación detallada o definitiva

Las cuales podemos clasificar dentro de dos categorías *estudio preliminar* y *estudio definitivo*.

8.3.1 Recopilación y análisis de la información disponible

Los estudios previos tienen como objetivo el conocimiento geológico-geotécnico general de la zona o emplazamiento en donde se va a situar el proyecto. Gran parte de estos estudios se basan en la revisión de la información disponible, la fotointerpretación y en el reconocimiento visual de campo. A partir de los estudios previos se planifican las investigaciones *in situ* y se valoran los factores geológicos, incluyendo los riesgos, que puedan condicionar la viabilidad del proyecto.

La investigación preliminar comprende:

A. Recopilación de la información disponible

Se debe proceder a revisar cuanta información significativa esté disponible en relación al proyecto y la zona donde se emplazara la obra. Esta tarea consiste en la revisión de bibliografía, publicaciones e informes, tanto sobre el proyecto como del emplazamiento, de mapas geológicos, hidrológicos, topográficos, así como también fotografías aéreas, entre otros. Es relevante la consulta de documentos e informes sobre proyectos realizados en la zona: edificaciones, carreteras y obras hidráulicas, ya que nos da una idea de las condiciones encontradas en el sitio durante la ejecución de las obras.

Para proyectos de edificios y similares, esta información podría agruparse de la manera siguiente:

- Información geológica, topográfica y de suelos existentes, para ser utilizada en el reconocimiento.
- Códigos y especificaciones de construcción
- Información preliminar de diseño.

La exploración del subsuelo y el diseño preliminar de la estructura están tan íntimamente asociados que debieran iniciarse simultáneamente. La información preliminar de diseño debería incluir:

Para edificios:

- Dimensiones en planta y elevación del edificio, así como la profundidad de los sótanos.
- Disposición aproximada de columnas, muros portantes, y su modulación.
- Magnitud de las cargas de columnas y muros.
- Tipo de estructura (por ejemplo, simplemente apoyada de una sola luz, continua aporticada, arcos, cascaras, fundaciones para maquinaria de precisión, etc.)
- Consideraciones arquitectónicas especiales (por ejemplo, fachadas o elementos sensibles a los asentamientos diferenciales, etc.)
- Cargas horizontales y verticales sobre columnas o pilas.

En la tabla No 8.1, se presenta la investigación previa mínima con la que se debe contar, las fuentes y la utilidad, antes de iniciar la etapa de planificación de la campaña geotécnica.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Tabla No 8.1: Información previa en un estudio geotécnico

Información	Fuente	Utilidad
Información sobre la obra	Plano topográfico del terreno	Permite obtener la ubicación de las construcciones previstas y dimensiones del proyecto, referenciarlos respecto a bancos de marca tomando en cuenta las curvas de nivel del terreno, así también permite marcar los límites del proyecto con las colindancias. Por otra parte permite conocer el relieve del terreno, mediante niveles: Identificación de quebradas, partes altas y bajas del proyecto.
	Tipo de estructura y cimentación prevista	Permite conocer el tipo de cimentación y la cota, que demarca la profundidad de la que se debe partir en la exploración del subsuelo.
	Cargas estimadas por apoyo.	Permite dar mayor énfasis en la investigación a los puntos que tiene mayor concentración de carga.
	Número de plantas y sótanos	Además de incidir en la profundidad de las prospecciones, también implica que se deberá poner énfasis a los taludes que deberán conformarse debido a las excavaciones para alcanzar dichas profundidades.
Cartografía	Planos topográficos	Permite conocer el relieve donde estará emplazada la obra y la altura en que se encuentra cada punto mediante curvas de nivel, la existencia de taludes y laderas.
	Mapas geológicos	Muestra la disposición sobre la superficie del terreno en los diferentes tipos de rocas o formaciones geológicas, agrupadas por sus características litológicas y edades, se representan mediante una trama de colores que las identifican. Identificar áreas que contienen riesgos potenciales minerales tales como el mercurio y asbestos, identificar los posibles peligros geológicos como deslizamientos de tierra.
	Mapas Geotécnicos	Por el momento el país no cuenta con dicha herramienta, pero dichos mapas aportan datos sobre las características y propiedades del subsuelo de una determinada zona para evaluar su comportamiento y prever los problemas geológicos y geotécnicos. La información permitiría conocer el tipo de muestras a extraer, así como los ensayos a realizar.
	Estudios hidrológicos	Sirve para indicar los cursos de agua, ríos, afluentes, lagos, lagunas, permite conocer la profundidad del nivel freático y ubicación de cuencas subterráneas. Incluye el estudio de las Cuencas, precipitaciones y la escorrentía, muy útil en el diseño de las obras hidráulicas.
	Fotografías aéreas	Cuando se trate de la evaluación de estabilidad del terreno, conviene examinar imágenes de diferentes épocas con el objeto de conocer y evaluar sus antecedentes. La presencia o ausencia de cicatrices de deslizamiento, el tipo y distribución de la vegetación, la localización de los cauces de agua y de las estructuras pueden ser indicios importantes en la evaluación de la estabilidad del terreno.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Información del entorno	Reportes geotécnicos	Se pueden obtener de proyectos realizados en la cercanía, siendo de gran ayuda, ya que generalmente incluyen sondeos, ensayos de suelo e información relevante.
	Características de las construcciones próximas	<p>Cuando se evalúa la experiencia en obras cercanas, es preciso que la obra en proyecto sea similar a ellas. Si por el contrario supone una variación importante en el número de plantas, o de sótanos, o del valor de las cargas, la experiencia puede no ser aplicable directamente, pues afectará a zonas del terreno más profundas.</p> <p>Se busca determinar: El tipo de cimentación la que nos proporciona una idea de número, profundidad y espaciamiento de los sondeos</p> <p>El nivel de desplante de las cimentaciones adyacentes: Orienta sobre la profundidad de la exploración.</p> <p>Las fallas de las estructuras y las del suelo, de obras adyacentes: ayudan a determinar el tipo de exploración</p> <p>Los pozos de agua, ayudan a determinar la profundidad del nivel freático y la profundidad del sondeo.</p>
	Experiencia y tipología local en el uso de las cimentaciones	Si en la zona en estudio y para una misma tipología de estructura, se han utilizado cimentaciones superficiales, esto nos indicaría que el tipo de cimentación a usar podría ser del tipo superficiales.
	Edificios próximos	Debemos conocer la distancia, nº y profundidad de los sótanos, para proyectar las debidas protecciones tanto para las construcciones colindantes, como para la estabilidad de las futuras excavaciones.
	Condiciones históricas	Permite identificar los usos previos del emplazamiento (botaderos sanitarios), rellenos y excavaciones realizados o actividades mineras (identificar niveles de contaminación).
	Condiciones del agua	Corrientes superficiales, pozos en la zona, nos dan una idea de ubicación del nivel freático.
	Información de obras cercanas	Nos permite tener acceso a estudios e informes geotécnicos relativos a proyectos y obras realizados en el entorno del emplazamiento.
	Información del sitio	cimentaciones sobre rellenos

Fuente: Propia

8.3.2 Reconocimiento del lugar

Es igualmente importante hacer visitas de campo para visualizar las condiciones existentes del sitio como complemento de la información teórica.

En esta fase se trata de obtener información preliminar relativa a las características del suelo, por medio de un examen minucioso del sitio y sus alrededores, así como del estudio de las diferentes fuentes de información disponible, para determinar la naturaleza del depósito y estimar las condiciones del suelo.

El objetivo de esta etapa sería obtener información sobre:

- La topografía general del sitio, erosión, la posible existencia de canales de drenaje, tiraderos de basura abandonados y otros materiales presentes en el sitio. Además, la evidencia de deslizamientos de taludes y de grietas de contracción profunda y amplia a intervalos espaciados regularmente puede ser una indicación de un suelo expansivo. (Ver figura No 8.1)

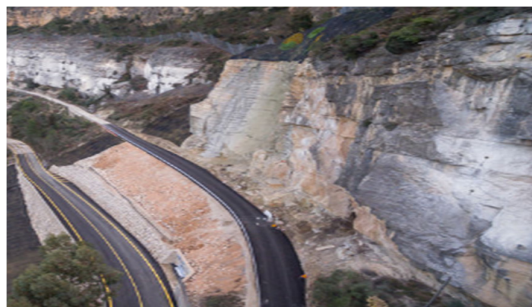
Figura No 8.1: Inspección de la topografía de la zona y de los materiales presentes



Fuente: L. Mendoza (2017), Cimentaciones T.E

- La estratificación del suelo en cortes profundos, como los hechos en la construcción de caminos y ferrocarriles cercanos. (Ver figura No 8.2).

Figura No 8.2: Cortes en taludes, se observa la estratigrafía del suelo.



Fuente: L. Mendoza (2017), Cimentaciones T.E

- El tipo de vegetación, el cual puede indicar la naturaleza del suelo; la presencia de suelos orgánicos, algunas especies crecen en presencia de suelos específicos como el caso del árbol de morro el cual es característico de suelos arcillosos (este árbol presenta buena

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

resistencia a suelos seco, así como a la presencia de suelos que posean abundante agua, como es el caso del invierno), ver figura No 8.3.

Figura No 8.3: Vegetación del sitio de estudio



Fuente: L. Mendoza (2017), Cimentaciones T.E

- Los niveles del agua freática, los cuales se pueden determinar observando pozos cercanos, afloramientos de agua subterránea, corrientes superficiales y canales de drenaje.
- Huellas de niveles altos de agua en edificios y estribos de puentes cercanos, nos marcan el NAME (nivel de aguas máximo extraordinario).
- Tipo de construcciones vecinas: edificaciones, urbanizaciones, bóvedas, puentes, lo que nos puede dar una idea de las cimentaciones típicas del sitio y la existencia de grietas en paredes por asentamientos y deformaciones reflejado posiblemente en puertas y ventanas desajustadas, lo que nos da una idea de la posible existencia de suelos expansivos (ver figura No 8.4).
- Existencia de material rocoso en superficie, indicaría la presencia de mantos rocosos o de formaciones geológicas resistentes en profundidad, lo que ayudara a definir el tipo de sondeos a realizar.
- Presencia de taludes o estructuras de contención, ver su estabilidad (alturas, pendientes, recubrimientos).

Figura No 8.4: Grietas en paredes



Fuente: L. Mendoza (2017), Cimentaciones T.E

La naturaleza de la estratificación y las propiedades físicas de suelos cercanos también se pueden obtener de reportes disponibles de la exploración del suelo de estructuras existentes.

La investigación en la fase de reconocimiento sirve para establecer las condiciones probables del suelo en el sitio; ocasionalmente, podría llevar a abandonar dicho reconocimiento sin estudios adicionales, si aquel se presenta inadecuado para la estructura. Sin embargo, en la mayor parte de los casos, los resultados del reconocimiento se usan para planear la investigación exploratoria.

Con todo lo anterior se deben tener suficientes criterios para poder planificar la campaña pudiendo definir: el número, espaciamiento y profundidad de los sondeos.

8.3.3 Investigación exploratoria o preliminar

Se conoce también como investigación preliminar y su objetivo principal es obtener información precisa referente a las condiciones reales del suelo en el sitio. Deben averiguarse la profundidad, el espesor, la extensión y la composición de cada estrato del suelo, la profundidad de las rocas y la profundidad del agua subterránea. Además, se acostumbra obtener información preliminar aproximada referente a la resistencia y compresibilidad de los estratos, con el fin de poder llevar a cabo los cálculos preliminares o definitivos de la estabilidad y los asentamientos de las fundaciones de las estructuras.

La fase de investigación del programa de exploración consiste en efectuar sondeos de prueba y recolectar muestras del suelo a intervalos deseados para su observación subsiguiente y pruebas de laboratorio. Una programación cuidadosa de ella permite obtener información específica y confiable con la menos cantidad posible de recursos.

- **Número de perforaciones**

El número de perforaciones debe ser el apropiado para proporcionar una determinación razonable de la existencia, espesor y la profundidad del estrato o estratos portantes previstos, y para localizar todos los posibles puntos blandos en el suelo de soporte que pudieran afectar en forma adversa la seguridad y el comportamiento del diseño propuesto.

Como punto de partida, ordinariamente se acostumbra hacer una estimación preliminar de la ubicación y espaciamiento de las perforaciones, que deberá ajustarse aumentando el número, si se requiere información adicional, o disminuyéndolo, si los resultados de las perforaciones indican uniformidad. La concentración de cargas, sensibilidad de la estructura y las limitaciones de tiempo y costo, también ayudaran a hacer los ajustes necesarios para llegar al programa definitivo más aconsejable.

- **Ubicación**

La ubicación de los sondeos dependerá de las concentraciones de carga de la superestructura en el terreno, ya que a mayor concentración de carga es necesario ubicar los sondeos más próximos, con el objetivo de obtener información geotécnica precisa de las condiciones de terreno en la zona donde se proyectan mayores cargas.

- **Profundidad de las perforaciones**

Debe descubrirse la presencia de cualesquiera estratos cuyas características de resistencia y compresibilidad, al no ser consideradas en el diseño de la fundación, pueden afectar adversamente el comportamiento de la estructura.

En el caso más frecuente, la profundidad dada a la perforación debe cumplir el objetivo de suministrar información sobre aquellas características que permiten llevar a cabo las predicciones de asentamientos, y que comprende todos los estratos que puedan consolidarse o comprimirse materialmente bajo las cargas de la estructura.

- **Ensayos de laboratorio:**

Cuyo objetivo sería la caracterización de manera general de los materiales existentes determinación de los espesores de los estratos, humedad, clasificación de los suelos, características mecánicas, etc.

8.3.4 Estudio definitivo

Esta etapa nos permite realizar análisis más profundos y especializados, orientados a zonas problemáticas, detectadas en el estudio preliminar.

Así también cuanto más complejas sean las condiciones del suelo y más pesada la estructura, mayor será el posible ahorro, si se tienen datos completos y detallados del suelo. El ahorro comprende tanto las operaciones de construcción como la estructura definitiva. Además, cuando a las condiciones del suelo no se les ha dado la debida atención, el estimar el comportamiento del mismo basándose sólo en los datos de la exploración preliminar puede conducir a un proyecto exageradamente seguro o a correr graves riesgos por futuras dificultades.

Con el estudio definitivo se pretende definir cuál es el tipo de cimentación que más se adapta a la estratigrafía encontrada, la ubicación del nivel freático, la capacidad de carga del suelo, todo mediante la exploración del subsuelo a través de sondeos y prospecciones.

El estudio definitivo implica:

- Determinar si los estudios realizados u obtenidos en la investigación exploratoria son suficientes o si es necesario conseguir información adicional más detallada.
- Recolección de muestras alteradas e inalteradas.
- Ensayos de laboratorio especializados: ensayos edométricos, permeabilidad, etc.

Posibilidad de un estudio más detallado

Esta decisión debe basarse en consideraciones relativas a la complejidad de las condiciones del suelo, la importancia del proyecto, la cimentación proyectada, y si la información recopilada permite adelantar los diseños sin sacrificar la seguridad y la economía. El estado del problema puede ubicarse en una de las siguientes situaciones (Sowers y Sowers, 1970)

1. La estructura se presenta tan segura y con un riesgo tan pequeño de asentamientos excesivos que se hacen innecesarios estudios adicionales. Las propiedades ya conocidas del suelo pueden utilizarse para el diseño sin sacrificar la economía.
2. La estructura se presenta segura y posiblemente libre de asentamientos excesivos; no obstante, estudios adicionales detallados del suelo pueden conducir a diseños más económicos.
3. La estructura se presenta insegura o probablemente se puede asentar excesivamente; son necesarios, por consiguiente, estudios adicionales detallados para poder desarrollar diseños satisfactorios.

CAPITULO III

ANALISIS GEOTECNICO

A partir de estos estados del problema, la persona encargada del planeamiento de la investigación, en cooperación con aquellas relacionadas con aspectos pertinentes al proyecto, puede llegar a una de las siguientes decisiones:

1. Seguir adelante en el desarrollo de los planes, sin estudios adicionales del suelo.
2. Obtener información adicional más detallada del suelo.
3. Abandonar los planes originales considerados para el proyecto.

En esta fase de investigación la toma de muestras, especialmente inalteradas, se convierte en uno de los objetivos principales. Sobre estas muestras se realizan ensayos de laboratorio para determinar las características mecánicas del suelo.

Toma de muestras

Con la utilización de las técnicas de reconocimiento se obtienen porciones representativas del terreno (muestras) que conservan algunas o la totalidad de las propiedades del mismo y que se extraen para su identificación o para realizar ensayos de laboratorio.

Las muestras obtenidas en el terreno se clasifican en:

- a) Muestras alteradas: bolsas con suelo, trozos de testigo extraídas mediante penetrómetros de cuchara partida (SPT).
- b) Muestras inalteradas: talladas, para determinación de humedad, extraídas mediante toma de muestras (tubo Shelby), etc.

Se invita al lector a revisar la unidad No 1: Técnicas de investigación del subsuelo, para la ampliación de éste ítem.

Ensayos de laboratorio

Con las muestras procedentes de las prospecciones se realizan diferentes ensayos de laboratorio, para la caracterización y determinación de parámetros mecánicos del suelo, algunos ensayos se listan a continuación:

- ✓ Ensayos para clasificación e identificación de suelos (SUCS): granulometrías y límites de Atterberg.
- ✓ Ensayos de resistencia (comprensión directa, triaxial, corte directo).
- ✓ Ensayos de deformabilidad (consolidación).
- ✓ Humedad
- ✓ Permeabilidad

Se invita al lector a revisar la Unidad No 1: Técnicas de investigación del subsuelo, para la ampliación de éste ítem.

En la figura No 8.5 se muestra un esquema resumen de cada una de las etapas que contiene la campaña geotécnica, las cuales fueron descritas anteriormente.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Figura No 8.5: Esquema de fases del programa de exploración del subsuelo



Fuente: L. Mendoza (2017), Curso de Cimentaciones T.E

8.3.5 Diseño de la campaña geotécnica

Ante la importancia de las investigaciones *in situ*, tanto desde el punto de vista técnico como económico, resulta esencial planificar adecuadamente las campañas adaptándose a las condiciones y objetivos del proyecto. Esta tarea es compleja, pues influyen factores muy diferentes en cada caso, no existiendo una norma general sino un diseño específico de las investigaciones para cada proyecto.

A continuación se brindan criterios generales para la ejecución de la campaña geotécnica, orientados a definir el número de sondeos, profundidad y ubicación en planta.

- **No de sondeos y disposición en planta.**

La determinación del número de sondeos y su espaciamiento es uno de los factores más importantes dentro de la exploración del subsuelo.

El Dr. Kart Von Terzaghi habla en su obra: “Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica”, menciona que el número y espaciamiento de los sondeos, se basa todo en costumbres y no en criterios científicos bien definidos, esto es debido a la variabilidad encontrada en el suelo.

Debido a que esta actividad es imposible comenzarla sin haber efectuado una investigación previa; el número se escoge en general en forma estimada y por ello se presenta a continuación como guía, una serie de criterios en función del tipo de obra.

Corrientemente se hace un estimado preliminar del espaciamiento de los sondeos; este espaciamiento se aumenta si se necesitan datos adicionales o se reduce si el espesor y la profundidad de los diferentes estratos son aproximadamente los mismos en todos los sondeos. El espaciamiento debe ser menor en las áreas que serán sometidas a cargas pesadas y mayor en las áreas menos críticas.

Por otra parte, el espaciamiento puede reducirse en zonas, en donde los suelos han sido trabajados o contaminados con desechos con basura, ripio, etc. O estos no presenten uniformidad y regularidad en su formación, los que pueden requerir datos adicionales.

El número de sondeos se acostumbra a proporcionar en función del tipo de obra, obteniéndose el número de sondeos por área de construcción, por metro lineal, por separación entre sondeos, etc.

Criterios generales

Independientemente de la densidad, la disposición en planta de los reconocimientos está en función de la geometría del proyecto además de las características del terreno. En la Tabla No 8.2 se presentan criterios generales:

Tabla No 8.2: Criterios Generales

Criterios
<i>Al menos el 75% de los reconocimientos debe realizarse en la planta de la construcción pero conviene establecer alguno en el contorno del emplazamiento.</i>

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Un reconocimiento mínimo debe constar de al menos 3 sondeos.

En el caso de las distancias d_{max} establecidas excedan las dimensiones de la superficie a reconocer, deben disminuirse hasta que se cumpla con el número de puntos mínimo requerido.

En el caso de edificios con superficies en planta superiores a los 10,000 m² se podrá reducir la densidad de puntos. Esta reducción tendrá como límite el 50%.

Fuente: Propia

Criterios específicos

A continuación se presentan diversos criterios para la determinación del Número y espaciamiento de sondeos.

En el proyecto del Reglamento de las Construcciones, elaborado por el DUA (Dirección General de Urbanismo y Arquitectura), establece el número de sondeos de acuerdo a las cargas impuestas, tal como se muestra en la tabla No 8.3.

Tabla No 8.3: No de sondeos según la Dirección General de Urbanismo y Arquitectura

Descripción del edificio en función de las cargas	Número de Sondeos
Construcciones cuya carga total media sea igual o menor que 0.2 kg/cm ²	Tres por cada 250 m ² o fracción si la superficie cargada es menor o igual que 1000 m ² ; tres adicionales por cada 500 m ² o fracción cuando la superficie exceda de 1000 m ²
Toda construcción cuya carga total media este comprendida entre 0.2 y 1.0 kg/cm ² y la distribución de dicha carga especificada sea aproximadamente uniforme	Dos por cada 500 m ² o fracción, si la superficie cargada es menor que 2000 m ² ; dos adicionales por cada 1000 m ² , cuando dicha superficie exceda de 2000 m ² .
Construcciones cuya carga total media sea mayor de 1.0 kg/cm ²	Dos por cada 500 m ² o fracción si la superficie cargada es menor o igual que 2000 m ² ; dos adicionales por cada 1000 m ² , cuando dicha superficie exceda de 2000 m ²

Fuente: L. Mendoza "Exploración del Subsuelo", Curso: Cimentaciones T.E.

Otros criterios a considerar, según el tipo de estructura son los siguientes:

Casas de 1 a 2 plantas

Se debe hacer al menos 4 perforaciones y su ubicación se encontrara en la parte más cargada, para obtener dos perfiles estratigráficos.

Edificios

Se pueden utilizar dos criterios para el número y espaciamiento de sondeos, con base:

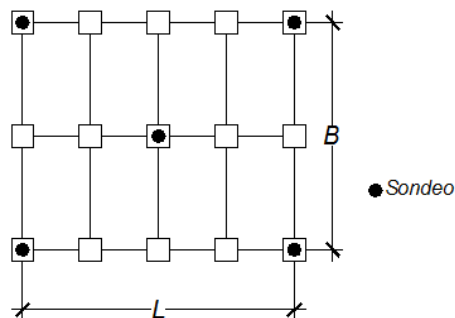
- El tipo de cimentación.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

La primera aproximación se hará como si fueran zapatas aisladas. Se puede dar un sondeo por cada 3 hasta 5 zapatas, pero en ningún caso el número de perforaciones será menor de 4 para poder establecer el perfil estratigráfico.

En función a este criterio se podrá tener una distribución de sondeos tal como se muestra en la figura No 8.6:

Figura No 8.6: Posible distribución de sondeos para edificios, por el tipo de cimentación.



Fuente: L. Mendoza "Exploración del Subsuelo", Curso: Cimentaciones T.E.

- Por las dimensiones del edificio.

Para edificios con área de construcción menor de 250 m², el número de sondeos es entre 3 a 5; para edificios de áreas medianas entre 250 a 1000 m², nos implica por lo menos 5 sondeos. Finalmente para áreas mayores de 1000 m² se puede estimar en condiciones regulares del terreno, un sondeo por cada 200 m² (estos criterios son independiente del tipo de suelo), ver tabla No 8.4.

Tabla No 8.4: Criterios aplicados en El Salvador

Área (m ²)	Número de sondeos
< 250	3 a 5
250 a 1000	5
≥ 1000	1 sondeo c/ 200 m ²

Fuente: L. Mendoza "Exploración del Subsuelo", Curso: Cimentaciones T.E.

Muros

Se recomienda realizar un estudio de suelo, si el muro tiene por lo menos las características de una altura mínima de 1.5 m, y un largo de entre 15 a 20 m. Estas características independientemente, de la forma, dimensiones e importancia del muro. Se pueden realizar 2 sondeos y el criterio para la separación entre sondeo y sondeo es de 15 m, como promedio, quedando a criterio del ingeniero de campo, aumentar o disminuir ésta separación.

Puentes

El criterio que se utiliza es de la cuadrícula, con un espaciamiento de 25 a 30 metros entre sondeo y sondeo, distribuidos así:

- 1 sondeo en cada orilla del río y otra en el centro si es necesaria.

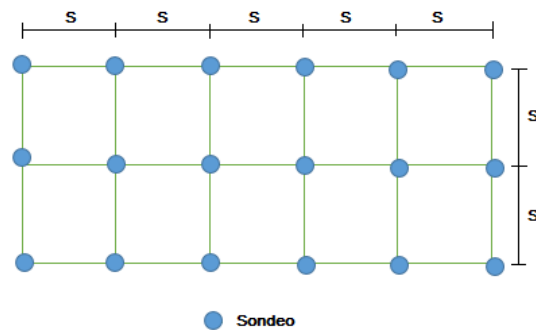
b) 1 sondeo en cada pila y estribo.

Urbanizaciones

Se puede utilizar el criterio de la cuadrícula, tomando en cuenta la topografía del lugar, por lo que se puede considerar dos casos:

- a) Si el terreno es quebrado, muy quebrado o abrupto, las perforaciones tendrán una separación (S) de 25 a 30 m, ver figura No 8.7.

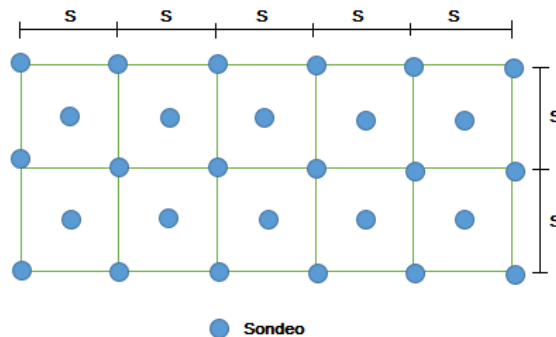
Figura No 8.7: Posible distribución de sondeos para urbanizaciones



Fuente: L. Mendoza "Exploración del Subsuelo", Curso: Cimentaciones T.E.

- b) En terrenos poco abruptos o uniformes, la separación entre sondeos se encontrara entre 45 a 60 m, con la salvedad de realizar una perforación en medio de cada cuadrícula, ver figura No 8.8.

Figura No 8.8: Posible distribución de sondeos para urbanizaciones



Fuente: L. Mendoza "Exploración del Subsuelo", Curso: Cimentaciones T.E.

Taludes

Los sondeos se harán a cada 15 a 25 m, dependiendo de la longitud del talud y de la uniformidad del terreno debiendo en todo caso, se prefiere que se realicen sondeos por lo menos en la corona, en el pie y al centro del talud.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

La tabla No 8.5 presenta criterios adaptados de un documento de la FHWA (2006), sobre la frecuencia y separación de las perforaciones para diferentes tipos de exploración geotécnica, la cual que se utiliza como base para programar los trabajos pertinentes en los estudios a cargo del Instituto Nacional de Vías.

Tabla No 8.5: Guía para definir el número de perforaciones (FHWA, 2006)

TIPO DE OBRA	DISTRIBUCIÓN RECOMENDADA
Cimentaciones de puentes	<p>Para cimentaciones sobre pilas o estribos de 30 metros de ancho o más, ejecutar 2 perforaciones como mínimo, en cada apoyo.</p> <p>Para cimentaciones sobre pilas o estribos de menos de 30 metros de ancho, ejecutar una perforación como mínimo en cada apoyo.</p> <p>Considerar la ejecución de perforaciones adicionales cuando las condiciones subsuperficiales sean erráticas.</p>
Muros de contención	<p>Se recomienda al menos dos perforaciones por cada muro de contención. Si el muro es de gran longitud, la separación entre perforaciones no deberá exceder de 60 m.</p> <p>Para los muros de menos de 6 m de altura, las perforaciones se deben espaciar en un máximo de 25 m.</p> <p>Para muros con altura mayor de 6 m, las perforaciones se deben espaciar en una distancia máxima de 15 m.</p> <p>Se debe considerar la ejecución de perforaciones por fuera del eje del muro para estimar las cargas laterales y las capacidades de anclaje.</p>
Cortes	<p>Es recomendable efectuar una perforación por cada talud de corte. Para cortes de más de 60 metros de longitud, el espaciamiento entre perforaciones será entre 60 y 120 metros.</p> <p>En ubicaciones críticas y cortes de gran altura, se efectúan al menos 3 perforaciones en sentido transversal, con el fin de definir correctamente las condiciones geológicas existentes para los análisis de estabilidad.</p>
Terraplenes	<p>Usar un criterio similar al recomendado para los cortes.</p>
Box-culverts	<p>Mínimo una perforación para cada cajón de gran tamaño. Si el cajón es muy largo y las condiciones del subsuelo son erráticas, se debe contemplar la ejecución de perforaciones adicionales.</p>

Fuente: M. Galarza Guzmán et al (2012), "Manual de Diseño de Cimentaciones Superficiales y Profundas para Carreteras", Ministerio de Transporte, Colombia.

CAPITULO III

ANALISIS GEOTECNICO

- **Profundidad de los reconocimientos**

La profundidad o alcance de los reconocimientos será la necesaria para definir el terreno en la zona afectada por las cimentaciones a construir.

Al igual que el número de sondeos, esta profundidad dependerá de:

- ✓ Características de la edificación
- ✓ Naturaleza del terreno

En general, la profundidad a reconocer está en el rango de 10 a 30 m, aunque puede ser mayor en terrenos particularmente problemáticos.

Si a cualquier profundidad de perforación en un sondeo, se encuentra rechazo a la penetración, esto no significa que el lecho resistente (de ahí hacia abajo) sea roca sólida, por lo tanto se debe verificar si se trata de corrientes de lava de pequeño espesor o boleos en un manto arcilloso; o un estrato de suelo resistente (consolidado). Para ello, debe penetrarse en él una profundidad de varios metros, entre 2 y 6 metros, según la magnitud de la carga, lo recomendable es penetrar 3 metros en la roca.

La experiencia indica que los asentamientos perjudiciales son raros cuando el esfuerzo adicional en el suelo debido al peso de la estructura, es menor que el 10 por ciento del esfuerzo inicial en el suelo debido a su propio peso. Una regla adoptada por E. de Beer, del Instituto Geotécnico de Bélgica, especifica que los sondeos penetren hasta una profundidad en que el incremento de presiones en el suelos sea igual al 10% (ver figura No 8.9, mínima profundidad de ensayo).

Lo anterior debe aplicarse teniendo en cuenta en lo posible el perfil estratigráfico y respetando ciertas profundidades mínimas, y debe considerarse sin validez en los casos de suelos muy compresibles o rellenos no controlados, ya que en este caso debe buscarse un estrato firme.

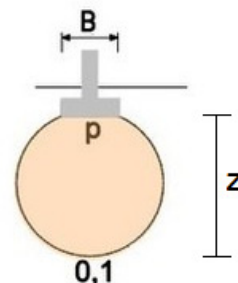
Una antigua regla estable que la profundidad de los sondeos debe ser igual a dos veces el ancho del edificio; sin embargo, es una profundidad exagerada para estructuras anchas de un solo piso, como son los modernos edificios industriales y demasiado somera para torres esbeltas. A continuación se presentan diversos criterios para determinar la profundidad de los sondeos.

Edificaciones

Para la determinación de la profundidad de los sondeos se utilizan tres criterios:

- a) Por el tipo de cimentación.

Figura No 8.9: Distribución de esfuerzos en profundidad en una masa de suelos



$$Z = \text{profundidad de influencia} \sim 1.5B \text{ a } 2B$$

Fuente: <http://www.scoop.it/t/procedimientos-de-construccion>

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

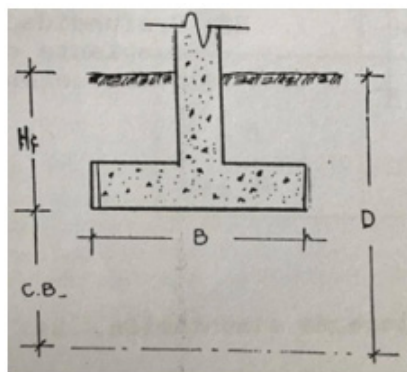
- b) Por el número de pisos.
- c) Por los esfuerzos transmitidos al suelo.

a) Tipo de cimentación

Las ecuaciones que a continuación se presentan, establecen la profundidad mínima de los sondeos, quedando a criterio del Ingeniero de campo aumentar o disminuir la profundidad.

En la figura No 8.10 se muestran las especificaciones de profundidad en el caso de una zapata aislada.

Figura No 8.10: Zapata aislada



$$D = C \cdot B + H_f$$

Donde:

D = Profundidad de sondeos en m.

C = 1.5 en condiciones normales de carga y 2.0 cuando exista concentraciones de carga.

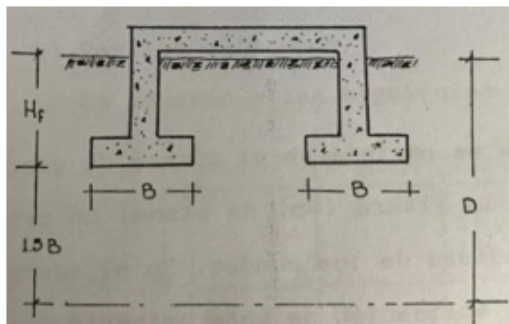
B = ancho de la zapata.

H_f = profundidad estimada de desplante de la cimentación de 2 a 3 m.

Fuente: Calderon Argueta, Nestor Mauricio, "Guía para pruebas de suelos que se realizan en campo y en Laboratorio aplicadas en obras de Ingeniería Civil", Universidad de El Salvador, Noviembre de 1993

En la figura No 8.11 se muestran las especificaciones de profundidad en el caso de una zapata corrida.

Figura No 8.11: Zapata corrida



$$D = 1.5B + H_f$$

Donde:

D = Profundidad de sondeos en m.

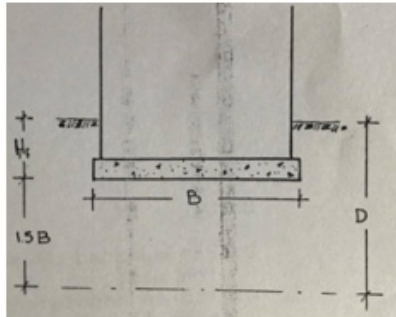
B = ancho de la zapata.

H_f = profundidad estimada de desplante de la cimentación de 2 a 3 m.

Fuente: Calderon Argueta, Nestor Mauricio, "Guía para pruebas de suelos que se realizan en campo y en Laboratorio aplicadas en obras de Ingeniería Civil", Universidad de El Salvador, Noviembre de 1993
cimentación.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Figura No 8.12: Placa de cimentación



$$D = 1.5B + H_f$$

Donde:

D = Profundidad de sondeos en m.

B = ancho de la zapata.

H_f = profundidad estimada de desplante de la cimentación de 2 a 3 m.

Fuente: Calderon Argueta, Nestor Mauricio, "Guía para pruebas de suelos que se realizan en campo y en Laboratorio aplicadas en obras de Ingeniería Civil", Universidad de El Salvador, Noviembre de 1993

b) Por el número de pisos

Sowers and Sowers proporciona el criterio con base al peso de la estructura, reflejado en el número de pisos y su ancho. Para esto se puede utilizar la tabla No 8.6:

Tabla No 8.6: Profundidad para sondeos en edificios, según el ancho y número de pisos

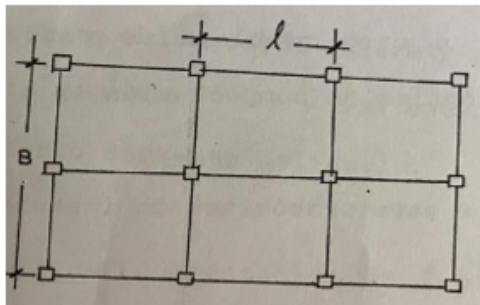
Ancho del edificio (m)	Número de pisos y profundidad de los sondeos				
	1	2	3	4	5
30	3.5	6.0	10.0	16.8	24.0
60	4.0	6.5	12.5	21.0	33.0
120	4.0	7.0	13.5	25.0	41.0

Fuente: L. Mendoza "Exploración del Subsuelo", Curso: Cimentaciones T.E.

c) Por los esfuerzos transmitidos

De acuerdo a las condiciones mostradas en la figura No 8.13:

Figura No 8.13: Placa de cimentación



Para $B \leq 2l$

$$D = 0.8PB + H_f$$

Donde:

D = profundidad de sondeo.

P = peso del edificio entre el área.

B = ancho del edificio.

H_f = profundidad estimada de desplante de la cimentación de 2 a 3 m.

Para $B > 2l$

$$D = PB + H_f$$

$$P = 1 \text{ a } 3 \text{ kg/cm}^2$$

Fuente: Calderon Argueta, Nestor Mauricio, "Guía para pruebas de suelos que se realizan en campo y en Laboratorio aplicadas en obras de Ingeniería Civil". Universidad de El Salvador. Noviembre de 1993

CAPITULO III

ANALISIS GEOTECNICO

Casas de 1 a 2 niveles

En nuestro medio se da un caso muy particular, las casas se construyen de un nivel y con el tiempo se les agrega otro; por ello, se deberá sondear profundidades para casas de 2 niveles, aunque esté proyectada para uno. La profundidad recomendada es de 4 a 6, medidos desde el nivel de cimentación.

Urbanizaciones

La profundidad depende del tipo de casa a construir. Se recomienda una profundidad de 4 a 6 m, medidos desde el nivel de fundación.

Puentes

La profundidad de sondeo deberá llegar hasta encontrar un estrato de suelo resistente o el manto rocoso. De encontrarse deberá penetrarse 3 m como mínimo adicionales para verificar el estado de la roca.

Muros

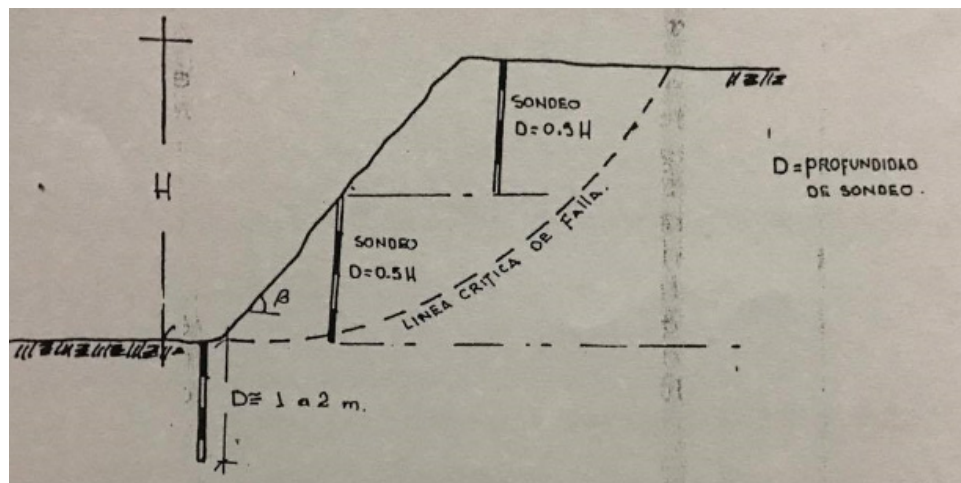
Con base en la teoría de la transmisión de esfuerzos (bulbo de presiones en condiciones normales de suelo se puede estimar la profundidad de sondeo de 1.5 a 2 veces el ancho de la cimentación del muro ($D = 1.5 a 2B$), a partir de la cota de desplante.

Taludes

La profundidad está regida por el ángulo de inclinación del talud (β), por lo tanto se puede tomar los siguientes criterios:

- Si $\beta > 53^\circ$, la línea de falla más crítica pasa por el pie del talud, por lo tanto la profundidad del sondeo se establece según la figura No 8.14.

Figura No 8.14: Profundidad de sondeo para taludes con inclinación mayor de 53°

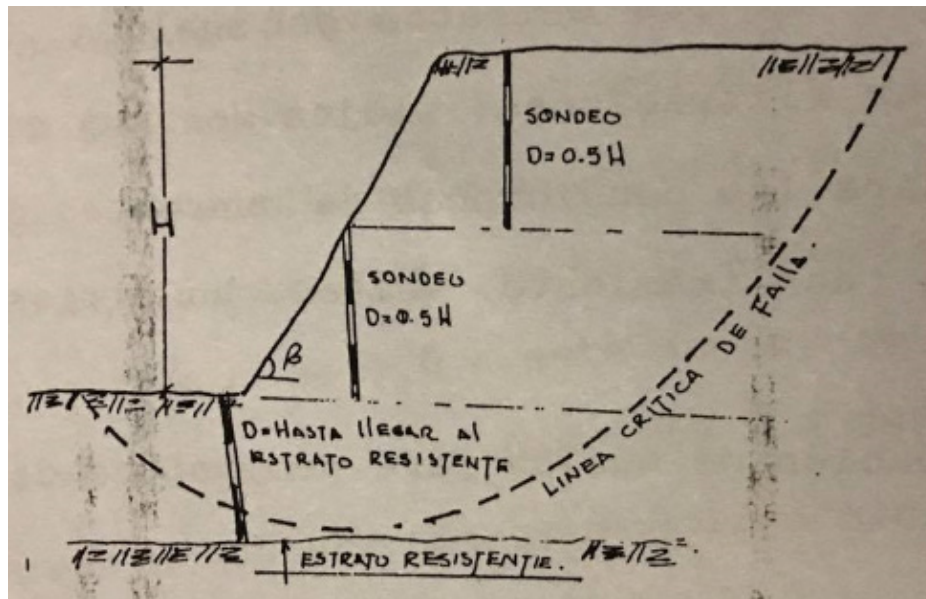


Fuente: Calderon Argueta, Nestor Mauricio, "Guía para pruebas de suelos que se realizan en campo y en Laboratorio aplicadas en obras de Ingeniería Civil", Universidad de El Salvador, Noviembre de 1993

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

- b) Si $\beta < 53^\circ$, la línea de falla más crítica, será tangente al estrato resistente bajo la base del talud, por lo tanto se puede tomar el siguiente criterio de profundidad, según lo mostrado en la figura No 8.15.

Figura No 8.15: Profundidad de sondeo para taludes con inclinación mayor de 53°



Fuente: Calderon Argueta, Nestor Mauricio, "Guía para pruebas de suelos que se realizan en campo y en Laboratorio aplicadas en obras de Ingeniería Civil", Universidad de El Salvador, Noviembre de 1993

Presas y terraplenes

La profundidad de los sondeos para estas estructuras varía entre la mitad y el doble de la altura ($2H$), de acuerdo con la resistencia, compresibilidad y permeabilidad de las cimentaciones.

Excavaciones

Los sondeos deben extenderse de 1.5 a 5.0 m por debajo del fondo de la excavación y más abajo si se encuentra arcilla blanda o arena suelta y limo.

Cuando se pretende excavaciones profundas, la profundidad de la perforación debe ser por lo menos 1.5 veces la profundidad de la excavación.

La Tabla No 8.7 muestra la guía para el establecimiento de la profundidad de los sondeos tomada de AASHTO, 1996. La selección de las profundidades de perforación en ríos y otros cruces de agua tiene siempre en cuenta la profundidad de socavación.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Tabla No 8.7. Requisitos mínimos sobre las profundidades de perforación (AASHTO, 1996)

TIPO DE OBRA	PROFUNDIDAD RECOMENDADA
Puentes (Tomado del CCDSP-95)	
Cimentaciones superficiales	Para zapatas rectangulares aisladas de dimensiones L y B, las perforaciones deben ser llevadas bajo el nivel previsto para el apoyo de las zapatas, hasta una profundidad mínima de 2 veces su ancho, si $L \leq 2B$,
	Si $L > 5B$, las perforaciones deben ser llevadas bajo el nivel previsto de fundación hasta una profundidad mínima de 4 veces el ancho de la zapata.
	Para $2B < L \leq 5B$, la profundidad mínima de perforación se debe determinar interpolando linealmente entre las profundidades requeridas para 2B y 5B, bajo el nivel de fundación.
Cimentaciones profundas	En suelo, la perforación se debe llevar, como mínimo, 6 metros bajo la punta del pilote o de la cota de fundación de la pila, o a un mínimo de 2 veces la máxima dimensión del grupo de pilotes o pilas bajo la punta, la que sea mayor de las 2.
	Para pilotes fundados sobre roca, se debe obtener un núcleo de roca de al menos 3 metros de espesor bajo la punta del pilote, para garantizar que la perforación no concluyó en un canto rodado y que se trata de un estrato rocoso.
	Para pilas soportadas por roca o extendidas dentro de ella, se debe obtener un núcleo de roca de al menos 3 metros de espesor bajo el sello de fundación de la pila, o una longitud de roca al menos 3 veces el lado menor de su fundación, si es aislada, o 2 veces la máxima dimensión del grupo, la que resulte mayor de estas 2 dimensiones, con el fin de establecer las características físicas de la roca en la zona de influencia de la fundación.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Estructuras de contención
Llevar la perforación hasta una profundidad entre 0.75 y 1.5 veces la altura del muro, por debajo de la cota de cimentación. Donde la estratificación indique posibles problemas de inestabilidad o de asentamientos, la perforación se extenderá hasta un estrato duro.
Para cimentaciones profundas, usar el mismo criterio que para fundaciones de puentes.
Cortes
Las perforaciones se deben extender 5 metros más abajo de la profundidad prevista para el corte. La profundidad se debe aumentar si se prevén problemas de inestabilidad por la presencia de suelos blandos, o donde el fondo del corte previsto se encuentra por debajo del nivel freático actual, para establecer la cota a la cual se encuentra el estrato inferior impermeable.
Terraplenes
Las perforaciones se deben llevar hasta una profundidad igual al doble de la altura del terraplén, a menos que se encuentre un estrato competente a menos de dicha profundidad. Si se encuentran estratos blandos que pueden generar problemas de inestabilidad o de asentamientos excesivos, las perforaciones se deberán extender hasta encontrar un material competente.
Box-culverts
Usar el criterio presentado para los terraplenes.

Fuente: M. Galarza Guzmán et al (2012), "Manual de Diseño de Cimentaciones Superficiales y Profundas para Carreteras", Ministerio de Transporte, Colombia.

- **Ubicación de sondeos**

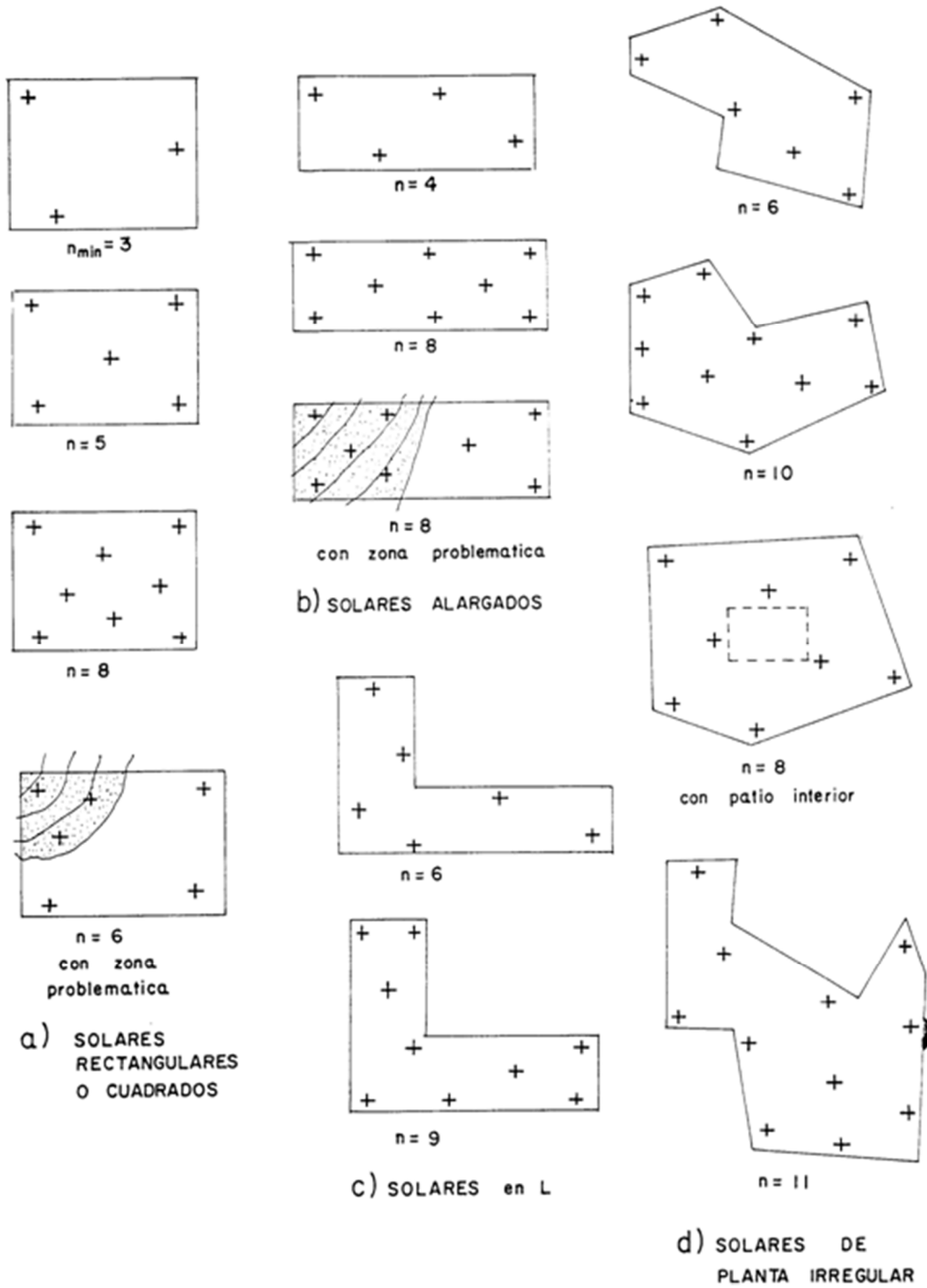
Los sondeos deben situarse según esquemas regulares, eventualmente concentrados en zonas conflictivas. Conviene cubrir bien el perímetro del terreno, con distancias al mismo no menor de 3 m, progresando hacia el interior, en la figura No 8.16, se muestra esquemas orientativos para el emplazamiento de puntos de reconocimientos.

Criterios para determinar el espaciamiento

Siguiendo los criterios de diferentes Normativas las cuales serán presentadas en el apartado 8.4 de ésta unidad, así también se muestran algunas recomendaciones generales para la ubicación de los sondeos. Por su parte Sower and Sower recomienda lo mostrado en la tabla No 8.8.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Figura No 8.16: Esquemas orientativos para el emplazamiento de puntos de reconocimientos



Fuente: L. Mendoza (2016), "Reconocimiento del Terreno", Curso de Cimentaciones T.E.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Tabla No 8.8: Espaciamiento de los Sondeos según Sower and Sower

Estructura u obra	Espaciamiento, m.
Carretera (investigación de la subrasante)	300-600
Presa de tierra, diques	30-60
Excavación para préstamo	30-120
Edificio de varios pisos	15-30
Edificio industrial de un piso	30-90

Fuente: L. Mendoza (2016), "Reconocimiento del Terreno", Curso de Cimentaciones T.E.

Cuando las condiciones del suelo son regulares y uniformes, los espaciamientos ya indicados se pueden duplicar y si son irregulares se reducen a la mitad.

8.3.6 Contenido del Informe Geotécnico

Un Informe Geotécnico es aquel donde se describe y se resume la investigación realizada y se justifica geotécnicamente la cimentación que más se adecúa a las condiciones existentes del terreno.

En él se deben plasmar los resultados de los reconocimientos geotécnicos realizados, su interpretación y las conclusiones que se derivan de su análisis, generalmente en forma de recomendaciones para el proyecto y/o construcción de la obra que ha sido objeto de estudio y conviene que contemple los siguientes apartados:

- **Introducción**
Se indica el proyecto para el cual fue realizada la investigación del subsuelo, la ubicación y el propietario, así también el propósito del estudio, el tipo, número de sondeos realizados y la profundidad alcanzada.
- **Descripción general del lugar**
Se describe el relieve que presenta el terreno y la morfología, así también se especifica a qué niveles (Bancos de Marca) estarán referenciados los sondeos, se deben anexar fotografía de los diferentes sondeos.
- **Trabajo de campo**
Se especifica el o los ensayos ejecutados en el proceso de reconocimiento, describiendo en qué consistió la prueba y las características del equipo, así también se citan las diferentes normativas en las cuales se basa el método (Normas ASTM por ejemplo). También es importante especificar la técnica de extracción de muestras utilizada.
- **Ensayos de laboratorio**
Se requiere hacer el listado de las pruebas que se han realizado a las muestras obtenidas, citando las respectivas normativas que rigen los procedimientos de ensayo, por ejemplo: Contenidos de humedad, clasificación de suelos, determinación de los límites de Atterberg, entre otros.

CAPITULO III

ANALISIS GEOTECNICO

- Análisis de resultados

Luego de la ejecución de los ensayos en campo y laboratorio, la etapa de recolección de datos se ve finalizada, por lo que es necesario ordenar y analizar los resultados obtenidos de la exploración, ésta etapa es la más importante para la toma de decisiones. En esta se debe colocar los apartados siguientes:

- **Estratigrafía:** obtenida mediante las muestras recogidas y ensayadas en laboratorio, clasificando el suelo y especificando los espesores de los mismos; las variaciones de los materiales se reflejan respecto a la profundidad, generalmente a cada 0.5m, con lo que se puede obtener un perfil estratigráfico, ver figura No 8.17.
- **Contenido de humedad:** de las muestras obtenidas se obtienen los contenidos de humedad del suelo, con los resultados se trazan perfiles de humedad plasmando en ellos la profundidad, el tipo de suelo, la humedad obtenida y el número de golpes, ver figura No 8.18.
- **Resistencia a la Penetración:** en nuestro medio generalmente se cuantifica mediante el número de golpes obtenidos a través del ensayo SPT, los cuales deben ser corregidos, debiendo especificar la teoría utilizada. A través del número de golpes y haciendo uso de correlaciones es posible determinar la compacidad relativa en suelos arenosos y la consistencia en suelos cohesivos, generalmente se usan las correlaciones dadas por Terzaghi y Peck.

Se tabulan los resultados a cada 0.5m, reflejando para cada profundidad la estratigrafía, contenido de humedad y resistencia a la penetración.

- Capacidad de carga:

Se obtiene mediante correlaciones, en nuestro medio se utilizan las correlaciones a partir del ensayo SPT, antes debe realizarse la corrección del número de golpes de campo, las consultoras aplican un factor de seguridad a sus resultados generalmente de 3.0.

- Conclusiones

Se plasman resultados obtenidos de relevancia, como por ejemplo: estratos con presencia de materia orgánica así como sus espesores, presencia del nivel freático, estratos con susceptibilidad a la erosión, socavación, tubificación, estratos con plasticidad susceptible a cambios volumétricos, existencia de zonas sueltas. Se deben especificar los parámetros del suelo en cuanto a su peso volumétrico, cohesión y ángulo de fricción interna, necesarios para que se diseñe las cimentaciones.

- Recomendaciones

En este apartado se plasman las recomendaciones en cuanto al tipo de cimentación más adecuado tomando como base los resultados obtenidos de capacidad de carga y tipo de suelos encontrados en el sitio. Al ser adecuado el uso de cimentaciones superficiales se debe especificar la cota de desplante y si lo recomendado es el uso de pilotes se especifica diámetro, longitud y capacidad de carga para dichas dimensiones.

CAPITULO III

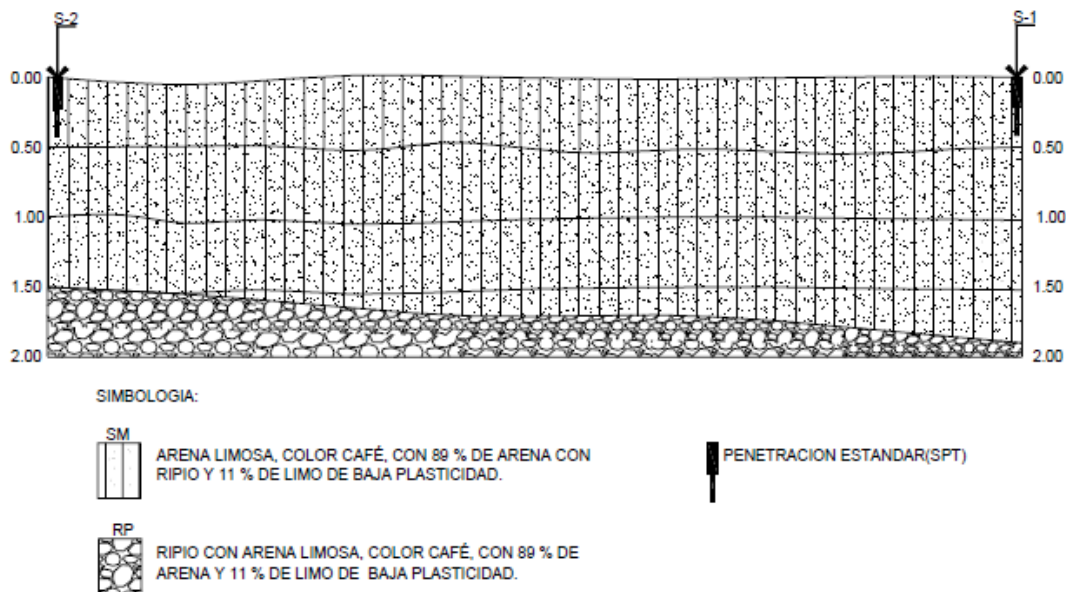
ANALISIS GEOTECNICO

En el caso de que se deban realizar restituciones de suelos deberá especificarse en qué zonas, la elevación y el espesor del suelo a sustituir. Así mismo el informe debe plasmar la densidad de compactación que deberá alcanzarse, si se utilizara suelo-cemento, se propone la proporción y el tipo de suelo a usar.

Se deben proporcionar lineamientos sobre drenaje de ser necesario, como por ejemplo, en la conformación de taludes para garantizar su estabilidad.

- Anexos
 - -Plano de ubicación de los sondeos en planta.
 - Registro fotográfico.
 - -Variación de humedad con respecto a la profundidad, ver figura No 8.18
 - -Perfiles estratigráficos, ver figura No 8.17
 - Resultados de ensayos de laboratorio
 - Hojas de registro de campo,
 - Memoria de los calculo realizados
 - Otros

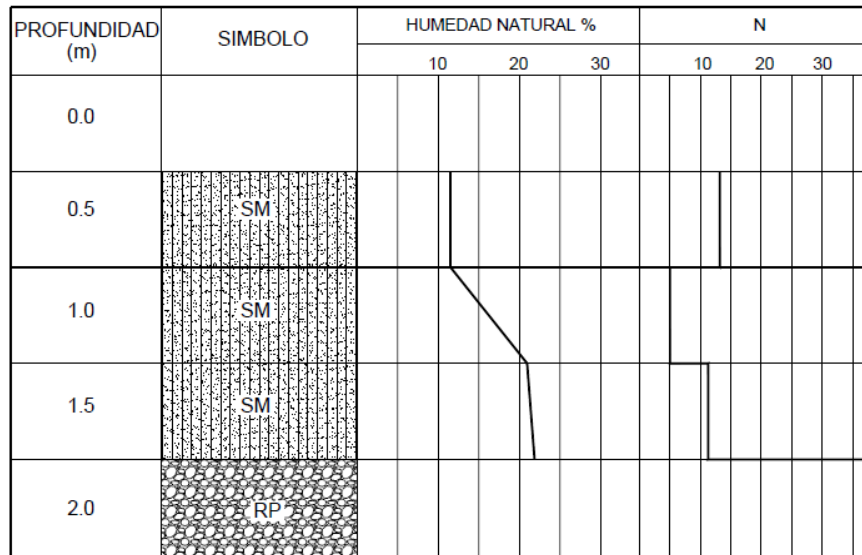
Figura No 8.17: Perfil estratigráfico



Fuente: A. Ayala et al (2004), "Exploración del subsuelo", curso Cimentaciones T.E.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Figura No 8.18: Variación de Humedad natural y N, respecto a la profundidad



Fuente: A. Ayala et al (2004), "Exploración del subsuelo", curso Cimentaciones T.E.

8.3.7 Revisión de los estudios geotécnicos

La revisión de un informe geotécnico consiste en determinar si la información plasmada en el estudio está completa, la importancia de realizar estas revisiones es garantizar que se cumpla con la información mínima requerida que tendría que abordarse en los reportes geotécnicos. Nos permite desarrollar proyectos que contienen características geotécnicas importantes e inusuales, sin problemas, puesto que una vez identificada la problemática se puede plantear una solución viable.

En la tabla No 8.9 se brindan criterios mínimos indispensables que debe contener un informe geotécnico.

Tabla No 8.9: Contenido del informe geotécnico

REQUISITOS DE UN ESTUDIO GEOTÉCNICO	RESULTADO DEL ESTUDIO		
	SI	NO	OBSERVACIONES
A. ANTECEDENTES			
Identificación de la Obra en Proyecto			
Autor del Informe			
Encargado del trabajo			
Documentos contractuales con fechas			
B. MARCO GEOLOGICO			

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Breve descripción de las condiciones geológicas, hidrogeológicas, sismicidad, inestabilidad, fracturas etc., presentes en el lugar (características del suelo).			
C. INFORMACION PREVIA			
Información Documental			
D. DESCRIPCION DE LA OBRA			
Dimensiones y ubicación de la edificación en el terreno			
Nº de plantas y sótanos			
Referencia a los bienes colindantes, si existen sótanos			
Edificios colindantes y cotas de cimentaciones			
Referencia preliminar de posibles riesgos geológicos que puedan afectar al terreno.			
E. DEFINICIÓN DEL TIPO DE CONSTRUCCIÓN.			
No. De niveles			
No. De sótanos			
Área a construir			
Total área en planta			
Tipo de Edificación			
Cargas a Transmitir			
F. CAMPAÑA GEOTÉCNICA			
Descripción de la metodología de prospección.			
Ensayos de laboratorio			
Ubicación y Profundidad			
Número mínimo de sondeos ejecutados: 3			
En caso de encontrar un estrato resistente debe ser inspeccionada como mínimo en una profundidad bajo la cimentación de 2m + 0.3m por planta.			
Decir si hay taludes o excavaciones próximas, por la inclinación de la ladera deben analizarse la posible inestabilidad conjunto.			
E. ANÁLISIS Y ENSAYOS			
Los ensayos y análisis deben realizarse para cada unidad geotécnica diferenciada.			
Deben realizarse ensayos in situ y en laboratorio.			
Compresibilidad de las capas afectadas por la cimentación.			
Identificación, estado y resistencia en las capas afectadas por excavaciones y cimentación.			
Ensayos de resistencia y deformabilidad tipo triaxial sobre muestras de calidad. (RECOMENDABLE)			
F. PARÁMETROS GEOTÉCNICOS			
Edificio sin sótano, caracterizar ángulo de fricción interna, cohesión y densidad aparente. (RECOMENDABLE)			
En cimentaciones caracterizar el ángulo de fricción interna, cohesión y densidad aparente + potencial			

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

característico de colapso, en las capas influidas por la cimentación.			
G. HIDROGEOLOGIA			
Precisar y acotar la posición nivel freático			
Representación gráfica del nivel freático en los perfiles geotécnicos.			
En caso de sótanos por debajo del nivel freático se debe indicar las sub-presiones.			
En caso de que el nivel freático este por encima o en cota de cimentación, obligatorio indicar permeabilidad.			
Si no se detecta nivel freático habrá que indicarlo			
H. RIPIABILIDAD			
Obligatorio indicar la excavabilidad del terreno.			
En caso de edificaciones con sótano, habrá que indicar los taludes provisionales, altura crítica y recomendación del procedimiento de excavación del sótano.			
I. CIMENTACIONES			
Proponer una tipología de cimentación, especificando la cota de apoyo y el tipo de terreno.			
En zapatas, pozos de cimentación y losas se especificara la capacidad de carga admisible, factores de seguridad frente a la capacidad de carga.			
En caso de losas se especificara el valor del módulo de balasto.			
En cimentaciones profundas, se determinara la fricción lateral unitaria y la resistencia por punta.			
ANEXOS			
Esquema geológico-geotécnico del área periférica al terreno edificable.			
Plano de prospección, con escala gráfica y optativamente numérica, en el que conste la condición de los perfiles geotécnicos.			
Nº de perfiles			
Acotaciones de profundidades			
Representación de los niveles geotécnicos con sus niveles reales.			
Registro de sondeos, penetraciones, pozo a cielo abierto etc.			
Registros contienen fecha de realización, documentación fotográfica, maquinas, muestras, etc.			
Documentar fotográficamente, cajas de muestras, sonda en la ubicación del sondeo, de manera que además el cliente pueda reconocer el terreno de trabajo.			

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Los registros de penetración y mecánicos presentaran una descripción de la metodología de prospección utilizada, indicando el método de perforación, útil de avance, diámetro efectivo, tipos de muestras etc., y referencia de la normativa de reconocimiento.			
Fecha de realización del ensayo.			
Ensayos de laboratorio deben tener todos los cálculos y resultados parciales que conducen al resultado final.			
Cada ensayo debe indicarse la norma seguida.			
La testificación será completa indicando para cada capa: naturaleza, composición, fracciones secundarias y matriz, color composición de las partículas, humedad, consistencia, compacidad, textura etc.			

Fuente: L. Mendoza (2016), Curso de Cimentaciones T.E.

Por otra parte existen Organizaciones como la FHWA (Federal Highway Administration), institución que establece una lista de requerimientos mínimos con los que debe contar el informe geotécnico tal como se muestra a continuación:

Check List para Revisión del Reporte Geotécnico (GTR) según AASTHO

El documento cuenta con dos secciones:

La **Sección A** se refiere a la información de la investigación del sitio que será comunes a todos los reportes geotécnicos para cualquier tipo de característica geotécnica.

Las **Secciones B a J** cubren la información básica y recomendaciones que deben presentarse en los reportes geotécnicos para determinadas características geotécnicas: cortes y rellenos, rellenos sobre suelos blandos, deslizamientos de tierra, estructuras de contención, cimentaciones y fuentes de material.

Tema:

- Sección A - Investigación del Sitio
- Sección B - Cortes y Rellenos
- Sección C - Rellenos sobre Suelos Blandos
- Sección D - Corrección de Deslizamientos
- Sección E - Muros de Contención
- Sección F - Cimentación Estructural - Zapatas Aisladas
- Sección G - Cimentación Estructural - Pilotes Hincados
- Sección H - Cimentación Estructural - Pilotes Perforados
- Sección I - Técnicas de Mejoramiento del Suelo
- Sección J - Fuentes de Material

Es de vital importancia que ciertos ítems de la lista de chequeo hayan sido incluidos en el reporte geotécnico. Estos ítems de la lista de chequeo han sido marcados con un asterisco (*).

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Una respuesta negativa de cualquiera de estos ítems marcados con asterisco es motivo para contactar al ingeniero geotécnico para una aclaración de la omisión.

A continuación se presenta el contenido de la sección A, pero el lector puede tener acceso al documento completo a través del siguiente link:

<https://www.fhwa.dot.gov/engineering/geotech/pubs/reviewguide/checklist.pdf>

Lista de Chequeo de GTR para Investigación del Sitio

Sección A: Investigación del Sitio

Ya que el paso más importante en el proceso de diseño geotécnico es llevar a cabo una adecuada investigación del sitio, la presentación de la información del subsuelo en el reporte geotécnico y en los planos merece una cuidadosa atención, en la tabla No 8.10 se muestran los aspectos requeridos por la FHWA como contenido del informe geotécnico.

Tabla No 8.10: Lista de Chequeo para investigación del sitio

Ítem de reporte geotécnico		SI	NO	Desconocido o No Aplica
<u>Introducción</u>				
1	¿Se describe la ubicación general de la investigación y/o se incluye un mapa del lugar?			
2	¿Se resume el alcance y el propósito de la investigación?			
3	¿Se da una descripción concisa del escenario geológico y de la topografía de la zona?			
4	¿Están listados las exploraciones de campo y pruebas de laboratorio, sobre las cuales se basará el informe?			
5	¿Se da una descripción general del subsuelo, roca, y las condiciones de las aguas subterráneas?			
6	* Está la siguiente información incluida con el reporte geotécnico (normalmente incluidas en los apéndices del reporte):			
	a. ¿Registros de los pozos de exploración?			
	b. ¿Datos de los ensayos de campo?			
	c. ¿Datos de ensayos de laboratorio?			
	d. ¿Fotografías (si aplica)?			
<u>Plano y perfil del subsuelo</u>				
7	¿Se proporciona un plano y perfil del subsuelo de la Investigación del sitio?			
8	¿Están las exploraciones de campo ubicados sobre el plano?			
9	*¿Se realizó la investigación in situ cumpliendo los criterios mínimos indicados en el Cuadro 2**?			
10	Están dibujadas las exploraciones y correctamente enumeradas sobre el perfil, a su verdadera altura y ubicación?			
11	¿El perfil del subsuelo contiene una descripción y/o representación gráfica del tipo de suelo y roca?			
12	¿Se muestra en el perfil del subsuelo los niveles de aguas subterráneas y la fecha de medición?			
<u>Perfil del subsuelo o registro de las perforaciones de campo</u>				

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

13	¿Están los tipos de muestras y profundidades registradas?			
14	* ¿Se muestran los números de golpes del SPT, porcentaje de muestra recuperada y valores de RQD?			
15	Si la prueba del cono de penetración fue llevado a cabo, se presenta la información obtenida con su profundidad?			
<u>Datos de Ensayos de Laboratorio</u>				
16	* ¿Los ensayos de laboratorio relacionados con la clasificación de suelos tales como contenidos de humedad natural, graduación, Límites de Atterberg, fueron realizados sobre una selección de muestras representativas para verificar la identificación visual del suelo realizado en campo?			
17	¿Son los resultados de las pruebas de laboratorio tales como resistencia al corte, consolidación, etc, incluidos y/o resumido?			

* Una respuesta que no sea (SI) o (N/A) para cualquiera de estas preguntas de la lista de chequeo es motivo para ponerse en contacto con el ingeniero geotécnico adecuado para una aclaración y/o para discutir el proyecto.

** Ver Cuadro 2 en documento original.

Fuente: <https://www.fhwa.dot.gov/engineering/geotech/pubs/reviewguide/checklist.pdf>

8.4 Consideraciones dadas por normativas técnicas

A continuación se presenta una recopilación de diferentes normativas tanto nacionales como internacionales, utilizadas en el diseño de la campaña geotécnica para determinar la distribución, profundidad y número de sondeos, con base a características de la estructura y del terreno.

8.4.1 Norma Salvadoreña

En el capítulo No 4 de la “Norma Técnica para diseño de cimentaciones y estabilidad de taludes”, encontramos el apartado “Investigación Geotécnica”, el cual indica que como primer punto se debe realizar la inspección del lugar, donde se obtendrá obtener la información siguiente:

Inspección del lugar

Se debe obtener información general preliminar del tipo de suelo existente en los alrededores del sitio de la obra, en base a una inspección del lugar y de todo lo concerniente al tipo de estructura a construir, su destino y las cargas estimadas que transmitirá la estructura.

Métodos de exploración del subsuelo.

La norma técnica salvadoreña expone que para la investigación geotécnica se puede utilizar el Ensayo de penetración estándar (SPT), y que es necesario que se cumplan algunos requisitos:

- **Número y espaciamiento de las perforaciones**

El número y espaciamiento de las exploraciones en el subsuelo serán determinados por el diseñador estructural en conjunto con el ingeniero Geotecnista conforme a las características propias del lugar y las cargas transmitidas por la estructura al suelo.

- **Profundidad de las perforaciones.**

CAPITULO III

ANALISIS GEOTECNICO

La profundidad mínima de las perforaciones, consideradas a partir de los niveles proyectados de terrazas, será la que se indica a continuación:

1. Para edificaciones de una planta, 3.0 m.
2. Para edificaciones de dos plantas, 5.0 m.
3. En todo caso, el especialista en suelos definirá la profundidad de los sondeos; el mismo especialista podrá decidir el aumentar la profundidad de los mismos dependiendo de las condiciones reales del suelo detectadas durante el proceso de perforación.

Cuando se requiera que las cargas se transmitan directamente en roca, la mínima profundidad del sondeo dentro de roca intacta será de 3.0 m. Si la roca está fracturada y/o intemperizada, la profundidad del sondeo deberá incrementarse a criterio del Geotecnista.

8.4.2 Otras Normas

Norma Guatemalteca

Las Normas Estructurales de Diseño y Construcción Recomendadas para la República de Guatemala del año 2002, para los propósitos de estas normas, toda obra nueva o existente se clasifica en una de cinco categorías atendiendo el impacto socioeconómico que implique la falla o cesación de funciones de la obra. El propietario podrá requerir al diseñador que clasifique su obra en una categoría más alta que la especificada en estas normas.

La clasificación de la obra y el índice de sismicidad determinan el nivel de protección sísmica de la edificación y éste es requerido para determinar el tipo de estudio geotécnico, por lo que es necesario definir ambos términos.

Clasificación de obras

- **Obras críticas**

Obras críticas para el país son aquellas que son indispensables para el desenvolvimiento socioeconómico de grandes sectores de la población. También son aquellas que de fallar o colapsar pondrían en peligro directa o indirectamente a gran número de personas. Son ejemplo de obras críticas los componentes principales de grandes centrales energéticas, presas de gran tamaño, grandes puentes, y otras obras similares.

- **Obras esenciales**

Son aquellas que deben permanecer operantes durante y después de un desastre o evento adverso. Pertenecen a esta categoría las obras estatales o privadas especificadas a continuación:

- a) Hospitales con instalaciones de emergencia, de cuidado intensivo y/o quirófanos. Instalaciones de defensa civil, de bomberos, de policía y de comunicaciones asociadas con la atención de desastres.
- b) Plantas de energía e instalaciones conexas, instalaciones de captación y tratamiento de agua, instalaciones de importancia estratégica, centrales de telecomunicación, líneas troncales de

CAPITULO III

ANALISIS GEOTECNICO

transmisión eléctrica, líneas de abastecimiento de agua a ciudades y villas, puentes sobre carreteras de primer orden, aquellas obras que las autoridades estatales o municipales específicamente declaren como tales.

- **Obras importantes**

Son aquéllas que albergan o pueden afectar a gran número de personas; aquéllas donde los ocupantes estén restringidos a desplazarse, aquéllas donde se prestan servicios importantes, (pero no esenciales después de un desastre) a gran número de personas o entidades, obras que albergan valores culturales reconocidos o equipo de alto costo. Pertenecen a esta categoría, entre otras, las obras que se enumeran a continuación:

- a) Las obras y edificaciones del estado que no son esenciales;
- b) Todos los edificios educativos y guarderías públicos y privados; todos los hospitales; sanatorios; centros y puestos de salud públicos y privados que no clasifiquen como esenciales; garajes de vehículos de emergencia no incluidos en obras esenciales; prisiones; museos y similares.
- c) Todos los edificios de 5 pisos o más; todos los edificios de más de 3,000 metros cuadrados de área interior (excluyendo estacionamientos).
- d) Teatros, cines, templos, auditorios, mercados, restaurantes y similares que alojen más de 300 personas simultáneamente.
- e) Obras de infraestructura que no sean esenciales incluyendo subestaciones eléctricas; líneas de alto voltaje; circuitos principales de agua; drenajes colectores; puentes de carretera; centrales de telecomunicaciones.
- f) Obras en las que hay fabricación y/o almacenamiento de materiales tóxicos, explosivos o inflamables.

- **Obras ordinarias**

- a) Son aquellas obras que no responden a las definiciones de obras críticas, esenciales importantes y utilitarias.
- b) Son ejemplos de obras ordinarias la construcción vivienda, comercios, edificios industriales y agrícolas que por su volumen, tamaño, importancia o características no tengan que asignarse a otra clasificación.

- **Obras utilitarias**

Aquellas obras que albergan personas de manera incidental, y que no tienen instalaciones de estar, de trabajo o habitables; obras auxiliares de infraestructura. Pertenecen a esta categoría obras como las enumeradas a continuación:

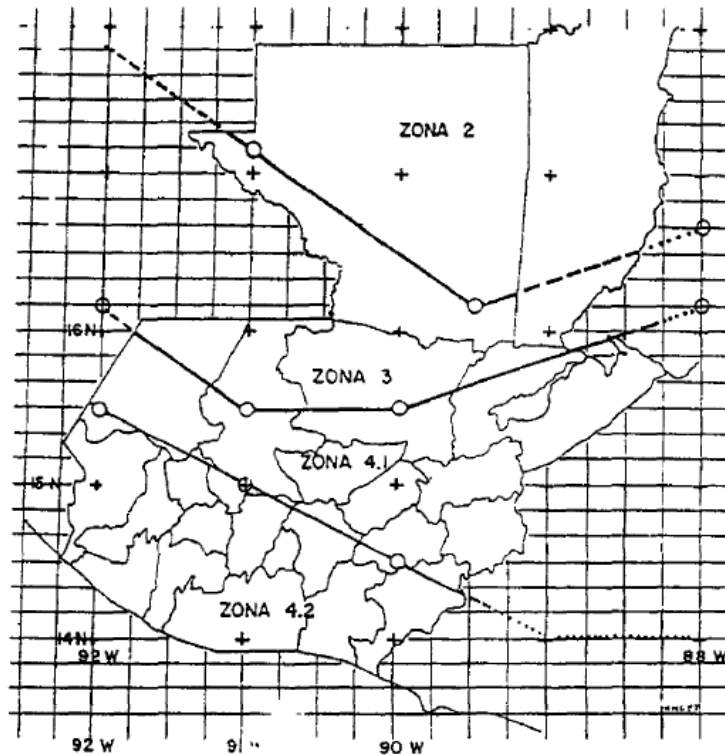
- a) Instalaciones agrícolas o industriales -de ocupación incidental- y bodegas.
- b) Obras auxiliares de redes de infraestructura de ocupación incidental que de fallar no interrumpen el funcionamiento del sistema.

Índice de sismicidad

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

El índice de sismicidad es determinado dependiendo la zona en la que se encuentre la obra, ver figura No 8.19.

Figura No 8.19: Mapa de microzonificación sísmica de Guatemala



La retícula de este mapa coincide con el mapa 1:50,000 de la República de Guatemala

Fuente: AGIES (2002), "Normas Estructurales de Diseño y Construcción Recomendadas para la República de Guatemala"

La tabla No 8.11 muestra el Índice de sismicidad dependiendo la zona de la obra.

Tabla No 8.11: Índice de sismicidad

ZONA	I_0
2	2
3	3
4.1	4
4.2	4

Fuente: AGIES (2002), "Normas Estructurales de Diseño y Construcción Recomendadas para la República de Guatemala"

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

El nivel de protección sísmica se presenta en la tabla No 8.12.

Tabla No 8.12: Nivel de protección sísmica

INDICE DE SISMICIDAD I_0	CLASIFICACION DE OBRA				
	Crítica	Esencial	Importante	Ordinaria	Utilitaria
5	E	E	D	C2	C1
4	E	D	C2	C1	B
3	D	C2	C1	B	B
2	C2	C1	B	B	A

Fuente: AGIES (2002), "Normas Estructurales de Diseño y Construcción Recomendadas para la República de Guatemala"

Estudios Geotécnicos

La Norma de Seguridad estructural de edificaciones y obras de infraestructura para la República de Guatemala, NSE 2.1-10, hace una clasificación de los estudios geotécnicos, dependiendo de la magnitud de la obra y de la aplicación del estudio, estas categorías se listan a continuación:

- 1) Estudio de reconocimiento.
- 2) Estudio geotécnico Tipo I: Edificaciones y obras menores (obras utilitarias).
- 3) Estudio geotécnico Tipo II: Obras ordinarias.
- 4) Estudio geotécnico Tipo III: Obras importantes, proyectos de gran envergadura o riesgo.
- 5) Estudio geotécnico Tipo IV: Para problemas específicos, obras esenciales.

En la Tabla No 8.13 se muestra la aplicabilidad de cada clasificación:

Tabla No 8.13: Aplicación de los distintos tipos de estudios geotécnicos

Tipo de Estudio	Aplicación
Reconocimiento Geotécnico	-Anteproyectos para selección del emplazamiento de una obra -Viviendas unifamiliares mínimas, -Construcciones de un nivel de mampostería o Estructura metálica liviana, -Obras utilitarias -Almacenes pequeños -Obras donde no se presenta una ocupación permanente de personas.
Estudio geotécnico Tipo I	Edificaciones de 1 a 4 niveles incluyendo sótanos, construidas de mampostería o concreto reforzado. -Plantas y bodegas industriales de estructura metálica. -Complejos habitacionales de dos niveles y hasta 10 viviendas. -Carreteras o puentes en rutas departamentales asfaltadas o de terracería. -Taludes de canteras menores de 20 m.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

	<p>-Subestaciones eléctricas y presas hidroeléctricas menores de 5 m de altura.</p> <p>Está orientado hacia terrenos que se encuentran libres de amenazas geológicas tal como deslizamientos, inundaciones, licuefacción, etc.</p>
Estudio geotécnico Tipo II	<p>Tiene igual aplicación que el tipo I, con la salvedad que está orientado a obras que se encuentran ubicados en terrenos en los que una amenaza geológica es evidente, por encontrarse cercanos a un talud que amenaza el proyecto, presencia de fallas geológicas, zonas con riesgo de deslizamientos o inundaciones.</p>
Estudio geotécnico Tipo III	<ul style="list-style-type: none"> -Edificaciones de 5 a 10 niveles. -Sótanos, de mampostería concreto reforzado. -Complejos industriales estructura metálica. -Complejos habitacionales de más de 10 viviendas, construidas de mampostería o concreto reforzado. -Puentes y autopistas en carreteras de primer orden. -Subestaciones eléctricas. -Presas hidroeléctricas hasta 10 m de altura <p>Son complementarios a los estudios Tipo I o Tipo II, cuando por el tipo especial de la estructura y/o condiciones problemáticas del terreno se requiera del estudio de interacción suelo-estructura o de cimentaciones especiales.</p>
Estudio geotécnico Tipo IV	<p>Son complementarios a los estudios Tipo I, II o III, cuando la obra esté en zonas de atención o precaución especial o sobre suelos problemáticos y se trate de obras de gran magnitud e impacto.</p> <ul style="list-style-type: none"> -Edificaciones de más de 10 niveles, incluyendo sótanos, construidas de concreto reforzado, puentes en rutas nacionales de gran luz (mayor de 50 m), túneles y grandes presas.

Fuente: Propia

El número de pozos a cielo abierto o sondeos exploratorios o para la toma de muestras y la profundidad mínima de los mismos están indicados en la tabla No 8.14, para determinar el nivel de protección del tipo de edificación (primera columna), vea la tabla No 8.12.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Tabla No 8.14: Número de sondeos y profundidad mínima sugerida

Nivel de protección sísmica del tipo de edificación (NR 2, 3.2.2.)	Construcción de edificaciones		Construcción de edificaciones de 1 a 2 niveles	
	Número mínimo de sondeos	Profundidad mínima de sondeos (m)	Número mínimo de sondeos	Profundidad mínima de sondeos (m)
A	3	15	3	6
B	4	25	4	8
C	5	30	5	10
D, E	6	30	**	**

Fuente: AGIES, “Normas de Seguridad estructural de edificaciones y obras de
infraestructura para la República de Guatemala”, NSE 2.1-10

Nota: El número de sondeos y la profundidad (en m) de los mismos, serán como mínimo los establecidos en la tabla No 8.6 o bien las que el ingeniero geotecnista fije, de acuerdo al tipo de obra; él será el responsable de todo lo efectuado en cuanto al estudio de suelos. Si el suelo es muy duro y no-penetrable, hacer nota en el sondeo y hacer excepción en la profundidad mínima, haciendo una nota que el número de golpes N-SPT es mayor a 50 en 0.15 m (rechazo).

Norma Costarricense

Esta normativa plantea que el número de perforaciones, distribución y espaciamiento dependen tanto de las condiciones del sitio como de las características de la obra, y establece como guía la tabla No 8.15, para los requisitos mínimos en cuanto al número, espaciamiento y profundidad que deben cumplirse para el estudio.

Se plantea además que las perforaciones o pozos exploratorios deben distribuirse lo mejor posible en el terreno que se va investigar de tal manera que se pueda obtener un modelo espacial adecuado y que indique la geometría y las características de los materiales involucrados

Técnicas de reconocimiento

Las prospecciones permiten visualizar el terreno en profundidad, tomar muestras para su posterior ensayo en laboratorio y ejecutar ensayos “in situ”.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Tabla No 8.15: Requisitos mínimos para la exploración de campo

Magnitud de la obra (A)	Complejidad geotécnica (B)		
	Baja	Media	Alta
Baja	N _{min} : 2 E _{max} : 60 m. P _{min} : D _f +2m	N _{min} : 3 E _{max} : 40 m. P _{min} : D _f +3 m	N _{min} : 4 E _{max} : 30 m. P _{min} : D _f +4 m
Media	N _{min} : 2 E _{max} : 50 m. P _{min} : D _f +3 m	N _{min} : 3 E _{max} : 35 m. P _{min} : D _f +3 m	N _{min} : 4 E _{max} : 25 m. P _{min} : D _f +4 m
Alta	N _{min} : 2 E _{max} : 40 m. P _{min} : D _f +4 m	N _{min} : 3 E _{max} : 30 m. P _{min} : D _f +3 m	N _{min} : 4 E _{max} : 20 m. P _{min} : D _f +5 m
Especial	La campaña de exploración de campo depende del proyecto y será definida por el ingeniero Geotecnista		

Fuente: L. Mendoza (2016), "Reconocimiento del Terreno", Curso de Cimentaciones T.E.

N_{min}: Número mínimo de perforaciones o puntos de exploración

E_{max}: Espaciamiento máximo entre puntos de sondeos o de exploración

P_{min}: Profundidad mínima de sondeos en m.

D_f: Profundidad estimada de cimentación, en m.

1. En el caso de obras de magnitud baja y en condiciones de complejidad geotécnica igualmente baja, las perforaciones podrían sustituirse por pozos o trincheras de exploración; siempre y cuando se pueda alcanzar con ellas la profundidad mínima exigida en la tabla No 3.
2. La profundidad mínima de exploración deberá garantizar además que se estudie el terreno existente del bulbo de presiones significativo de la cimentación.

(A) Magnitud de la obra:

Baja: construcciones menores de 3 niveles. Incluye residencias, bodegas, canales, urbanizaciones, áreas industriales

Media: Edificaciones de 4 a 10 niveles o cargas menores a 300 T por apoyo.

Alta: Edificaciones mayores de 10 niveles o cargas mayores a 300T por apoyo.

Especial: Construcciones que por su magnitud, complejidad estructural o de excavación, o condiciones especiales de proceso constructivo, requiere de estudios preliminares. Casos especiales de fundaciones como losas, pilotes, cajones de cimentación, etc.

(B) Complejidad geotécnica:

A definir por el ingeniero geotecnista que esté a cargo del estudio correspondiente

Para la ejecución de un reconocimiento geotécnico del terreno, es obligado el uso de este método, salvo que el conocimiento derivado de la información previa disponible no deje lugar a ninguna duda sobre las condiciones de la estratificación del terreno y de sus características.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Norma Colombiana

El Reglamento Colombiano Sismo Resistente NSR-10, Titulo H-Estudios Geotécnicos, define el número mínimo y la profundidad de los sondeos exploratorios del subsuelo, los cuales dependen del tamaño de la edificación propuesta (unidad de construcción). El ingeniero geotecnista, podrá aumentar el número o profundidad de los sondeos, dependiendo de las condiciones locales y los resultados iniciales de la exploración.

Unidades de construcción

Se define como unidad de construcción:

- a) Una edificación en altura.
- b) Grupo de construcciones adosadas, cuya longitud máxima en planta no exceda los 40m.
- c) Cada zona separada por juntas de construcción.
- d) Construcciones adosadas de categoría baja, hasta una longitud máxima en planta de 80m.
- e) Cada fracción del proyecto con alturas, cargas o niveles de excavación diferentes.

Clasificación de las unidades de construcción por categorías

Las unidades de construcción se clasifican en baja, media, alta y especial, según el número total de niveles y las cargas máximas de servicio. Para las cargas máximas se aplicará la combinación de carga muerta más carga viva debida al uso y ocupación de la edificación y para la definición del número de niveles se incluirán todos los pisos del proyecto, sótanos y terrazas. Para la clasificación de edificaciones se asignará la categoría más desfavorable que resulte en la tabla No 8.16.

Tabla No 8.16: Clasificación de las unidades de construcción

Categoría de la unidad de construcción	Según los niveles de construcción	Según las cargas máximas de servicio en columnas (kN)
Baja	Hasta 3 niveles	Menores de 800 kN
Media	Entre 4 y 10 niveles	Entre 801 y 4,000 kN
Alta	Entre 11 y 20 niveles	Entre 4,001 y 8,000 kN
Especial	Mayor de 20 niveles	Mayores de 8,000 kN

Fuente: Reglamento Colombiano Sismo Resistente NSR-10, "Titulo H-Estudios Geotécnicos",
Capítulo H-3, pág. H-9

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Número mínimo de sondeos

El número mínimo de sondeos de exploración deberá efectuarse en el terreno donde se desarrollará el proyecto se definen en la tabla No 8.17.

Tabla No 8.17: Número mínimo de sondeos por cada unidad de construcción
Categoría de la unidad de construcción

Categoría Baja	Categoría Media	Categoría Alta	Categoría Especial
Profundidad Mínima de sondeos: 6 m. Número mínimo de sondeos: 3	Profundidad Mínima de sondeos: 15 m. Número mínimo de sondeos: 4	Profundidad Mínima de sondeos: 25 m. Número mínimo de sondeos: 4	Profundidad Mínima de sondeos: 30 m. Número mínimo de sondeos: 5

Fuente: Reglamento Colombiano Sismo Resistente NSR-10, "Título H-Estudios Geotécnicos",
Capítulo H-3, pág. H-10

Características y distribución de los sondeos

Las características y distribución de los sondeos deben cumplir las siguientes disposiciones además de las ya enunciadas en las tablas No 8.16 y No 8.17.

- a) Los sondeos con recuperación de muestras deben constituir como mínimo el 50% de los sondeos practicados en el estudio definitivo.
- b) En los sondeos con muestreo se deben tomar muestras a cada metro en los primeros 5m de profundidad y a partir de esta profundidad, en cada cambio de material o cada 1.5m de longitud del sondeo.
- c) Al menos el 50% de los sondeos deben quedar ubicados dentro de la proyección sobre el terreno de las construcciones.
- d) Los sondeos practicados dentro del desarrollo del Estudio Preliminar pueden incluirse como parte del estudio definitivo -de acuerdo con esta normativa- siempre y cuando hayan sido ejecutados con la misma calidad y siguiendo las especificaciones dadas.
- e) El número de sondeos ejecutados deben cubrir completamente el área que ocuparía la unidad o unidades de construcción, así también las áreas que no quedarán ocupadas por la estructura o edificación, pero serán afectadas por taludes de cortes u otros tipos de intervención que deban ser considerados para evaluar el comportamiento geotécnico de la estructura y su entorno.

Profundidad de los Sondeos

Por lo menos el 50% de los sondeos debe alcanzar la profundidad dada en la tabla No 8.17, afectando además por los siguientes criterios. La profundidad indicativa se considerará a partir del nivel inferior de excavación para sótanos o cortes de explanación. Cuando se construyan rellenos, dicha profundidad se considerará a partir del nivel del terreno.

Criterios:

CAPITULO III

ANALISIS GEOTECNICO

- I. Profundidad en el que el incremento de esfuerzos vertical causado por la edificación o conjunto de edificaciones, sobre el terreno sea el 10% del esfuerzo vertical en la interface suelos-cimentación.
- II. 1.5 veces el ancho de la losa corrida de cimentación
- III. 2.5 veces el ancho de la zapata de mayor dimensión
- IV. 1.25 veces la longitud del pilote más largo
- V. 2.5 veces el ancho del cabezal de mayor dimensión para grupos de pilotes
- VI. En el caso de excavaciones la profundidad de los sondeos deberá como mínimo 1.5 veces la profundidad de la excavación.
- VII. En caso donde se encuentre roca firme o aglomerados rocosos o capas de suelos asimilables a rocas, a profundidades inferiores a las establecidas, el 50% de los sondeos deberán alcanzar las siguientes penetraciones en material firme, de acuerdo con la categoría de construcción:
 - Categoría Baja: los sondeos pueden suspenderse al llegar a estos materiales.
 - Categoría Media, penetrar un mínimo de 2 metros en dichos materiales, o dos veces el diámetro de los pilotes en éstos apoyados.
 - Categoría Alta y Especial, penetrar un mínimo de 4 metros o 2.5 veces el diámetro de pilotes respectivos, siempre y cuando se verifique la continuidad de la capa o la consistencia adecuada de los materiales.
- VIII. La profundidad indicativa se considerará a partir del nivel inferior de excavación para sótanos o cortes de explanación. Cuando se construyen rellenos, dicha profundidad se considerará a partir del nivel original del terreno.
- IX. En todo caso prevalecerá el concepto del ingeniero geotecnista, quien definirá la exploración necesaria siguiendo los lineamientos ya señalados, y en todos los casos, el 50% de las perforaciones, deberá alcanzar una profundidad por debajo del nivel de apoyo de la cimentación.

Número mínimo de sondeos

Para definir el número de sondeos en un proyecto, se definirán las unidades de construcción de acuerdo con las normas dadas en la tabla No 8.17. En todos los casos el número mínimo de sondeos para un estudio será de tres (3) y para definir el número se debe aplicar el mayor número de sondeos resultantes y el número de unidades de construcción.

Los sondeos realizados en la frontera entre las unidades adyacentes de construcción de un mismo proyecto, se pueden considerar válidos para las dos unidades siempre y cuando domine la mayor profundidad aplicable.

Norma Española

A continuación se abordan criterios para el diseño de la campaña geotécnica correspondiente a edificaciones, pero cabe mencionar que las Normas Españolas abarcan más rubros, como por ejemplo carreteras.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

EDIFICACIONES

La vigente normativa (Real Decreto 1627/1997) define el CTE.DB (Código Técnico de la Edificación, Documento Básico) como el documento a seguir en el proceso constructivo, incluyendo el informe geotécnico SE.C (Seguridad Estructural en Cimentaciones), y por tanto recogiendo la programación de ensayos de investigación geotécnica.

El CTE establece campañas de investigación tomando como unidad la edificación proyectada (cargas en función del número de plantas), la superficie de ocupación y el tipo de terreno previsible. Además considera la experiencia de la zona y reconocimiento del entorno con posibles afecciones sobre el propio proyecto o sobre otras instalaciones cercanas.

La clasificación del tipo de edificación se muestra en la tabla No 8.18.

Tabla No 8.18: Tipo de construcción (CTE)

tipo de construcción	
TIPO	Descripción
C-0	Construcción de menos de 4 plantas y superficie construida inferior a 300 m ² .
C-1	Otras construcciones de menos de 4 plantas.
C-2	Construcciones entre 4 y 10 plantas.
C-3	Construcciones entre 11 y 20 plantas.
C-4	Construcciones de mas de 20 plantas, o conjuntos monumentales o singulares.

Fuente: J. Noriega Rivera (2008), "Técnicas de Investigación del Suelo", Gestión de Calidad AXAN, S.L

La clasificación del tipo de terreno se muestra en la tabla No 8.19.

Tabla No 8.19: Grupo de Terreno (CTE)

Grupo de terreno	
Grupo	Descripción
T-1	Terrenos favorables: a) Terrenos de poca variabilidad litológica y geotécnica b) Práctica habitual de cimentación directa mediante elementos aislados
T-2	Terrenos intermedios: c) Terrenos con cierta variabilidad litológica y geotécnica d) No siempre se recurre a la misma solución de cimentación e) Se presume la presencia de rellenos antrópicos, sin superar los 3,00 m.
T-3	Terrenos Desfavorables: Los que no pueden clasificarse dentro de los grupos anteriores, y especialmente se considerarán los siguientes terrenos: a) Suelos expansivos. b) Suelos colapsables. c) Suelos blandos o sueltos. d) Terrenos karsticos (yesos o calizas) e) T. variables (composición y estado.) f) Rellenos antrópicos (>3,00 m) g) Terrenos de deslizamientos h) Rocas volcánicas o con cavidades i) Terrenos con desnivel > 15° j) Suelos residuales k) Terrenos de marismas.

Fuente: J. Noriega Rivera (2008), "Técnicas de Investigación del Suelo", Gestión de Calidad AXAN, S.L

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

En función del tipo de terreno y el tipo de edificación se definen las distancias máximas entre puntos de reconocimiento, profundidades orientativas, No mínimo de sondeos y porcentaje máximo de sustitución por penetrómetros, tal como se muestra en la tabla No 8.20.

Tabla No 8.20: Distancias máximas entres sondeos, profundidades y No de sondeos

Distancias máximas entre puntos de reconocimientos v profundidades. Número mínimo de sondeos mecánicos y % sustitución por penetrómetros Modificadas por combinación								
GRUPO	T-1				T-2			
TIPO	$d_{m\acute{a}x}$ (m)	N_{min} S	P (m)	% $_{max}$ Pt	$d_{m\acute{a}x}$ (m)	N_{min} S	P (m)	% $_{max}$ Pt
C-0	35	-	6	-	30	1	18	66
C-1	35	1	6	70	30	2	18	50
C-2	30	2	12	70	25	3	25	50
C-3	25	3	14	50	20	3	30	40
C-4	20	3	16	40	17	3	35	30
Leyenda	$d_{m\acute{a}x}$ (m).- Distancia máxima entre puntos de investigación P (m) .- Profundidad orientativa de reconocimiento N_{min} S.- Número mínimo de sondeos % $_{max}$ Pt.- Porcentaje máximo de sustitución por Penetraciones dinámicas continuas							
Condiciones adicionales	a) El mínimo de puntos a reconocer será de 3 b) En la tabla No 8 se establece el número mínimo de sondeos mecánicos y el porcentaje del total de puntos de reconocimiento que pueden sustituirse por pruebas continuas de penetración cuando el numero de sondeos mecánicos exceda el mínimo especificado en dicha tabla. c) En superficies mayores de 10.000 m ² se podrá reducir la campaña hasta un 50% de los obtenidos con la regla anterior sobre el exceso de esa superficie. d) La profundidad planificada debe ser suficiente para alcanzar cotas bajo las cuales no habrá asientos significativos. e) Esa unidad geotécnica resistente, debe comprobarse al menos en 2,00 m, y 0,3 m adicionales por cada planta de edificación. f) En caso de cimentaciones profundas se reconocerán al menos 5 diámetros por debajo de la previsible punta de los pilotes. g) En caso de terrenos del grupo T-3 se intercalarán puntos de reconocimiento en las zonas problemáticas hasta definir las adecuadamente.							

Fuente: J. Noriega Rivera (2008), "Técnicas de Investigación del Suelo", Gestión de Calidad AXAN, S.L

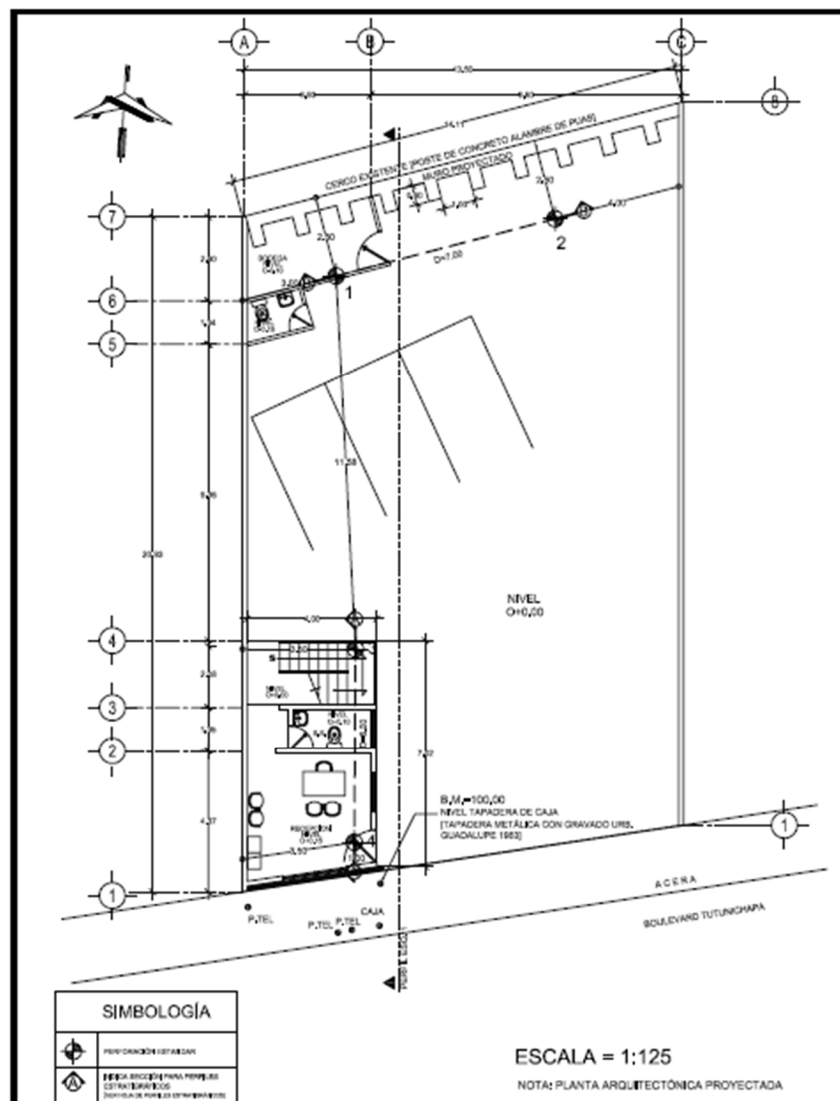
CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

8.5 Ejercicios Resueltos

➤ **Ubicación de sondeos**

En la figura No 8.20 se muestra una edificación la cual constara de dos niveles. Se pide Ubicar los sondeos así como la profundidad de ellos para el esquema que se muestra. En el primer nivel se ubicara la zona de servicio, así como comedor, cocina y área social En el segundo nivel se proyectaran los dormitorios y una pequeña terraza.

Figura No 8.20: Esquema de ubicación



Fuente: L. Mendoza (2014), "Reconocimiento del Terreno", Curso de Cimentaciones T.E.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Solución:

NORMA COLOMBIANA

Se clasifica la categoría de la edificación como baja según la tabla No 8.21, tomando en cuenta que se trata de una vivienda de dos niveles:

Tabla No 8.21: Clasificación de las unidades de construcción

Categoría de la unidad de construcción	Según los niveles de construcción	Según las cargas máximas de servicio en columnas (kN)
Baja	Hasta 3 niveles	Menores de 800 kN
Media	Entre 4 y 10 niveles	Entre 801 y 4,000 kN
Alta	Entre 11 y 20 niveles	Entre 4,001 y 8,000 kN
Especial	Mayor de 20 niveles	Mayores de 8,000 kN

Fuente: Reglamento Colombiano Sismo Resistente NSR-10, "Título H-Estudios Geotécnicos", Capítulo H-3, pág. H-9

La tabla No 8.22 nos ayuda a definir el número mínimo de sondeos y la profundidad según la categoría de la unidad de construcción, en este caso es **Baja**.

Tabla No 8.22: Número mínimo de sondeos por cada unidad de construcción
Categoría de la unidad de construcción

Categoría Baja	Categoría Media	Categoría Alta	Categoría Especial
Profundidad Mínima de sondeos: 6 m. Número mínimo de sondeos: 3	Profundidad Mínima de sondeos: 15 m. Número mínimo de sondeos: 4	Profundidad Mínima de sondeos: 25 m. Número mínimo de sondeos: 4	Profundidad Mínima de sondeos: 30 m. Número mínimo de sondeos: 5

Fuente: Reglamento Colombiano Sismo Resistente NSR-10, "Título H-Estudios Geotécnicos", Capítulo H-3, pág. H-10

La profundidad se considerará a partir del nivel inferior de excavación para sótanos o cortes de explanación. Cuando se construyen rellenos, dicha profundidad se considerará a partir del nivel original del terreno

Según criterios dados por la Norma Colombiana el número mínimo de sondeos debe de ser de 3 a 6m de profundidad pero éste no debe de ser menor a 2.5 veces el ancho de la zapata:

$$2.5 \times 2 = 5 \text{ sondeos}$$

Características y distribución de sondeos

Según esta normativa se debe cumplir:

CAPITULO III

ANALISIS GEOTECNICO

Los sondeos con recuperación de muestras deben constituir como mínimo el 50% de los sondeos practicados en el estudio definitivo.

Las muestras, en tal caso, se toman en cada cambio de material o por cada 1.5 m de longitud del sondeo.

Al menos el 50% de los sondeos deben quedar ubicados dentro de la proyección sobre el terreno de las construcciones.

El número de sondeos finalmente ejecutados para cada proyecto, debe cubrir completamente el área que ocuparan la unidad o unidades de construcción contempladas en cada caso.

Como tres es el número mínimo de sondeos para la estructura se deciden colocar uno en el centro de la estructura y dos en las zapatas más cargadas y se establecen 5 sondeos para lo demás del terreno distribuidos uniformemente esto por la homogeneidad del terreno y ya que hay un muro de contención y esta norma no establece sondeos para estas estructuras se utilizan un sondeo cada 50m de muro, mínimo 2.

NORMA TECNICA DE EL SALVADOR

Métodos de exploración del subsuelo.

El número y espaciamiento de las exploraciones en el subsuelo serán determinados por el diseñador estructural en conjunto con el ingeniero geotecnista conforme a las características propias del lugar y las cargas transmitidas por la estructura al suelo

Profundidad de las perforaciones.

La profundidad mínima de las perforaciones, consideradas a partir de los niveles proyectados de terrazas, será la que se indica a continuación:

Para edificaciones de una planta, 3.0 m.

Para edificaciones de dos plantas, 5.0 m.

En todo caso, el especialista en suelos definirá la profundidad de los sondeos; el mismo especialista podrá decidir el aumentar la profundidad de los mismos dependiendo de las condiciones reales del suelo detectadas durante el proceso de perforación

NORMA TECNICA DE COSTARICA

Se define la magnitud de la obra como **baja**, de la siguiente manera:

(A) Magnitud de la obra:

Baja: construcciones menores de 3 niveles. Incluye residencias, bodegas, canales, urbanizaciones, áreas industriales.

(B) Complejidad geotécnica

A definir por el ingeniero geotecnista que esté a cargo del estudio correspondiente. Se define como **baja**.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Se toma la profundidad de desplante como 1.5 m

Establecidos (A) y (B) se utiliza la tabla No 8.23 para determinar el número de sondeos, el espaciamiento y la profundidad.

Tabla No 8.23: Requisitos mínimos para la exploración de campo

Magnitud de la obra (A)	Complejidad geotécnica (B)		
	Baja	Media	Alta
Baja	N _{min} : 2 E _{max} : 60 m. P _{min} : D _f +2m	N _{min} : 3 E _{max} : 40 m. P _{min} : D _f +3 m	N _{min} : 4 E _{max} : 30 m. P _{min} : D _f +4 m
Media	N _{min} : 2 E _{max} : 50 m. P _{min} : D _f +3 m	N _{min} : 3 E _{max} : 35 m. P _{min} : D _f +3 m	N _{min} : 4 E _{max} : 25 m. P _{min} : D _f +4 m
Alta	N _{min} : 2 E _{max} : 40 m. P _{min} : D _f +4 m	N _{min} : 3 E _{max} : 30 m. P _{min} : D _f +3 m	N _{min} : 4 E _{max} : 20 m. P _{min} : D _f +5 m
Especial	La campaña de exploración de campo depende del proyecto y será definida por el ingeniero Geotecnista		

Fuente: L. Mendoza (2016), "Reconocimiento del Terreno", Curso de Cimentaciones T.E.

$$P_{\text{mín}} = 2 + 1.5 = 3.5$$

N_{mín}: Número mínimo de perforaciones o puntos de exploración

E_{máx}: Espaciamiento máximo entre puntos de sondeos o de exploración

P_{mín}: Profundidad mínima de sondeos en m.

D_f: Profundidad estimada de cimentación, en m.

- Se definen 2 perforaciones donde se encuentra el edificio.
- 4 para lo demás del terreno y en el caso del muro se sigue con este parámetro Muros: 1 sondeo cada 50 m de longitud (mínimo 2 sondeos).

NORMATIVA ESPAÑOLA

La clasificación del tipo de edificación se muestra en la tabla No 8.24.

Tabla No 8.24: Tipo de construcción (CTE)

tipo de construcción	
TIPO	Descripción
C-0	Construcción de menos de 4 plantas y superficie construida inferior a 300 m ² .
C-1	Otras construcciones de menos de 4 plantas.
C-2	Construcciones entre 4 y 10 plantas.
C-3	Construcciones entre 11 y 20 plantas.
C-4	Construcciones de mas de 20 plantas, o conjuntos monumentales o singulares.

Fuente: J. Noriega Rivera (2008), "Técnicas de Investigación del Suelo", Gestión de Calidad AXAN, S.L

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Nuestra construcción es el tipo C-1

La clasificación del tipo de terreno se muestra en la tabla No 8.25

Tabla No 8.25: Grupo de Terreno (CTE)

Grupo de terreno	
Grupo	Descripción
T-1	Terrenos favorables: a) Terrenos de poca variabilidad litológica y geotécnica b) Práctica habitual de cimentación directa mediante elementos aislados
T-2	Terrenos intermedios: c) Terrenos con cierta variabilidad litológica y geotécnica d) No siempre se recurre a la misma solución de cimentación e) Se presume la presencia de rellenos antrópicos, sin superar los 3,00 m.
T-3	Terrenos Desfavorables: Los que no pueden clasificarse dentro de los grupos anteriores, y especialmente se considerarán los siguientes terrenos: a) Suelos expansivos. b) Suelos colapsables. c) Suelos blandos o sueltos. d) Terrenos karsticos (yesos o calizas) e) T. variables (composición y estado.) f) Rellenos antrópicos (>3,00 m) g) Terrenos de deslizamientos h) Rocas volcánicas o con cavidades i) Terrenos con desnivel > 15° j) Suelos residuales k) Terrenos de marismas.

Fuente: J. Noriega Rivera (2008), "Técnicas de Investigación del Suelo", Gestión de Calidad AXAN, S.L

El terreno se clasifica como T-1

La densidad y profundidad de reconocimientos debe permitir una cobertura correcta de la zona a edificar. Para definirlos se tendrá en cuenta el tipo de edificio, la superficie de ocupación en planta y el grupo de terreno.

Con carácter general el mínimo de puntos a reconocer será de tres. En la tabla No 8.26 se recopilan las distancias máximas $d_{m\acute{a}x}$ entre puntos de reconocimiento que no se deben sobrepasar y las profundidades orientativas P bajo el nivel final de la excavación. La profundidad del reconocimiento en cada caso se fijará teniendo en cuenta los lineamientos de este apartado y el corte geotécnico del terreno.

En el caso de que las distancias $d_{m\acute{a}x}$ excedan las dimensiones de la superficie a reconocer, deben disminuirse hasta que se cumpla con el número de puntos mínimos requeridos

En este caso el número de reconocimientos depende del área del terreno pero no debe de ser menor de tres

En base a lo anterior se decide colocar 3 sondeos donde está ubicado el edificio y 4 en lo demás del terreno y para el caso del muro de retención se toma el siguiente parámetro Muros: 1 sondeo cada 50 m de longitud (mínimo 2 sondeos).

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Tabla No 8.26: Grupo de Terreno (CTE)

Distancias máximas entre puntos de reconocimientos v profundidades. Número mínimo de sondeos mecánicos y % sustitución por penetrómetros Modificadas por combinación									
GRUPO	T-1				T-2				
TIPO	$d_{m\acute{a}x}(m)$	N_{min} S	P (m)	$\%_{max}$ Pt	$d_{m\acute{a}x}(m)$	N_{min} S	P (m)	$\%_{max}$ Pt	
C-0	35	-	6	-	30	1	18	66	
C-1	35	1	6	70	30	2	18	50	
C-2	30	2	12	70	25	3	25	50	
C-3	25	3	14	50	20	3	30	40	
C-4	20	3	16	40	17	3	35	30	
Leyenda	$d_{m\acute{a}x}(m)$.- Distancia máxima entre puntos de investigación P (m) .- Profundidad orientativa de reconocimiento N_{min} S.- Número mínimo de sondeos $\%_{max}$ Pt.- Porcentaje máximo de sustitución por Penetraciones dinámicas continuas								
Condiciones adicionales	a) El mínimo de puntos a reconocer será de 3 b) En la tabla No 8 se establece el número mínimo de sondeos mecánicos y el porcentaje del total de puntos de reconocimiento que pueden sustituirse por pruebas continuas de penetración cuando el numero de sondeos mecánicos exceda el mínimo especificado en dicha tabla. c) En superficies mayores de 10.000 m ² se podrá reducir la campaña hasta un 50% de los obtenidos con la regla anterior sobre el exceso de esa superficie. d) La profundidad planificada debe ser suficiente para alcanzar cotas bajo las cuales no habrá asientos significativos. e) Esa unidad geotécnica resistente, debe comprobarse al menos en 2,00 m, y 0,3 m adicionales por cada planta de edificación. f) En caso de cimentaciones profundas se reconocerán al menos 5 diámetros por debajo de la previsible punta de los pilotes. g) En caso de terrenos del grupo T-3 se intercalarán puntos de reconocimiento en las zonas problemáticas hasta definir las adecuadamente.								

Fuente: J. Noriega Rivera (2008), "Técnicas de Investigación del Suelo", Gestión de Calidad AXAN, S.L

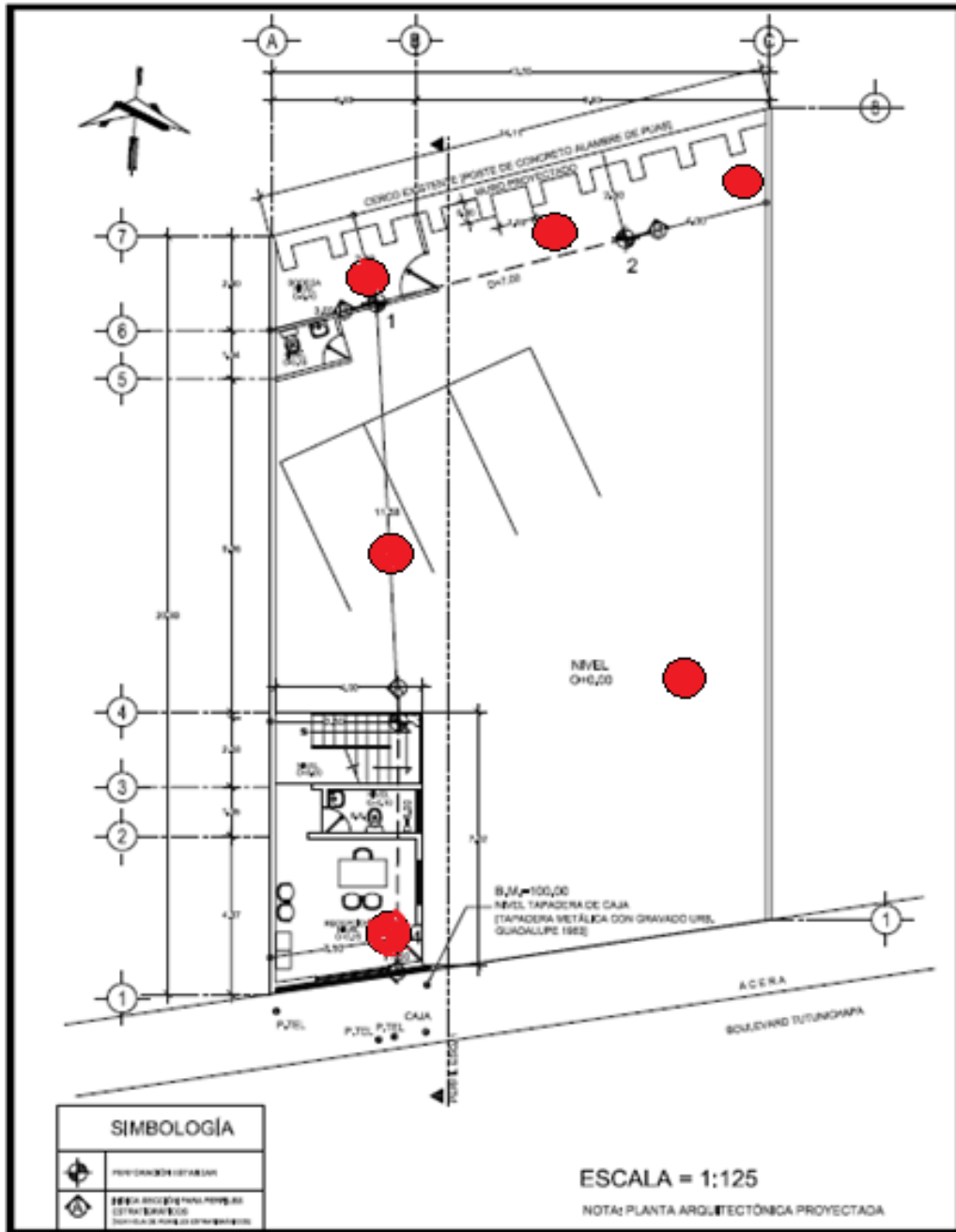
UBICACIÓN DE LOS SONDEOS:

Se establecen varios criterios para establecer los sondeos en una estructura en base a varias normativas de varios países pero los presentados en el esquema de la figura No 8.21 es en base a lo establecido en la norma colombiana:

Como tres es el número mínimo de sondeos para la estructura se deciden colocar uno en el centro de la estructura y dos en las zapatas más cargadas y se establecen 5 sondeos para lo demás del terreno distribuidos uniformemente esto por la homogeneidad del terreno y ya que hay un muro de contención y esta norma no establece sondeos para estas estructuras se utilizan un sondeo cada 50m de muro mínimo 2.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Figura No 8.21: Ubicación en planta de sondeos



Fuente: L. Mendoza, "Estudios de Suelos", Curso de Cimentaciones T.E.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

8.6 Ejercicios Propuestos

1. En el plano topográfico que se muestra (ver figura No 8.22), se pretende proyectar una edificación que tendrá un área de construcción aproximada de 1000 m², la edificación constara de tres módulos, uno de un nivel, otro de dos y un elemento central de cuatro niveles (ver figura No 2). Se le solicita planifique la campaña geotécnica, considere como antecedentes que la edificación estará ubicada en la cordillera del bálsamo, cerca de Santa Elena.

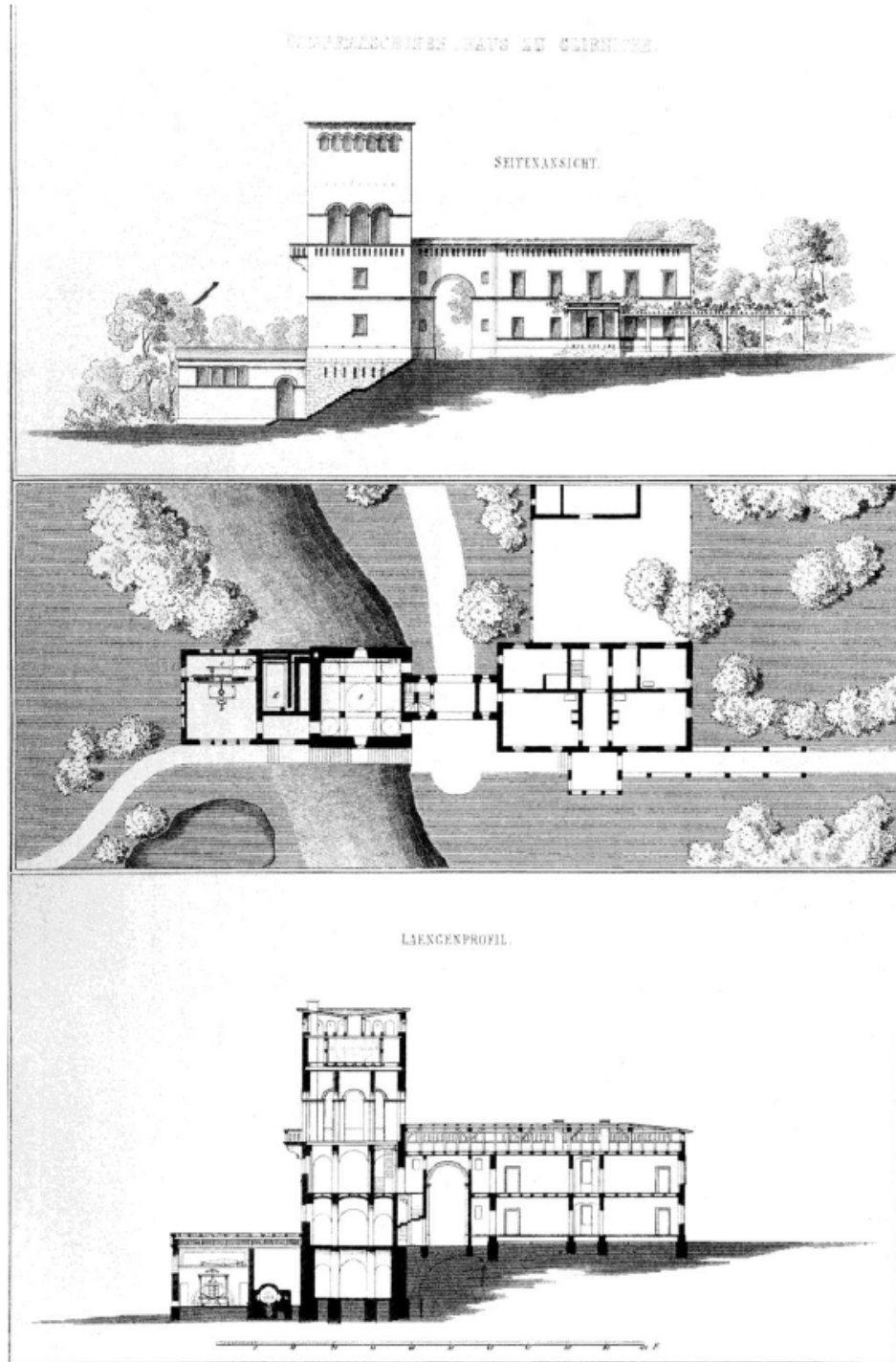
Figura No 8.22: Plano de ubicación



Fuente: L. Mendoza, "Estudios de Suelos", Curso de Cimentaciones T.E.

CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

Figura No 8.23: Planta y elevación

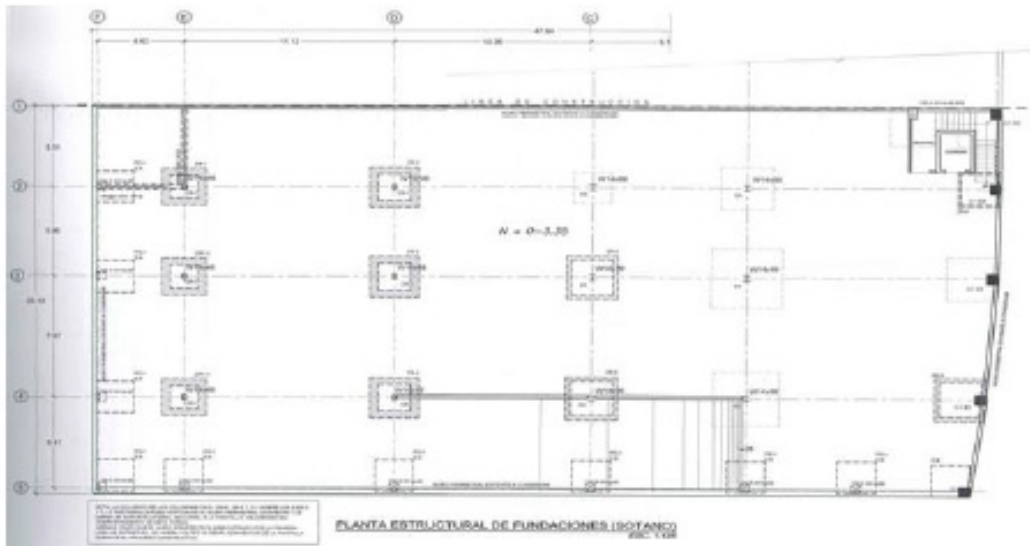


Fuente: L. Mendoza, "Estudios de Suelos", Curso de Cimentaciones T.E.

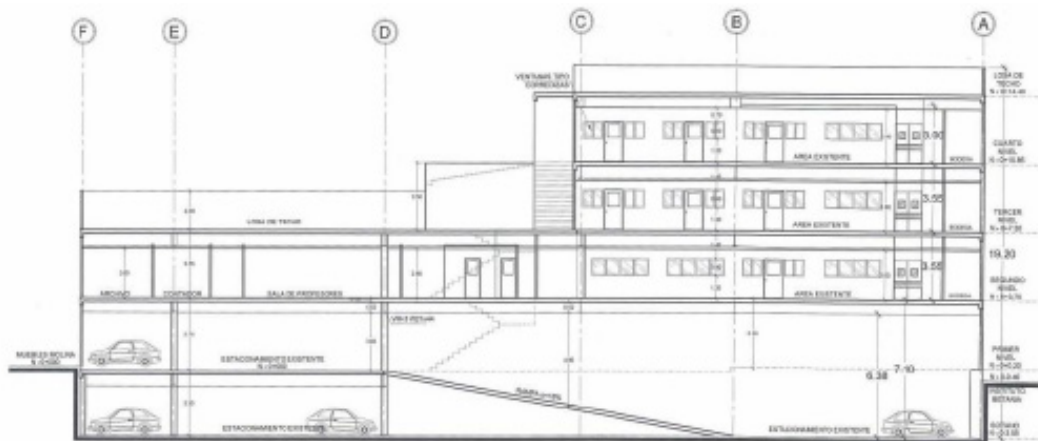
CAPITULO III
ANALISIS GEOTECNICO

2. En el plano que se muestra en la figura No 8.24, se detalla la ubicación de un proyecto de oficinas (Santa Tecla, considerando que el terreno está ubicado en un lugar plano. Se le solicita planifique la campaña geotécnica, es decir, número de sondeos, ubicación y la profundidad de estos.

Figura No 8.24: Planta y elevación de la edificación



Planta de fundaciones



Sección longitudinal

Fuente: L. Mendoza, "Estudios de Suelos", Curso de Cimentaciones T.E.

3. Haciendo uso de un estudio de suelos, se le solicita al lector elabore una revisión del contenido del mismo, para corroborar si se cumple con la información mínima requerida.

CAPITULO IV

CIMENTACIONES

UNIDAD 1: GENERALIDADES DE LAS CIMENTACIONES

1.1 Introducción

Las Cimentaciones son las bases que sirven de sustentación de cualquier estructura; se calculan y proyectan teniendo en consideración varios factores tales como la composición y resistencia del terreno, las cargas propias del edificio y otras cargas incidentes (sobrecargas).

Para la selección del tipo de cimentación se consideran aspectos tales como: profundidad del estrato resistente, nivel freático y sus variaciones, capacidad de asentamiento de los estratos, entre otros.

Los cimientos tienen la función de transmitir en forma repartida las cargas del edificio al terreno donde se asienta. La estructura proporciona esfuerzos, de compresión o tensión hasta las bases, y se deben distribuir en forma uniforme para que no originen tensiones mayores de la que puede soportar.

Por esta razón el coeficiente de seguridad que se aplica, debe considerar probables diferencias en la predeterminación de su capacidad de carga.

Cuando se habla de cimentaciones se habla también de la parte más importante de una construcción y para la cual no debe ahorrarse ni materiales ni cuidados, puesto que su deficiencia puede generar asentamientos por falta de capacidad de carga al recibir una carga superior a su capacidad resistente. Es un grave error reducir, por economía, las dimensiones, calidad y proporciones de los materiales a emplear en las fundaciones por cuanto será muy costoso pretender subsanar los defectos originados por estas deficiencias, lo cual no se logrará sin recurrir al refuerzo de los cimientos construidos defectuosamente, con el consiguiente incremento del costo original de la estructura.

1.2 Definición de cimentación

La cimentación es aquella estructura que se encarga de transmitir las cargas al terreno, distribuyéndolas de forma que la presión admisible no debe ser superada en cada parte de la edificación y no produzca cargas concentradas, teniendo en cuenta las características del suelo, se va a elegir el tipo de cimentación a desarrollar. Transmiten las fuerzas originadas por el peso propio de la estructura y sobrecargas que posteriormente actuarán sobre esta, resiste todas las cargas puntuales y las apoya en el terreno con firmeza, mediante compresión vertical. También podemos decir que es el soporte de la vivienda, y la causante del equilibrio. Debe de ser construida fijando el peso de las cargas vivas y muertas, para que pueda ser duradera.

Al ser la cimentación el elemento de mayor importancia en una estructura, se dice que las cimentaciones forman parte no sólo de una rama de la ingeniería, sino de una ingeniería como tal, es por ello que se introduce el término de ingeniería de cimentaciones.

1.2.1 Ingeniería de Cimentaciones

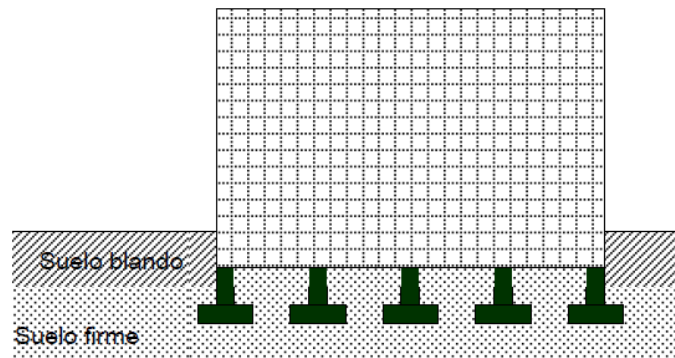
La ingeniería de cimentaciones trata sobre la evaluación de la capacidad de carga del sistema suelo-cimiento, de las deformaciones que experimenta la cimentación y de los procedimientos constructivos necesarios para su realización.

Es el arte de elegir, proyectar y construir los elementos que transmiten el peso de una estructura a las capas inferiores del suelo o de roca. El arte de la cimentación tuvo su origen en la antigüedad, apareció al acumularse la experiencia, pero sin ayuda de la ciencia, hasta que aproximadamente en 1920, ya había alcanzado un grado considerable de perfeccionamiento. Sin embargo, ocasionalmente, fallas inexplicables indicaban que no se entendían correctamente.

Prácticamente todas las estructuras de ingeniería civil, edificios, puentes, carreteras, túneles, muros, torres, canales o presas, deben cimentarse sobre la superficie de la tierra o dentro de ella. Para que una estructura se comporte bien debe tener una cimentación adecuada.

Cuando el terreno firme está próximo a la superficie, una forma variable de transmitir al terreno las cargas concentradas de los muros o columnas de un edificio es mediante Zapatas (ver figura No 1.1).

Figura No 1.1: Cimentaciones Superficiales



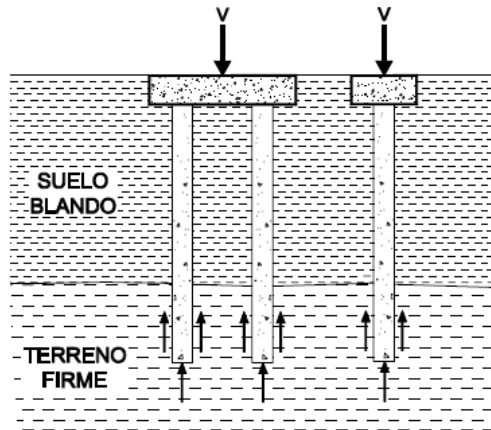
Fuente: L. Mendoza (2015), "Introducción a las Cimentaciones",
Universidad de El Salvador

Cuando el terreno firme no está próximo a la superficie, un sistema habitual para transmitir el peso de una estructura al terreno es mediante elementos verticales como pilotes, cajones y pilas, (Ver figura No 1.2). Estos términos no tienen una clara definición que los distinga unos de otros. En general los cajones y pilas son de mayor diámetro que los pilotes y requieren una técnica particular de excavación, mientras que los pilotes se suelen hincar por golpeo. El peso del edificio se transmite a través del suelo blando hasta una base firme que está debajo, sin que prácticamente ninguna parte de la carga del edificio descansa sobre el terreno blando.

CAPITULO IV

CIMENTACIONES

Figura No 1.2: Cimentaciones Profundas



Fuente: <http://docplayer.es/7628582-Cimentaciones-profundas.html>

Importancia de las Cimentaciones

Prácticamente todas las estructuras de ingeniería civil, edificios, puentes, carreteras, túneles, muros, torres, canales o presas, deben cimentarse sobre la superficie de la tierra o dentro de ella. Para que una estructura se comporte bien debe tener una cimentación adecuada, por lo que esta debe cumplir con los siguientes objetivos:

- Transmitir al terreno las cargas estáticas.
- Transmitir las cargas dinámicas.
- Dimensiones ajustadas a la capacidad de resistencia del suelo en el tiempo.
- Que los asentamientos no superen los límites admisibles.
- Prevenir los asentamientos por sobreconsolidación.
- Prevenir la licuefacción del suelo en caso de sismos.
- Trabajar en conjunto, limitando los desplazamientos diferenciales, horizontales y verticales, entre los apoyos

1.3 Factores a considerar en una cimentación

El tipo de cimentación más adecuado para una estructura dada, depende de varios factores, como su función, las cargas que debe soportar, las condiciones del subsuelo y el costo de la cimentación comparada con el costo de la superestructura. Puede ser que sea necesario hacer otras consideraciones, pero las anteriores son las principales.

Al elegir el tipo de cimentación, el ingeniero debe dar los siguientes 5 pasos sucesivos:

1. Obtener cuando menos, información aproximada con respecto a la naturaleza de la superestructura y de las cargas que se van a transmitir a las cimentaciones.
2. Determinar las condiciones del subsuelo en forma general.

CAPITULO IV

CIMENTACIONES

3. Considerar brevemente cada uno de los tipos acostumbrados de cimentación, para juzgar si pueden construirse en las condiciones prevalecientes; si serían capaces, de soportar las cargas necesarias, y así pudieran experimentar asentamientos perjudiciales. En esta etapa preliminar se eliminan los tipos evidentemente inadecuados.
4. Hacer estudios más detallados y aun anteproyectos de las alternativas más prometedoras. Para hacer estos estudios puede ser necesario tener información adicional con respecto a las cargas y condiciones del subsuelo y generalmente, deberán extenderse lo suficiente para determinar el tamaño aproximado de la zapata o pilas, o la longitud aproximada y número de pilotes necesarios. También puede ser necesario hacer estimaciones más refinadas de los asentamientos, para predecir el comportamiento de la estructura.
5. Preparar una estimación del costo de cada alternativa viable de cimentación, y elegir el tipo que represente la transacción más aceptable entre el funcionamiento y el costo.

Otros aspectos importantes son:

- Debe tener un factor de seguridad razonable contra una falla por resistencia al corte.
- Los asentamientos totales y diferenciales bajo las cargas de trabajo no deben exceder los límites permisibles de la estructura que se trate, con los cuales fue diseñada la cimentación.
- En algunos casos es importante la localización, la cual debe ser tal que evite cualquier influencia futura que pudiera afectar el comportamiento de una cimentación, y por lo tanto, de la estructura que sostiene. Un ejemplo es un puente localizado en la curva de un cauce donde existe socavación lateral.
- La cimentación de estructuras hidráulicas, tales como presas, diques, bordos y canales, debe satisfacer un requisito más que es el de permeabilidad.

1.4 Factores que determinan el tipo de cimentación

En general, los factores que influyen en la correcta selección de una cimentación dada pueden agruparse en tres clases principales:

1. Los relativos a la superestructura, que engloban su función, cargas que transmiten al suelo, materiales que la constituyen, etc.
2. Los relativos al suelo, que se refiere a sus propiedades mecánicas, especialmente a su resistencia y compresibilidad, a sus condiciones hidráulicas, etc.
3. Los factores económicos, que deben balancear el costo de la cimentación (subestructura) en comparación con la importancia y el costo de la superestructura (estructura principal).

De hecho, el balance de los factores anteriores puede hacer que diferentes proyectistas de experiencia lleguen a soluciones ligeramente distintas para una cimentación dada, pues, el problema carece de solución única por faltar un criterio "exacto" para efectuar tal balance, que siempre tendrá una parte de apreciación personal.

CAPITULO IV

CIMENTACIONES

En general puede decirse que un balance meditado de los factores anteriores permite en un análisis preliminar, a un proyectista con experiencia, eliminar todos aquellos tipos de cimentación inadecuados, quedando sólo algunos que deberán ser estudiados con mayor detenimiento, que satisfagan todos los requisitos desde el punto de vista estructural, de suelos, económicos, etc.

Debe observarse que al balancear los criterios anteriores, debe estudiarse no sólo la necesidad de proyectar una cimentación que se sostenga en el suelo disponible sin falla o colapso, sino también que no sufra durante su vida asentamientos ni expansiones que interfieran con la función de la estructura.

1.5 Parámetros necesarios para determinar el tipo de cimentación

Uno de los requisitos ineludibles para determinar el tipo de cimentación es la determinación de las características del terreno, las que son fundamentales a la hora de la elección de la cimentación, y los que se obtienen de un adecuado estudio de suelos en el lugar.

La influencia del tipo de edificio a ejecutar también es otro factor importante en la selección de la cimentación.

Las características más importantes de los edificios al elegir el tipo de cimentación pueden ser:

- a) Existencia de sótanos
- a) Edificios ligeros de poca altura: se usará cimentación superficial
- b) Edificios de poca altura: losas, pilotaje
- c) Edificios de gran altura: Cimentaciones profundas o losas de cimentación

Antes de la selección de la cimentación, y como parte previa a la redacción del proyecto, debe realizarse un estudio geotécnico del terreno que en sus conclusiones debe recomendar los tipos de cimentaciones más adecuados.

1.6 Clasificación de las Cimentaciones

Una primera clasificación divide las cimentaciones en dos grupos:

- Superficiales: cuando el nivel de cimentación es inferior a cuatro veces la dimensión menor del cimientto.
- Profundas: cuando el nivel es superior diez veces la dimensión menor.

1.6.1 Cimentaciones Superficiales

Cuando a nivel de la zona inferior de la estructura, el terreno presenta características adecuadas desde los puntos de vista técnico y económico para cimentar sobre él, la cimentación se denominará superficial o directa.

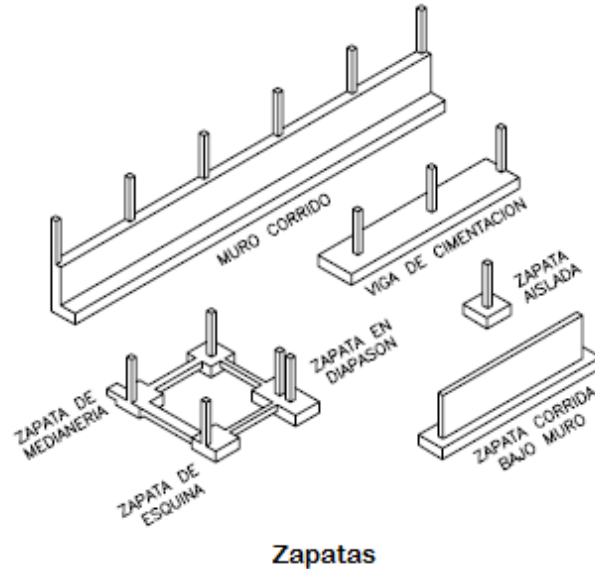
Los tipos más frecuentes de cimentaciones superficiales son:

- Zapatas aisladas
- Zapatas corridas
- Losas de cimentación

CAPITULO IV CIMENTACIONES

La figura No 1.3 muestra los tipos más comunes de cimentación superficial y las distintas combinaciones.

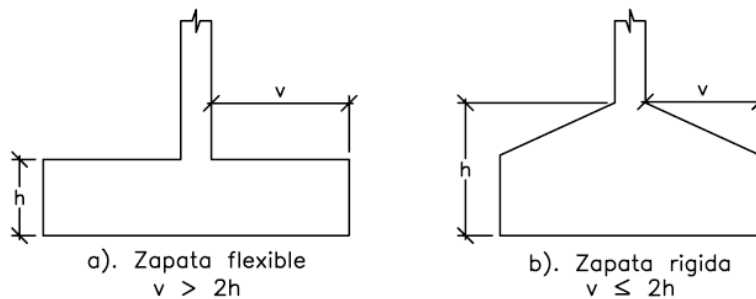
Figura No 1.3: Tipos de cimentaciones Superficiales



Fuente: <http://www.ingenieriarural.com/Hormigon/Temas/Cimentaciones2011.pdf>

Es también interesante la clasificación de las zapatas, según la relación entre sus dimensiones, en rígidas y flexibles, ver figura No 1.4.

Figura No 1.4: Clasificación según dimensiones



Fuente: <http://www.ingenieriarural.com/Hormigon/Temas/Cimentaciones2011.pdf>

CAPITULO IV

CIMENTACIONES

Zapatas aisladas

Son elementos estructurales, generalmente cuadrados o rectangulares y más raramente circulares, que se construyen bajo columnas con el objeto de transmitir las cargas de éstas al terreno en una mayor área, para lograr una presión apropiada, ver figura No 1.5.

En ocasiones las zapatas aisladas soportan más de una columna tal es el caso de las zapatas en diapasón (ver figura No 1.3), aparece en edificios con junta de dilatación y en este caso. La zapata no necesita junta pues al estar empotrada en el terreno no se ve afectada por los cambios térmicos, en este caso la zapata se calcula como si sobre ella solo recayese un único par.

Figura No 1.5: Zapata aislada



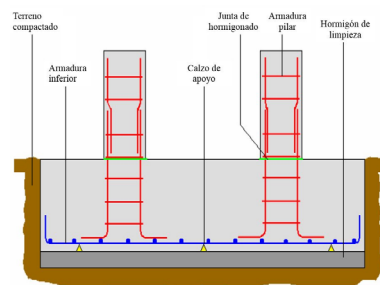
Fuente: <http://www.ingenieriarural.com/Hormigon/Temas/Cimentaciones2011.pdf>

Zapatas combinadas

Es un elemento que sirve de cimentación para dos columnas (ver figura No 1.6). En principio las zapatas aisladas sacan provecho de que diferentes columnas tienen diferentes momentos flectores. Si estos se combinan en un único elemento de cimentación, el resultado puede ser un elemento más estabilizado y sometido a un menor momento resultante.

Se opta por esta solución cuando se tienen dos columnas muy juntas y al calcular el área necesaria de zapata para suplir los esfuerzos admisibles sobre el suelo nos da que sus áreas se montan.

Figura No 1.6: Zapata Combinada



Fuente: <http://www.cuevadelcivil.com/2016/03/cimentaciones-zapatas-fundaciones.html>

Zapatas Corridas

Son elementos análogos a las zapatas aisladas, en los que la longitud supera por mucho el ancho. Soportan varias columnas o muros y pueden ser de concreto reforzado y mampostería en el caso de cimientos que transmiten cargas no muy grandes. La zapata corrida es una forma evolucionada de la zapata aislada, en el caso que el suelo ofrezca una resistencia baja y sean necesarias contar con mayores áreas de repartición o en el caso en que deban transmitir al suelo grandes cargas, ver figura No 1.7. Según el Código Técnico de la Edificación CTE de España, son aquellas zapatas que recogen más de tres columnas. Las considera así distintas a las zapatas combinadas, que son aquellas que recogen dos columnas.

CAPITULO IV

CIMENTACIONES

Figura No 1.7: Zapata Corrida



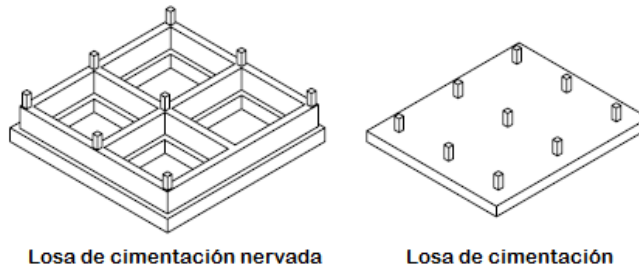
Fuente: <http://www.cuevadelcivil.com/2016/03/cimentaciones-zapatras-fundaciones.html>

Losa de Cimentación

Son empleadas cuando la resistencia del terreno sea muy baja o las cargas sean muy altas y las áreas requeridas para apoyo de la cimentación deban aumentarse, ver figura No 1.8.

Como criterio general cuando la suma de las áreas de las zapatas proyectadas supera el 50% del área total entonces es necesario el empleo de losas de cimentación.

Figura No 1.8: Losas de cimentación



Fuente: <http://www.ingenieriarural.com/Hormigon/Temas/Cimentaciones2011.pdf>

1.6.2 Cimentaciones Profundas

Cuando las cargas transmitidas por el edificio no se pueden distribuir adecuadamente en una cimentación superficial excediendo la capacidad resistente del suelo. También puede ocurrir que los estratos inmediatos a los cimientos produzcan asentamientos imprevistos y que el suelo resistente esté a cierta profundidad, entonces es necesario hacer uso de cimentaciones profundas.

Además se requiere su uso cuando:

CAPITULO IV

CIMENTACIONES

- El terreno firme para cimentar se encuentra a mucha profundidad, (más de 5 m).
- El terreno está sometido a grandes variaciones de volumen, debido a hinchamientos y retracciones producidos por la presencia de arcillas expansivas.
- La edificación está situada sobre agua o con la capa freática muy cerca del nivel de suelo.
- Los cimientos están sometidos a esfuerzos de tensión.
- Se necesita resistir cargas inclinadas; como en los muros de contención de los muelles.
- Se deben recalzar cimientos existentes.

Funciones y uso de pilotes

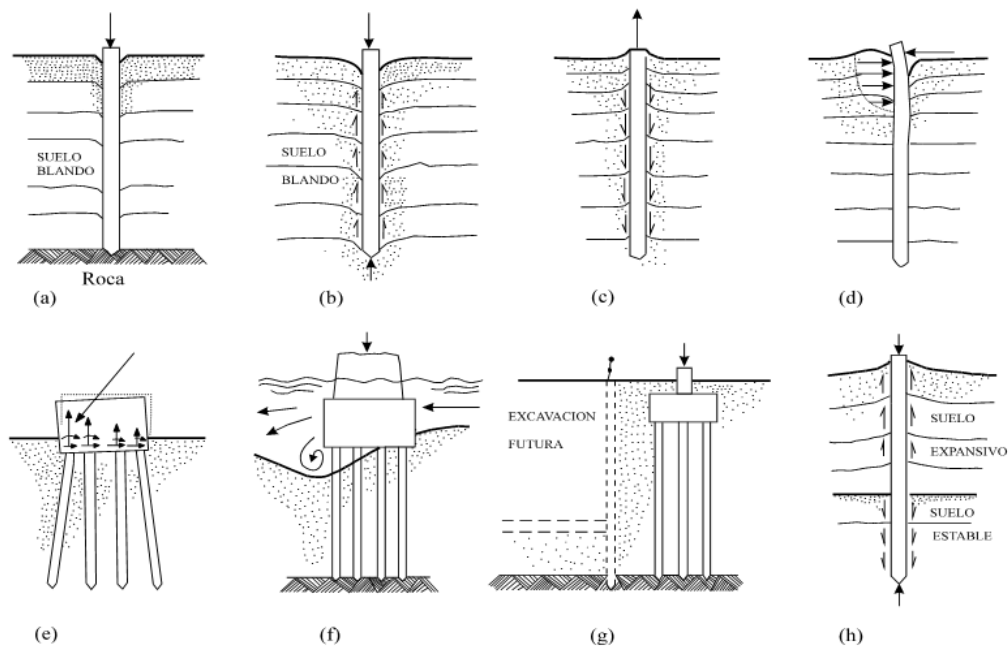
El pilote es un elemento estructural que forma parte de la infraestructura de la edificación, cuyas funciones principales son las siguientes:

- a) Transferir cargas de la superestructura y del resto de la infraestructura a través de estratos débiles o compresibles, a través del agua o aire, hasta estratos inferiores con la suficiente capacidad de carga como para soportar la estructura, comportándose el pilote como una extensión de columna o pilar. Estos estratos inferiores pueden ser rocas, arcillas duras o suelos de baja compresibilidad. Al pilote que reposa sobre estos estratos se le denomina "pilote de punta" (Figura No 1.9a).
- b) Transferir o repartir la carga sobre un suelo relativamente suelto a través de la fricción de superficie entre el pilote y el suelo. Este tipo de pilote se le denomina "pilote de fricción" y a su vez se puede subdividir, según Terzaghi, en pilotes de fricción en suelos de grano grueso muy permeable y pilote de fricción en suelos de grano fino o de baja permeabilidad. En la naturaleza es difícil encontrar estratos de suelos homogéneos, por lo que no existe un límite real entre estas categorías (Figura No 1.9b).
- c) En situaciones donde el suelo alrededor de un pilote lo mueve hacia abajo, a esto se le denomina "fricción negativa", esta fricción tiende a hundir el pilote y si éste no puede penetrar más, en la punta del pilote se generará una presión concentrada. Este caso se puede presentar cuando se hinca un pilote en un estrato blando en cuya superficie se coloca un relleno que consolide el terreno, entonces éste al consolidarse generará en las caras del pilote unas fuerzas de fricción hacia abajo que se denominan fricción negativa (Figura 1.9c).
- d) Proporcionar anclaje a estructuras sujetas a subpresiones, momentos de volteo o cualquier efecto que trate de levantar la estructura. Las fuerzas horizontales se resisten por pilotes en flexión (Figura 6d) o por grupos de pilotes verticales e inclinados que actúan como un sistema estructural, combinando las resistencias axiales y laterales de todo el grupo (Figura 1.9e).
- e) Alcanzar con la cimentación profundidades que no estén sujetas a erosión, socavaciones u otros efectos (Figura 1.9f).
- f) Para evitar los daños que puede producir una futura excavación a la cimentación de una edificación adyacente; en este caso el pilote lleva la carga de la cimentación debajo del nivel de excavación esperado (Figura 1.9g).

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

- g) En áreas de suelos expansivos o colapsables, para asegurar que los movimientos estacionales no sucederán. (Figura 1.9h).
- h) Proteger estructuras marinas como muelles, atracaderos, contra impactos de barcos u objetos flotantes.
- i) Soportar muros de contención, contrafuertes o cimentaciones de máquinas.
- j) Compactar el suelo.

Figura No 1.9: Usos de las cimentaciones profundas



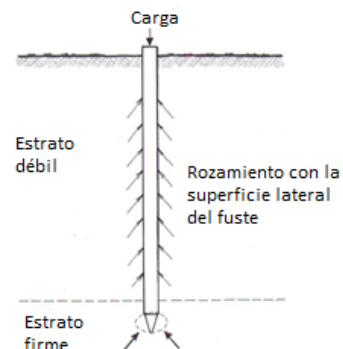
Fuente: L. Mendoza (2016), "Cimentaciones Profundas", curso de Cimentaciones T.E.

Tipos de Cimentaciones Profundas

Pilotes

Son elementos esbeltos, con dimensiones transversales de orden comprendido entre 0.30 m y 0.60 m. Se emplean para transmitir las cargas de la superestructura y peso propio a través de estratos de suelo de baja capacidad de carga hasta suelos más profundos o estratos de rocas que posean la resistencia requerida, ver figura No 1.10

Figura No 1.10: Pilotes



Fuente: <http://ingecivilcusco.blogspot.com/2009/06/pilotes.html>

Pilas

Las pilas son elementos de cimentación profunda con secciones comprendidas entre 0.60m hasta 3.0m, trabajando por punta y fricción en el fuste, también transmiten al subsuelo las cargas provenientes de una estructura y de la misma cimentación con el propósito de lograr la estabilidad del conjunto, ver figura No 1.11.

Figura No 1.11: Pilas



Fuente: <http://www.adifaltavelocidad.es>

Existen las pilas que se diseñan con secciones rectangulares u oblongas de 0.6m x 2.5m, o bien de 0.8m x 2.0m; uniendo estas secciones se pueden obtener pilas con sección "T" y "H", que ofrecen una mayor capacidad de carga y momento de inercia, su uso se extiende en la construcción de puentes.

Cuando se requiere que el área de contacto con el estrato resistente sea mayor a la base de la pila, ésta puede ampliarse hasta un diámetro no mayor de tres veces al fuste; asimismo el ángulo que se forma con respecto a la horizontal en la

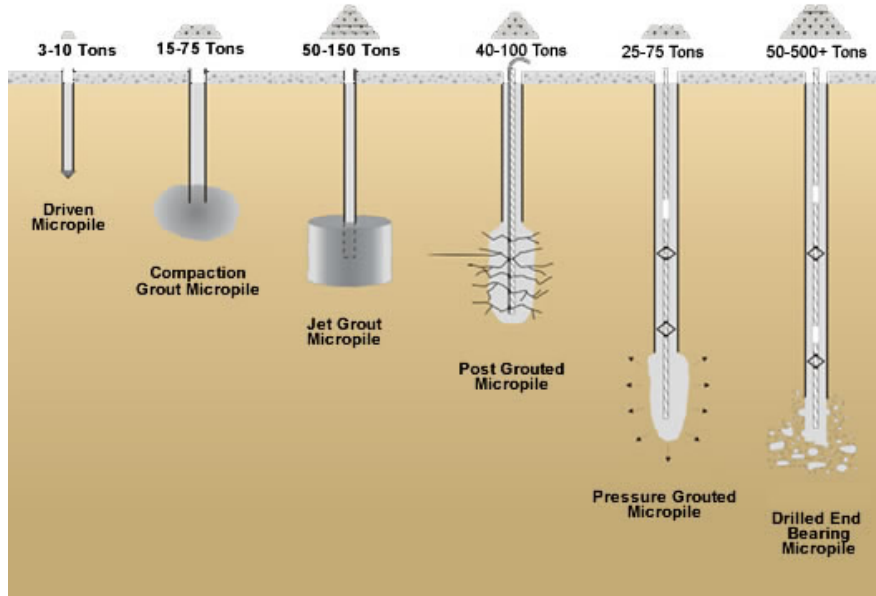
transición de cambio de área no deberá ser menor de 60°. La ampliación de la base de las pilas no debe permitirse bajo el nivel de agua freática, ya que no es posible detectar si su geometría real está dentro de las especificaciones requeridas.

Micropilotes

Los elementos cuyos diámetros están comprendidos entre 0.15 y menores de 0.30 m se denominan micropilotes. Los de más frecuente aplicación en el recalce de estructuras son los de diámetro 0.22 m. Se define como un pilote de pequeño diámetro, que transmite la carga de una estructura a estratos de suelos más profundos, principalmente por fricción de su fuste con el suelo y en menor medida por su punta, con asentamientos prácticamente nulos. En la figura No 1.12 se muestra las diferentes modalidades de micropilotes.

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Figura No 1.12: Micropilotes



Fuente: <http://www.keller.com.mx/imgs/servicios/soporte%20estructural/micropilotes/2766.jpg>

UNIDAD 2: MUROS DE RETENCION

2.1 Introducción

Cuando el hombre trata de insertar sus obras en el terreno es habitual que se encuentre con el problema de establecer dos niveles geométricos de servicio a distinta cota, aunque inmediatamente próximos. Para conseguir este desnivel en el terreno puede acudir a establecer una transición más o menos suave, mediante un talud, o puede llevarse a cabo mediante un cambio muy brusco, lo más parecido posible a discontinuidades en vertical. Esta segunda solución, a menudo, es obligada por la pérdida de espacio que el talud supone o por condiciones de seguridad respecto a obras situadas en el nivel de cota superior.

En el ámbito urbano es claro que la segunda solución se impone, por razones de funcionalidad y economía, al excavar sótanos, aparcamientos subterráneos, etc.

Sin embargo, el terreno superficial no suele tener, en muchas ocasiones, resistencia suficiente como para soportar un talud vertical; por lo que es necesario insertar en esa transición -entre los dos niveles de servicio- una obra de fábrica que, en condiciones debidas, ayude a asegurar el cambio de cota. Ello lleva a la utilización de estructuras de contención, cuya misión es soportar adecuadamente las acciones provenientes del terreno – y del exterior-, motivadas por el hecho de que el suelo no tiene entidad propia para facilitar el cambio de nivel tan bruscamente como se desea.

2.2 Generalidades

Definición

Un muro de contención es una estructura diseñada con el fin de soportar una determinada altura de corte o de relleno en una vía en los casos en que, por no disponerse de espacio suficiente, no es posible construir los cortes o terraplenes en referencia con el talud que les permita una estabilidad suficiente. Estos casos también incluyen los cruces de vías a diferente nivel.

Función y usos

La estructura de contención ha de ser proyectada para:

- Soportar los empujes del terreno y cargas exteriores, pudiendo ser posible pasar de un nivel a otro, asegurando la integridad de las construcciones del nivel inferior.
- Transmitir a las zonas de terreno situadas por debajo del nivel de servicio más bajo – o de excavaciones, en su caso- las acciones anteriores en unas condiciones aceptables para el propio terreno.
- Lograr mayor espacio disponible que el que se obtendría con el talud natural del terreno. Se usa en proyectos de caminos y líneas férreas, como estribos de puentes, para almacenamiento de materiales granulares, como muros de retención para agua o suelo, como muro separador en la transición entre dos secciones de presa, como guarda nivel, etc.

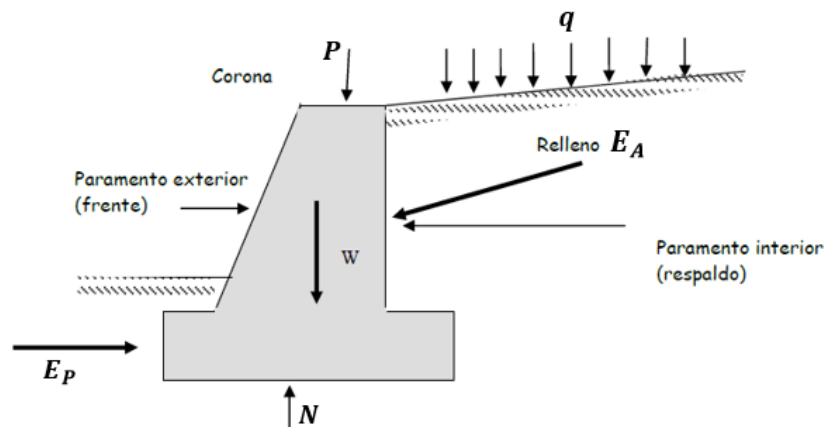
CAPITULO IV CIMENTACIONES

La estructura de contención, por lo tanto, estará sometida en su trasdós a los empujes del terreno que sostiene, E_A , a posibles fuerzas exteriores, P , q y a su propio peso, W , conjunto de acciones que han de ser soportadas, y transmitidas, al terreno situado al pie y en la base del muro (ver figura No 2.1).

Dado que la estructura de contención está sometida a unas acciones importantes y que se apoya en un material relativamente blando- el suelo- experimentara una serie de movimientos, por lo que puede movilizarse una cierta reacción del terreno en su parte delantera E_p . Por otro lado la base de la estructura recibirá la reacción del terreno en que se apoya N , por lo que el conjunto de fuerzas a las que se verá sometida la estructura, se muestra en la figura No 2.1.

El cálculo de las fuerzas de empuje incidentes en la estabilidad del muro, se explicó previamente en la unidad No 5, del capítulo III.

Figura No 2.1: Sección de Muro, elementos principales y fuerzas actuantes



Fuente: L. Mendoza (2015), "Muros de Retención", curso Cimentaciones T.E.

2.2 Tipos de muros de retención

En primer lugar deben distinguirse dos tipos de estructuras de contención:

Rígidas: son aquellas que sus dimensiones, materiales y constitución morfológica, cumplen su función sin cambiar de forma, al experimentar las acciones ya enumeradas. Ello implica que sus movimientos serán prácticamente de giro y desplazamiento del conjunto, sin que aparezcan deformaciones apreciables de flexión o acortamiento. Pertenecen a este grupo la mayoría de los tradicionalmente llamados Muros.

Tipología de muros rígidos (ver figura No 2.2):

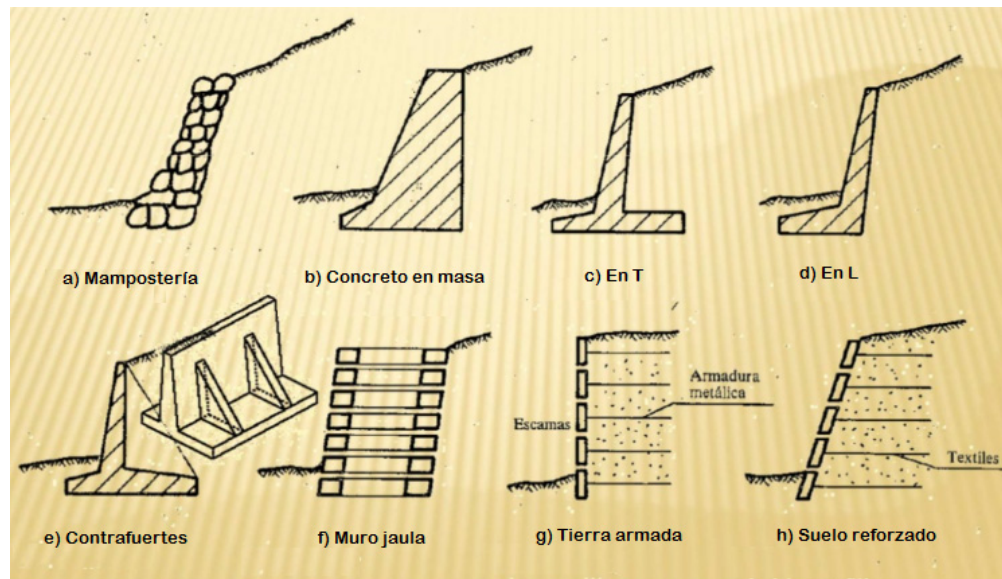
- a) Muros de mampostería
- b) Muros de concreto
 - En masa o de gravedad

CAPITULO IV

CIMENTACIONES

- Armado: En voladizo (L, T invertida), de contrafuertes, aligerados, etc.
- c) Mixtos:
- Muros jaula o criba
 - Tierra Armada
 - Suelos reforzados

Figura No 2.2: Tipos de muros de retención



Fuente: <https://es.slideshare.net/AlejandroCarlosGarcia/unidad-n-5-entibaciones2014>

Flexibles: son aquellas en que sus dimensiones y morfología cumplen su función experimentando deformaciones apreciables de flexión. Pertenecen a este grupo las tablestacas y las pantallas continuas de concreto armado.

También cabe añadir, a estas definiciones que en las estructuras rígidas los posibles cambios de forma (aunque no apreciables) no influyen en la magnitud o distribución de los empujes del terreno, sin embargo, en las flexibles los cambios de forma pueden influir claramente en la distribución y magnitud de dichos empujes.

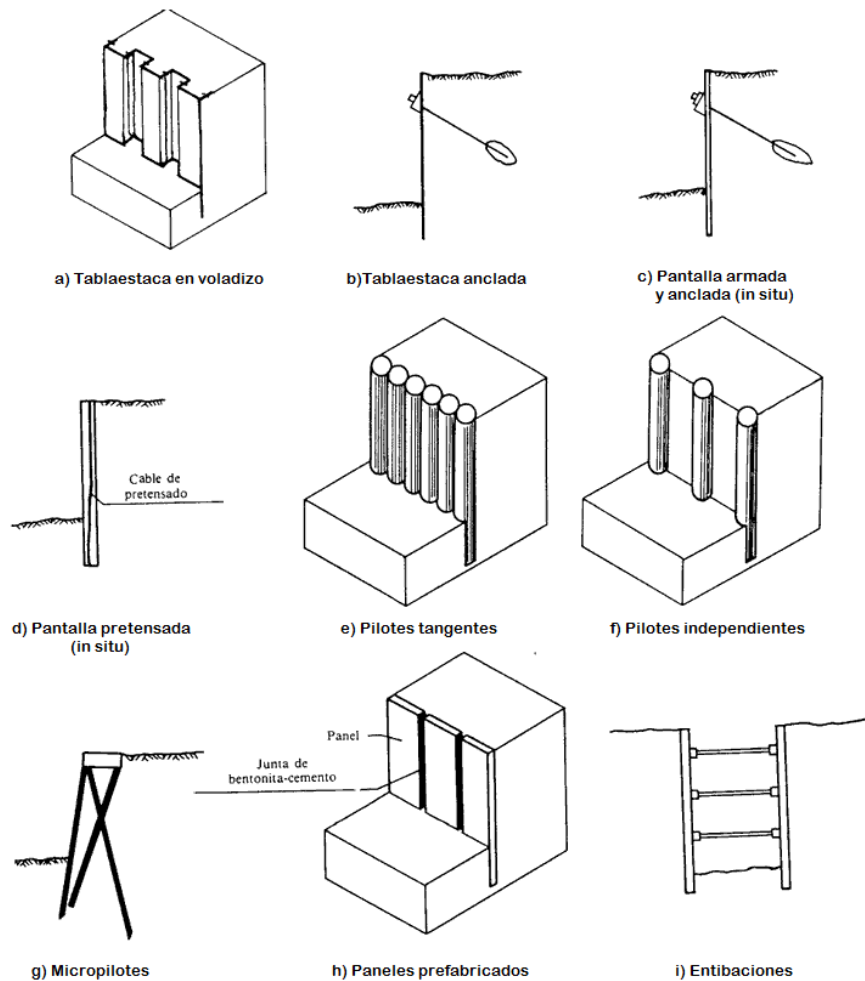
Entre las estructuras flexibles se puede citar (ver figura No 2.3):

- a) Tablestacados
- b) Pantallas continuas <<in situ>>
- De paneles armados
 - De paneles pretensados
 - De pilotes tangentes o secantes
- c) Pantalla discontinua <<in situ>> (pilotes independientes y micropilotes)

CAPITULO IV CIMENTACIONES

- d) Pantallas de paneles prefabricados
- e) Entibaciones, con varios niveles de apoyo

Figura No 2.3: Muros de retención flexibles



Fuente: <https://es.slideshare.net/AlejandroCarlosGarcia/unidad-n-5-entibaciones2014>

Los muros de retención de uso más frecuente son:

Muros de gravedad:

Son muros con gran masa que resisten el empuje mediante su propio peso y con el peso del suelo que se apoya en ellos; suelen ser económicos para alturas moderadas, menores de 5 m, son muros con dimensiones generosas, que no requieren de refuerzo.

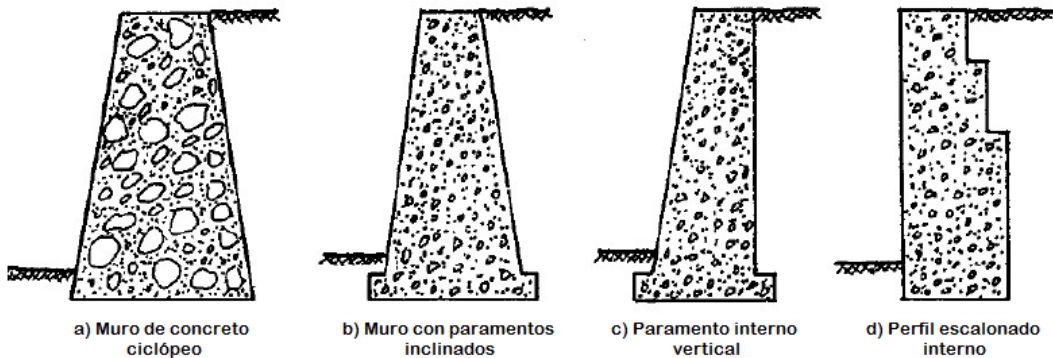
En cuanto a su sección transversal puede ser de varias formas, en la figura No 2.4 se muestran algunas secciones de ellas.

CAPITULO IV CIMENTACIONES

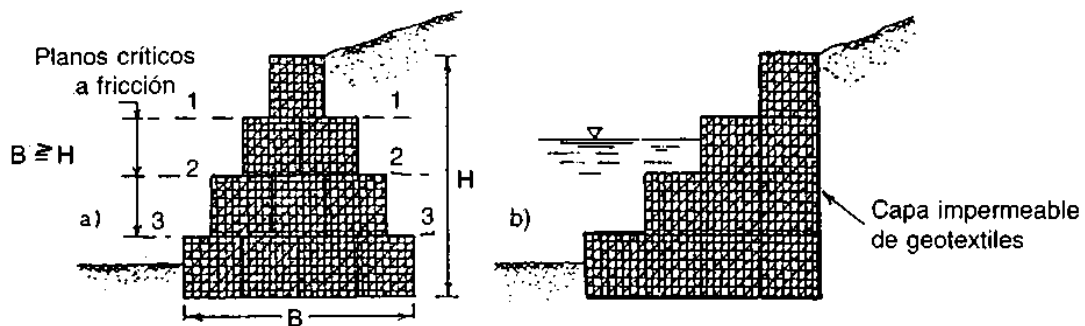
Los muros de gravedad pueden ser de concreto ciclópeo, mampostería, piedra o gaviones.

Figura No 2.4: Tipos de Muros de gravedad

Concreto ciclópeo y Mampostería



Gaviones



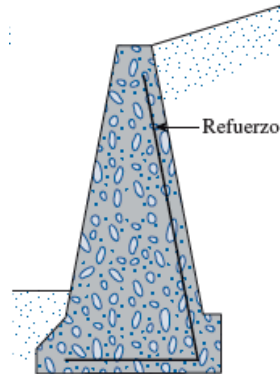
Fuente: <http://documents.tips/documents/muros-de-contencion-5630fffd152b9.html>

Muros de semigravedad

Su filosofía es igual a la de los muros de gravedad, su diferencia radica que estructuralmente no solo dependen de su mediana geometría, si no que se introduce un refuerzo para suplir la deficiencia de tamaño, ver figura No 2.5.

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Figura No 2.5: Muro de semigravedad

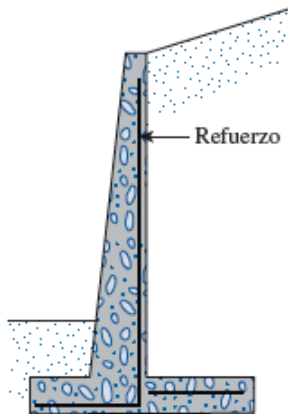


Fuente: Braja M. Das, Principios de Ingeniería Geotécnica, Capítulo 8, pág. 376, séptima edición

Muros en voladizo o en ménsula

Este tipo de muro resiste el empuje de tierra por medio de la acción en voladizo de una pantalla vertical empotrada en una losa horizontal (zapata), ambos adecuadamente reforzados para resistir los momentos y fuerzas cortantes a que están sujetos, en la figura No 2.6 se muestra la sección transversal de un muro en voladizo.

Figura No 2.6: Refuerzo en un muro en voladizo



Fuente: Braja M. Das, Principios de Ingeniería Geotécnica, Capítulo 8, pág. 376, séptima edición

Estos muros por lo general son económicos para alturas menores de 10 metros, para alturas mayores, los muros con contrafuertes suelen ser más económicos.

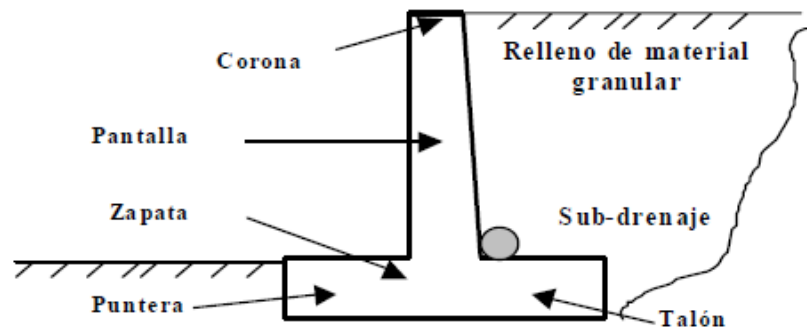
CAPITULO IV

CIMENTACIONES

La forma más usual es la llamada **T**, que logra su estabilidad por el ancho de la zapata, de tal manera que la tierra colocada en la parte posterior de ella, ayuda a impedir el volcamiento y desplazamiento del muro aumentando la fricción suelo-muro en la base.

Estos muros se diseñan para soportar la presión de tierra, el agua debe eliminarse con diversos sistemas de drenaje que pueden ser barbacanas colocadas atravesando la pantalla vertical, o sub-drenajes colocados detrás de la pantalla cerca de la parte inferior del muro, ver figura No 2.7. Si el terreno no está drenado adecuadamente, se puede presentar presiones hidrostáticas no deseables.

Figura No 2.7: Muro de contención en voladizo



Fuente: R. Torres Belandría (2008), "Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado", Universidad de los Andes

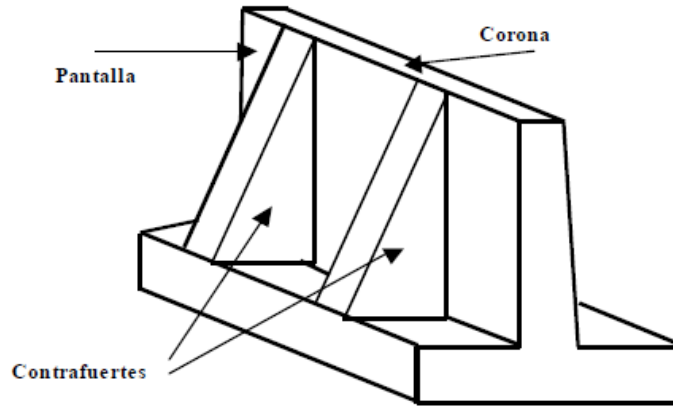
Muros con contrafuertes

Los contrafuertes son uniones entre la pantalla vertical del muro y la base. La pantalla de estos muros resiste los empujes trabajando como losa continua apoyada en los contrafuertes, es decir, el refuerzo principal en el muro se coloca horizontalmente, son muros de concreto armado, económicos para alturas mayores a 10 metros.

En la figura No 2.8, se muestra una vista parcial de un muro con contrafuertes, tanto la pantalla como los contrafuertes están conectados a la losa de fundación. Los contrafuertes se pueden colocar en la cara interior de la pantalla en contacto con la tierra o en la cara exterior donde estéticamente no es muy conveniente.

Los muros con contrafuertes representan una evolución de los muros en voladizo, ya que al aumentar la altura del muro aumenta el espesor de la pantalla, este aumento de espesor es sustituido por los contrafuertes; la solución conlleva un armado, encofrado y vaciado más complejo.

Figura No 2.8: Muro de contención con contrafuertes



Fuente: R. Torres Belandría (2008), "Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado", Universidad de los Andes

Muros de Revestimiento

Son aquellos que se utilizan para evitar la falla del talud natural del terreno, por deslizamiento superficial o por erosión. Además se construyen para proteger la roca de la meteorización o prevenir en ciertas áreas el desprendimiento de fragmentos de roca, ver figura No 2.9.

Figura No 2.9: Muros de revestimiento



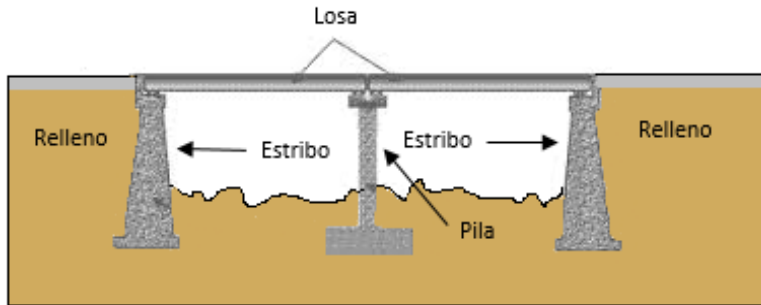
Fuente: L. Mendoza (2015), "Muros de retención", Curso de Cimentaciones T.E.

2.3 Aplicación de muros de retención

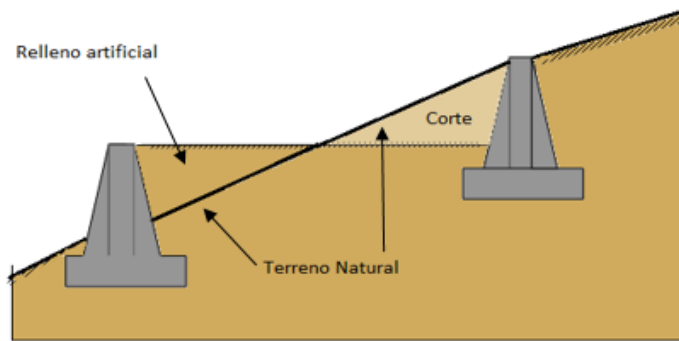
Un muro diseñado con el propósito de mantener una diferencia en los niveles del suelo de sus dos lados se llama de retención. El suelo que produce el mayor nivel de empuje se llama relleno y es el elemento generador de presión contra el muro. Lo anterior se puede ver en la figura No 2.10, donde se muestra los diversos usos que tienen los muros de retención.

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

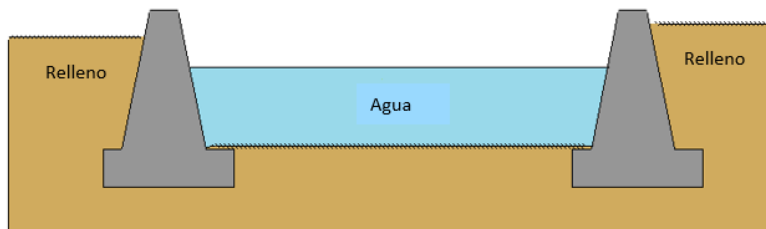
Figura No 2.10: Utilidad de los muros de retención



c. Estribos de retención en un puente



d. Sección en balcón para un camino o un ferrocarril



e. Lecho de un canal en corte



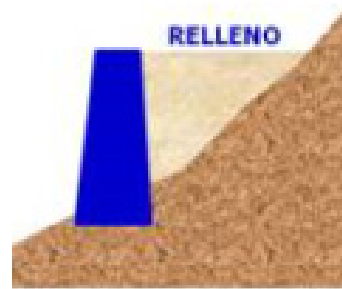
d. Terraplén para un camino o un ferrocarril

Fuente: L. Mendoza (2016), "Presiones laterales de tierra y empuje" Curso de Cimentaciones T.E.

2.4 Calidad de los suelos utilizados como relleno en muros de retención

La clave para un buen desempeño de los muros de contención está en la correcta selección del material de relleno, ver figura No 2.11.

Figura No 2.11: Relleno en un muro de contención



El relleno que se coloque detrás del muro se recomienda usar, dentro de lo posible, materiales de características adecuada para apoyar la función del muro sin aumentar el empuje de diseño. Los materiales de relleno deberán estar constituidos por suelos preferentemente granulares, ya que por sus características permeables son de fácil drenaje y no retienen agua.

<http://area.us.es/ingterreno/ingterreno>

Se deberá tener en cuenta los efectos favorables que proporciona la compactación del relleno, tales como aumento de la resistencia al esfuerzo cortante y disminución de la presión sobre el muro, en los procesos requeridos para realizar la densificación del relleno. Sin embargo, no es recomendable llevar la compactación a valores excesivos, ya que en tal caso se originan presiones residuales que hacen crecer el valor del empuje. Por estas razones, el proyecto de diseño del muro deberá considerar indicaciones a este respecto en las especificaciones técnicas.

El mejor suelo para un relleno es el que reúne las siguientes propiedades: rígido, de drenaje fácil y con un alto ángulo de fricción interna.

Para la selección del suelo de un relleno, se recomienda el uso de la tabla No.2.1.

Tabla No 2.1: Tipo de suelos y su calidad como relleno

Tipo de suelo	Clasificación SUCS	Calidad y/o características del material de relleno
Grava bien graduada (mezcla de arena y grava con pocos finos)	GW	Excelente, relleno de fácil drenaje
Arena bien graduada	SW	
Grava mal graduada	GP	
Arena mal graduada	SP	
Grava limosa	GM	Bueno, sólo si se mantiene seco, por lo requiere un drenaje adecuado y efectivo.
Grava arcillosa	GC	
Arena limosa	SM	
Arena arcillosa	SC	
Limos de baja plasticidad	ML	Satisfactorio si se mantiene seco, pero requiere un buen drenaje. No se debe tener en cuenta la cohesión al proyectar el muro.
Arcillas de plasticidad baja	CL	

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Limos de alta plasticidad	MH	Malo, debe mantener seco. La inclinación o movimiento del muro suele ser grande y progresiva, a menos que en el proyecto se use el empuje en reposo.
Arcillas inorgánicas de alta plasticidad	CH	No se debe usar como relleno, debido a su plasticidad son altamente deformables
Arcillas orgánicas de plasticidad alta o media	OH	
Turba, estiércol y suelos altamente orgánicos	PT	No se debe usar, son altamente compresibles.

Fuente: Propia

Cuando se trata de rellenos para muros de tierra armada, por sus características, el relleno debe cumplir con ciertas especificaciones. De acuerdo a lo establecido en el Código AASHTO, el material de relleno del muro con sistema de Tierra Armada (TEM), debe ser un relleno granular permeable, de baja plasticidad, libre de material orgánico y con un contenido máximo de finos igual a 15%. La granulometría se muestra en la tabla No 2.2:

Tabla 2.2: Granulometría indicada por AASHTO para el Relleno de Muros TEM

Tamiz		Rango
[mm]	Número	[%]
102	4"	100
0.425	N° 40	0 - 60
0.075	N° 200	0 - 15

Fuente: <http://www.tierra-armada.cl/relleno.html>

2.5 Predimensionamiento de Muros

Existen dos fases en el diseño de un muro de retención convencional.

- **Primero** se debe suponer sus dimensiones. En el *dimensionamiento* esas suposiciones permiten que se revise la estabilidad de secciones de prueba de los muros. Si las revisiones de estabilidad producen resultados indeseables, las secciones se pueden cambiar y volver a revisar. En las figuras No 2.12, 2.13 y 2.14 se muestran las dimensiones que pueden adoptar los muros en función de su altura que se pueden utilizar en revisiones iniciales.
- **Segundo**, conociendo la presión lateral de la tierra, la estructura como un todo se revisa por *estabilidad*. La estructura se examina para ver si existen fallas posibles por *volteo*, *deslizamiento* y *capacidad de carga*.

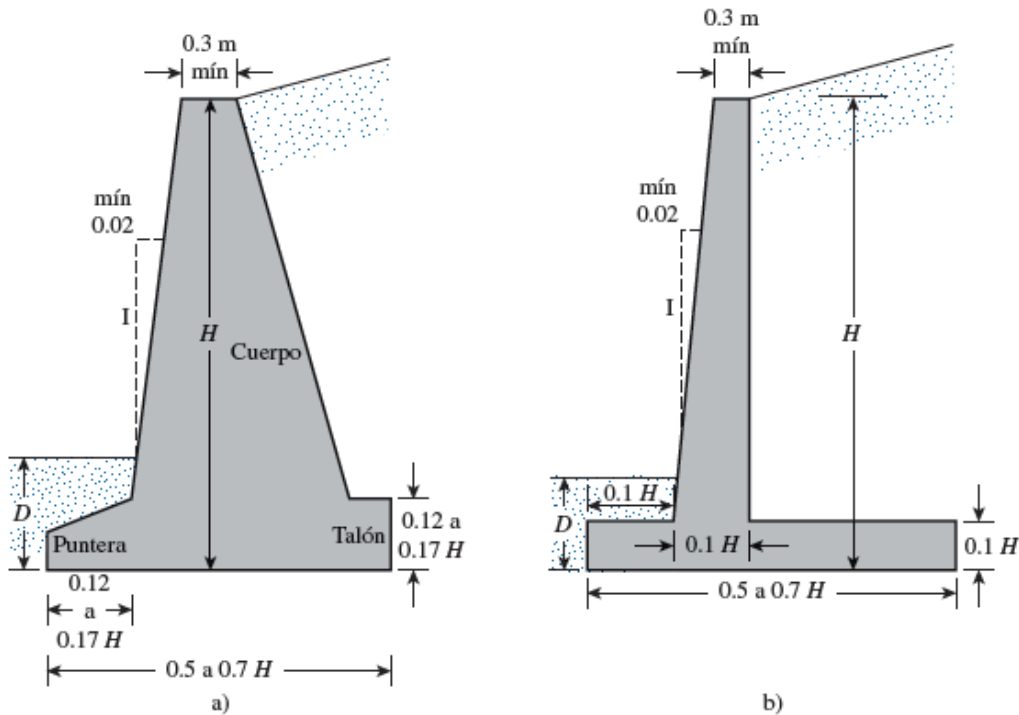
CAPITULO IV
CIMENTACIONES

En el caso de muros de contención de concreto armado, se puede emplear los procedimientos comúnmente utilizados para dimensionar y reforzar, que son estipulados por el Código ACI. La estructura se revisa por *resistencia* y se determina el *reforzamiento de acero* de cada componente.

Observe en la figura No 2.12, que la parte superior del cuerpo de cualquier muro de retención no debe ser menor que aproximadamente 0.3 m para colocar de manera apropiada el concreto. La profundidad, D , hasta el fondo de la losa base debe tener un mínimo de 0.6 m.

Para muros de retención con contrafuertes, la proporción general del cuerpo y la losa de base es la misma que para los muros en voladizo. No obstante, las losas de los contrafuertes pueden ser de aproximadamente 0.3 m de espesor y espaciadas a distancias centro a centro de 0.3 a $0.7H$.

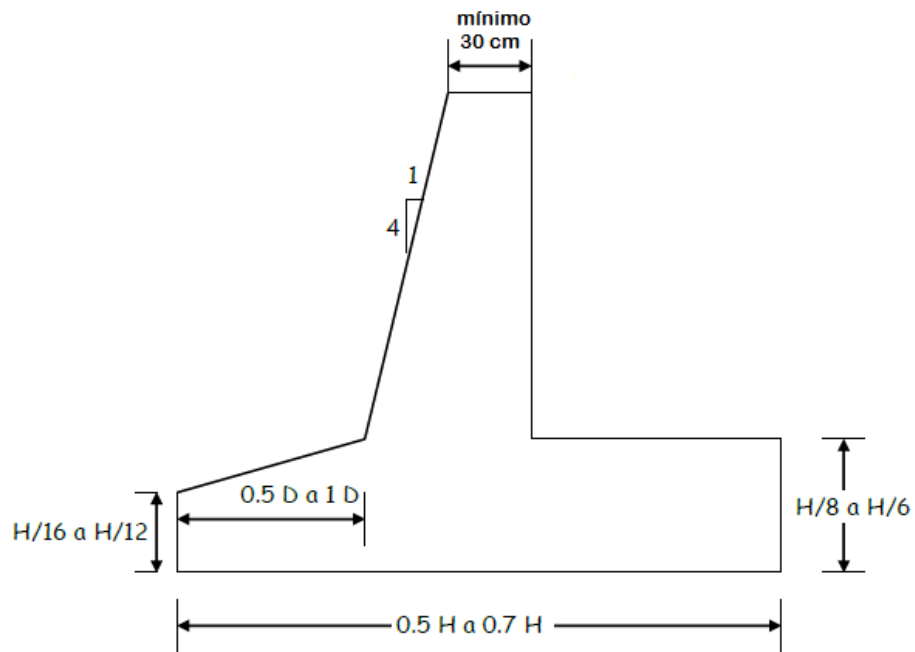
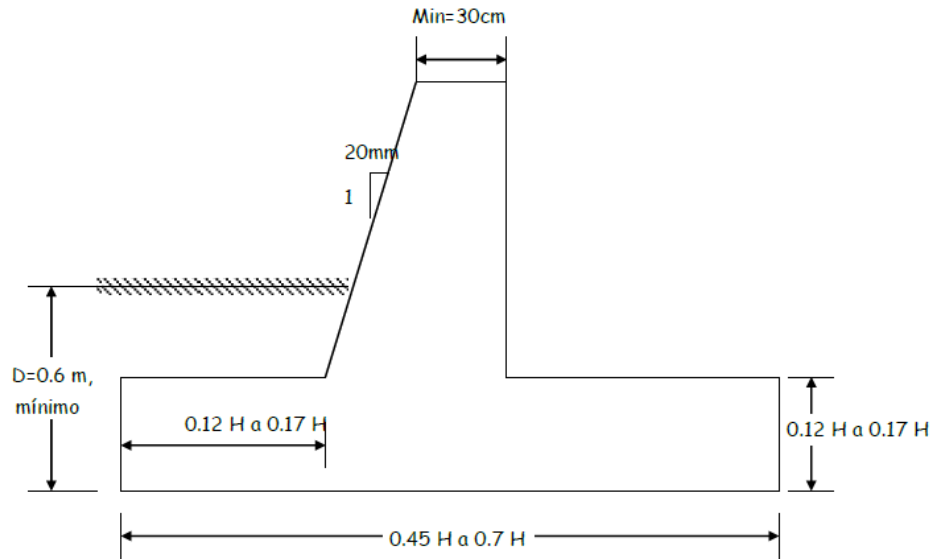
Figura No 2.12: Dimensionamiento de muro



Fuente: Braja M. Das, Principios de Ingeniería Geotécnica,
Capítulo 8, pág. 378, séptima edición

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

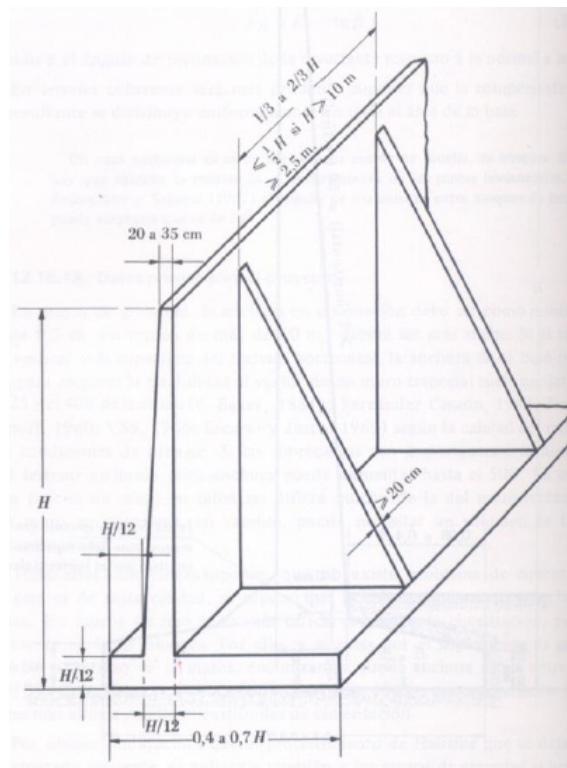
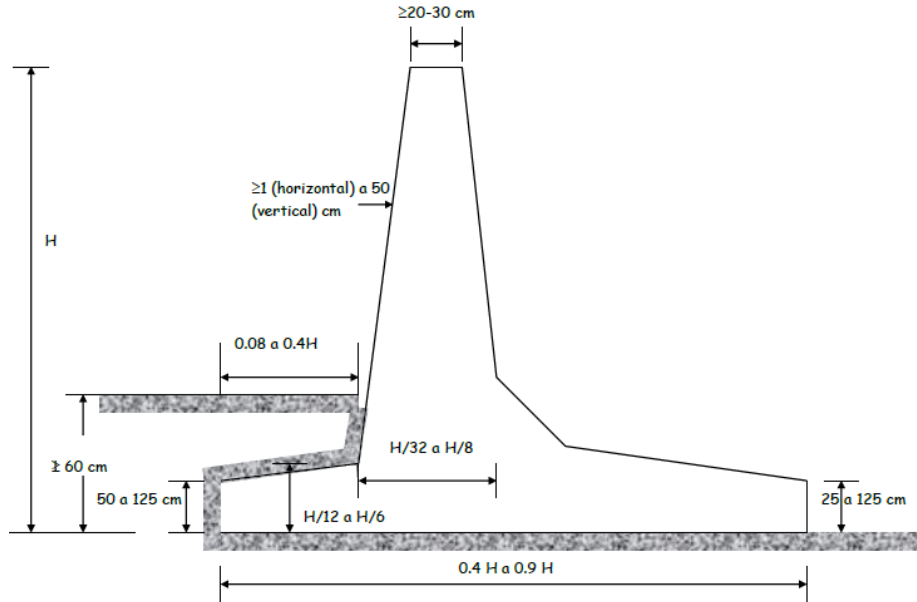
Figura No 2.13: Dimensionamiento de muro



Fuente: L. Mendoza (2015), "Muros de retención", Curso de Cimentación T.E.

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Figura No 2.14: Dimensionamiento de muro



Fuente: L. Mendoza (2015), "Muros de retención", Curso de Cimentación T.E

2.6 Tipos de fuerzas que actúan sobre muros de retención

Las principales fuerzas que actúan sobre los muros son las siguientes (ver figura No 2.15):

- a) El peso propio del muro, (W), que actúa en el centro de gravedad de su sección transversal.
- b) El empuje del suelo (relleno) contra el respaldo del muro (E_a), que forma un ángulo δ , con la normal al mismo.
- c) La reacción normal del suelo sobre la base del muro (N).
- d) La fuerza de fricción que se desarrolla entre el suelo y la base del muro (F).
- e) El empuje que el terreno ejerce sobre el frente del muro (E_p).

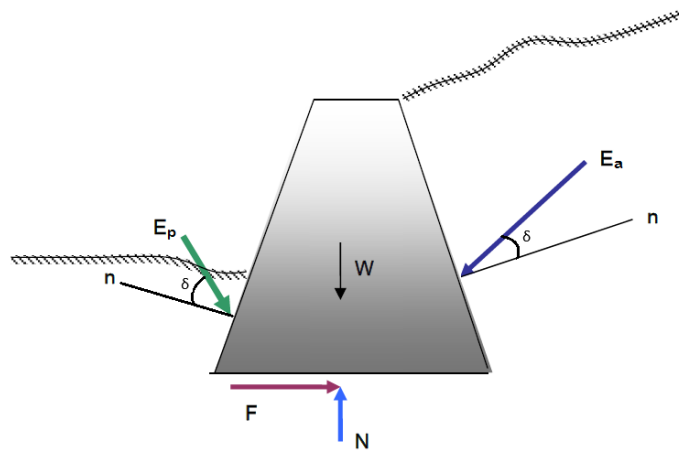
Fuerzas debidas al agua:

- a) Presiones Hidrostáticas. Son debidas a la acumulación de agua en el frente o en el respaldo del muro.
- b) Fuerzas de filtración. Son debidas al flujo de agua a través del relleno del muro.
- c) Subpresiones: son las provocadas por el agua retenida en la base del muro.

Otras fuerzas:

- a) Sobrecargas en el relleno, las cuales, incrementan el empuje del suelo.
- b) Las vibraciones producidas por el tráfico sobre caminos o ferrocarriles y las originadas por máquinas u otras causas, que incrementan el empuje del suelo sobre los muros cercanos.
- c) Fuerzas de impacto, debidas al frenado de vehículos u otras causas que provocan impacto sobre el relleno.
- d) Fuerzas Sísmicas, producidas por temblores en la masa del suelo, aumentando momentáneamente el empuje lateral contra el muro.
- e) Cargas concentradas sobre la corona del muro.

Figura No 2.15: Fuerzas actuantes sobre un muro de contención



Fuente: L. Mendoza (2015), "Muros de retención", Universidad de El Salvador

2.7 Revisión de estabilidad del muro

Las fuerzas principales a considerar en la estabilidad de muros son:

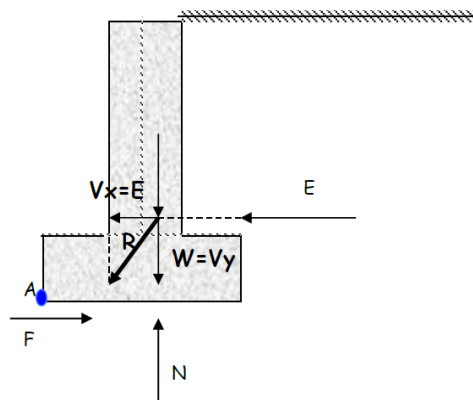
- El peso del muro (W).
- Los empujes que ejerce el suelo sobre el respaldo del muro E (activo y pasivo).

En la figura No 2.16, se observa que la dirección de W es vertical y la dirección de E es horizontal, para el caso en análisis: las líneas de acción de ambas fuerzas se unen en el punto “O” y su resultante pasa por dicho punto y tiene el mismo efecto que las fuerzas individuales, actuando simultáneamente. La magnitud y dirección de esta resultante se encuentra gráficamente por medio de un paralelogramo de fuerzas.

La fuerza resultante tendrá una componente horizontal (V_x) y una componente vertical (V_y), esta componente en “ye” provocará en el suelo, una fuerza N igual y de sentido opuesto (principio de acción y reacción) y V_x desarrollará una fuerza de fricción F en la base del muro.

Estas fuerzas deben formar un sistema en equilibrio para la estabilidad del muro.

Figura No 2.16: Equilibrio de fuerzas en un muro



Fuente: L. Mendoza (2015), “Muros de retención”, Universidad de El Salvador

En el caso de que el empuje E no sea horizontal deberá descomponerse; en tanto, las condiciones de equilibrio son:

$$V_x = E_x \rightarrow \text{Genera la fuerza de fricción (F) en la base.}$$
$$V_y = W + E_y \rightarrow \text{Genera la fuerza Normal (N).}$$

El análisis de estabilidad consiste, en obtener los factores de seguridad para las dimensiones dadas al muro.

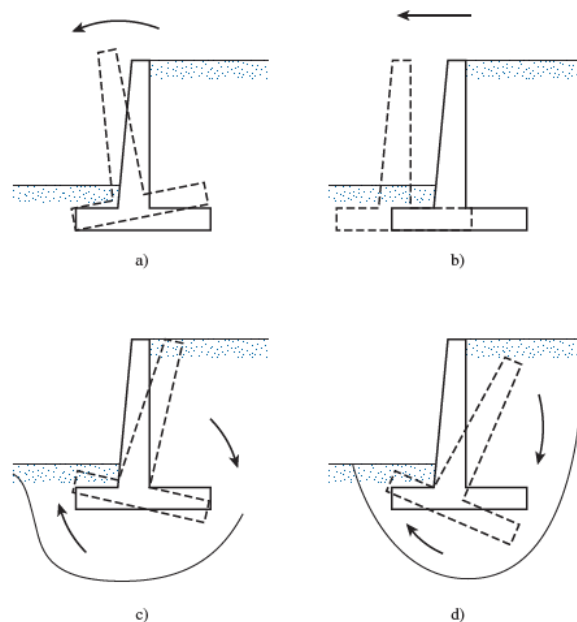
Este análisis debe hacer para las condiciones de carga a las que sea sometido el muro: tanto para la condición gravedad, como para la condición gravedad + sismo y compararlos con lo especificado en las normas.

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Para conocer las revisiones que deben hacerse en el análisis de estabilidad, es necesario comprender sus mecanismos de falla, en los cuales el muro puede:

- Puede *volcarse* respecto a su puntera (Consulte la figura 2.17a).
- Puede *deslizarse* a lo largo de su base (Consulte la figura 2.17b).
- Puede fallar debido a la pérdida de capacidad de carga del suelo.
- (Consulte la figura 2.17c). La resultante (N) debe interceptar a la base en el tercio medio, para que la presión se aplique sobre toda el área del terreno. El esfuerzo máximo transmitido al suelo en la base del muro, no debe ser mayor la capacidad de carga admisible del suelo.
- Puede sufrir una falla cortante por asentamiento profundo de un suelo débil. (Consulte la figura 2.17d).

Figura No 2.17: Posibles fallas en un muro de contención



Fuente: Braja M. Das, Principios de Ingeniería Geotécnica,
Capítulo 8, pág. 381, séptima edición

Calculo de la fuerza de fricción:

Para el cálculo de la resistencia a la fricción en la base del cimiento, es necesario conocer la resistencia al corte del suelo inmediatamente debajo de la base:

$\tau = \sigma \tan \delta + c'_a$, por lo que la fuerza resistente máxima que se obtiene del suelo por unidad de longitud a lo largo del muro a lo largo de la base de la zapata es:

$$F = \tau(\text{area}) = \tau(Bx1) = B\sigma \tan \delta + Bc'_a = B \left(\frac{N}{Bx1} \right) \tan \delta + Bc'_a = N \tan \delta + Bc'_a$$

Para suelos friccionantes:

$$F = N \tan \delta$$

Dónde:

N= Resultante de fuerzas verticales

Tan δ = es el coeficiente de fricción entre el muro y el suelo generalmente se usa $\frac{2}{3}\phi$

Para suelos cohesivos-friccionantes:

$$F = N \tan \delta + B c'_a$$

Para suelos cohesivos:

$$F = B c'_a$$

2.7.1 Factores de seguridad contra Volteo, deslizamiento y hundimiento

Una vez realizado el predimensionamiento será necesario evaluar la estabilidad del muro diseñado, se deberán calcular las fuerzas de empuje actuantes según las condiciones del sitio, tal como se vio en la unidad No 5 del capítulo III; con lo que se obtendrán factores de seguridad, para las diferentes condiciones (volteo, deslizamiento y capacidad de carga), que serán comparados con los requisitos que establecen las normativas técnicas; los análisis deberán hacerse tanto para la condición de gravedad, como de la gravedad más sismo.

El procedimiento a seguir será el siguiente:

- Predimensionamiento.
- Cálculo de empujes del suelo activo, pasivo y su ubicación.
- Establecimiento de las fuerzas resistentes y fuerzas actuantes, de la siguiente manera:

Para el análisis de estabilidad por deslizamiento se tiene:

- ✓ Fuerzas resistentes: fuerzas que se oponen al desplazamiento del muro, tales como la fuerza de fricción en la base del muro (F) y el empuje pasivo (E_p).
- ✓ Fuerzas actuantes: fuerzas que tratan de desplazar el muro, es el caso de la componente horizontal del empuje activo (E_H).

Para el análisis de estabilidad por volteo se tiene:

- ✓ Momentos resistentes (M_R): momentos generados por las fuerza resistentes: fuerzas de fricción en la base del muro (F) y el empuje pasivo (E_p), ver figura No 2.18.
- ✓ Momentos actuantes (M_A): momentos generados por las fuerza actuantes: el peso del muro (W) y la componente vertical del empuje (E_V), ver figura No 2.18.

Análisis de la condición de volteo

Para evitar la falla por volteo, el momento de la fuerza horizontal con respecto al punto A (figura No 2.18) no debe ser mayor que los momentos de las fuerzas verticales con respecto al mismo punto; es decir, el momento actuante (M_A) no debe ser mayor que la suma de los momentos resistentes (M_R).

$$M_A = E_H * \frac{H}{3}$$

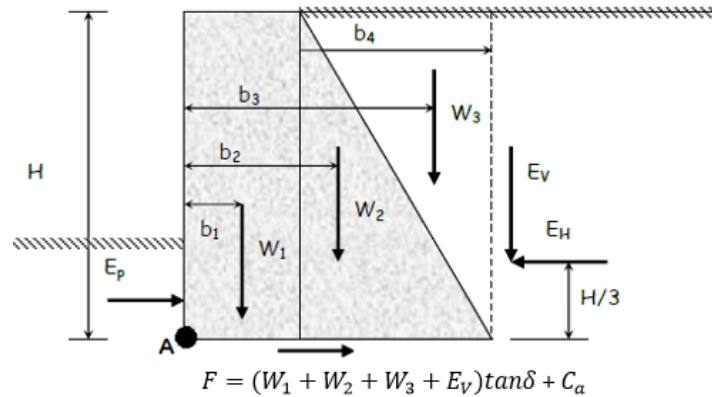
CAPITULO IV
CIMENTACIONES

$$M_R = W_1b_1 + W_2b_2 + W_3b_3 + E_Vb_4$$

La relación entre los momentos resistentes M_R , (producidos por el peso propio del muro, por la masa de relleno situada sobre el talón del mismo, por la componente del empuje vertical) y los momentos de actuantes M_A , producidos por los empujes del terreno, se conoce como factor de seguridad al volcamiento (FS_V).

La Norma Técnica Salvadoreña sugiere factores de seguridad para las condiciones de análisis, ya sea gravedad o gravedad + sismo, ver tabla No 2.3.

Figura No 2.18: Análisis de la condición de volteo



Fuente: L. Mendoza (2015), "Muros de retención", Curso: Cimentaciones T.E.

$$FS_V = \frac{M_R}{M_A} = \frac{W_1b_1 + W_2b_2 + W_3b_3 + E_Vb_4}{E_H * \frac{H}{3}} \geq 1.2 \text{ o } 1.5,$$

Según la condición que se analice, 1.2 para la condición de gravedad + sismo y 1.5 para la condición de gravedad.

Tabla No 2.3: Combinación de fuerzas y factores de seguridad, NTS

Combinación	Fuerzas	Condición	FS
1	Fg	Volteo	1.5
		Deslizamiento	1.5
2	Fg + Fs	Volteo	1.2
		Deslizamiento	1.2

Fuente: Norma Técnica Salvadoreña, Capítulo 5 "Muros de Retención"

Análisis de la condición de deslizamiento

La fuerza que tiende a provocar el deslizamiento horizontal del muro en su base, es la componente horizontal del empuje; la fuerza que resiste a este deslizamiento, es el peso del muro y la componente vertical del empuje multiplicado por el coeficiente de fricción, entre el muro y el suelo. En el caso de que el suelo presente cohesión se le adiciona la contribución por adhesión con un valor igual a $C_a = A(0.6 \text{ a } 1) c$, siendo $A = Bx1$ y $c =$ cohesión.

El factor de seguridad contra deslizamiento, es igual a la fuerza resistente (F_R) dividida entre la fuerza actuante (F_A) que tiende a causarlo. El valor mínimo de este factor se considera 1.5 en la condición de gravedad y de 1.2 en la condición de gravedad + sismo; en el caso de ser menor, es necesario aumentar la dimensión de la base, o colocar un anclaje o espolón en la misma. De la figura No 2.18 se obtiene:

Fuerza que provoca el deslizamiento: E_H

Fuerza que resiste el deslizamiento: $F + E_p$

Donde:

$$F = (W_1 + W_2 + W_3 + W_4 + E_V) \tan \delta + C_a$$

$$FS_D = \frac{F_R}{F_A} = \frac{F + E_p}{E_H} \geq 1.2 \text{ o } 1.5$$

En general, el valor de E_p no se toma en cuenta, porque favorece la estabilidad del muro y muchas veces puede desaparecer al excavar el suelo que produce esa presión.

2.8 Diseño de elementos de estabilización

Al obtener los factores de seguridad conforme a las dimensiones y condiciones planteadas del muro, éstos son comparados con los factores de seguridad de la Norma Técnica Salvadoreña, mostrados en la tabla No 2.3. Si los factores de seguridad obtenidos son inferiores a los especificados, se dice que el muro presenta inestabilidad, pudiendo ocurrir cualquiera de los siguientes casos:

- a) Inestabilidad por deslizamiento.
- b) Inestabilidad por volteo.
- c) Falta de capacidad de carga.

A continuación se especifican las soluciones para cada uno de los casos:

2.8.1 Inestabilidad por deslizamiento

Si no se cumple con la estabilidad al deslizamiento, debe modificarse el proyecto del muro, para ello hay varias alternativas:

- 1) Colocar dentellón o diente que se incruste en el suelo, de tal manera que la fricción suelo-muro cambie en parte por fricción suelo-suelo, generando empuje pasivo frente al diente. En la figura No 2.19, se muestra un muro de contención con dentellón en la base. Se

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

recomienda colocar el dentellón a una distancia H_d medida desde el extremo de la puntera, H_d es la altura del dentellón y suele escogerse en la mayoría de los casos mayor o igual que el espesor de la base.

- 2) Aumentar el tamaño de la base, para que de esta manera incrementar el peso del muro y la fricción suelo de fundación–muro.
- 3) Hacer uso del empuje pasivo E_p , su utilización debe ser objeto de consideración, puesto que para que éste aparezca deben ocurrir desplazamientos importantes del muro que pueden ser incompatibles con las condiciones de servicio, además se debe garantizar la permanencia del relleno colocado sobre la puntera del muro, de no poderse garantizar durante toda la vida útil del muro, solo se podrá considerar el empuje pasivo correspondiente a la altura del diente.

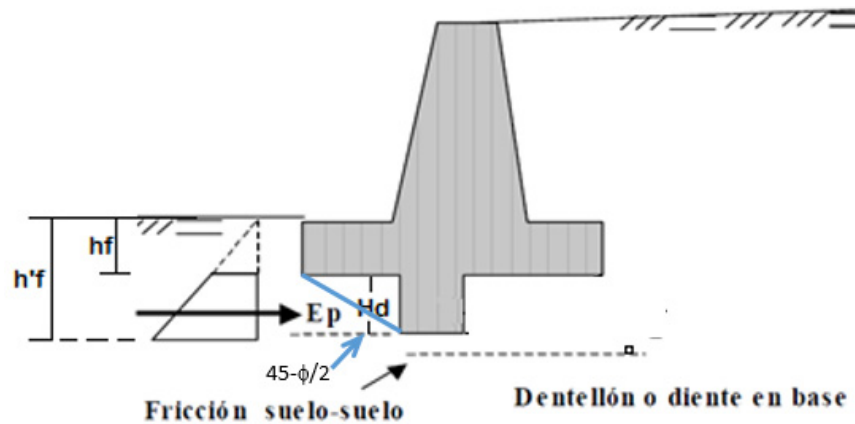
Según recomendaciones de la norma AASHTO 2002, la profundidad de fundación H_f , no será menor de 60 cm (2 pies) en suelos sólidos, sanos y seguros. En otros casos y en terrenos inclinados la H_f no será menor de 120 cm (4 pies), ver figura No 2.19.

Generalmente se considera más efectivo el uso del diente que el aumento del tamaño de la base. Para el mismo volumen de concreto, resulta la segunda alternativa más económica.

Diseño del diente

Por ser el factor de seguridad menor que 1.5, se calculará la nueva altura de desplante, considerando un Factor de seguridad de 1.5, garantizando que no incremente las fuerzas actuantes y por el contrario que aumenten las fuerzas resistentes: ver figura No 2.19.

Figura No 2.19: Muro de contención con diente en la base



Fuente: R. Torres Belandría (2008), "Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado", Universidad de los Andes

Se sabe que para que un muro sea estable ante el deslizamiento debe cumplir que $FS_D = 1.5$, se tiene que $FS_D = \frac{F_R}{F_A} = 1.5$, por lo tanto:

$$F_R = 1.5F_A$$

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Considerando el análisis para un suelo friccionante tenemos:

De la figura No 2.19, se obtiene:

$$F_R = F + E_p$$
$$F_R = N \tan\left(\frac{2}{3}\phi\right) + \frac{1}{2} K_p \gamma_s h_f^2 = 1.5F_A$$

Despejando para h'_f :

$$h'_f = \sqrt{2 \frac{[1.5F_A - \tan\left(\frac{2}{3}\phi\right)]}{K_p \gamma_s}}$$

La altura del diente sería:

$$h_{diente} = h'_f - h_f$$

Ancho del diente

La fuerza de corte que actúa sobre el diente es E_p

$$\Delta E_p = E'_p(h'_f) - E_p(h_f)$$

El ancho del diente se obtiene:

$$E_v = \frac{P}{A} = \frac{\Delta E_p}{a * 1}$$

Dónde:

E_v = esfuerzo de corte admisible, aproximadamente de 5.0 kg/cm²

a = ancho mínimo del diente

Ubicación del diente

El criterio para establecer la posición del diente es así:

1. Formar una cuña a partir del diente con un ángulo de inclinación igual a $45^\circ - \frac{\phi}{2}$, ver figura No 2.19.
2. Formar una cuña en el diente con una relación de 1 a 1.5.
3. Una distancia de $2 h_{diente}$

Se debe utilizar la distancia mayor.

2.8.2 Inestabilidad por volteo

En caso de no cumplir con la estabilidad al volteo o en el caso en la que la sumatoria de fuerzas verticales cae fuera del tercio medio y se requiere que las presiones en la base del muro sean uniformes, se deberá colocar tensores al muro, a fin de contrarrestar el desbalance de presiones, también se podría aumentar el tamaño de la base para incrementar los momentos resistentes.

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

El procedimiento a seguir es el siguiente, ver figura No 2.20:

Determinar la fuerza en el tensor (T_b)

Para obtener un diagrama de presiones uniforme, la excentricidad es igual a cero y el valor de x igual a $B/2$, y el momento con respecto al punto "O" es el siguiente:

$$\Sigma M_o = 0$$

$$\Sigma F_v x + M_A - M_R - T_b d = 0$$

$$T_b = \frac{\Sigma F_v x + M_A - M_R}{d}$$

La tensión de diseño es:

$$T_d = (FS)(S)(T_b)$$

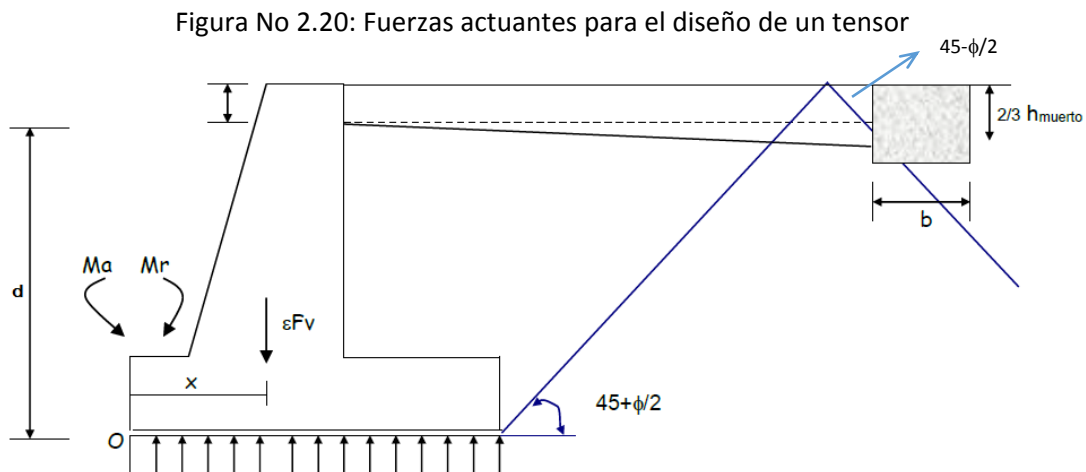
Dónde:

T_d = tensión de diseño

FS = factor de seguridad = 1.5.

S = separación entre cada muerto (asumida) está en un rango de 2.0 - 2.5 m.

T_b = fuerza del tensor



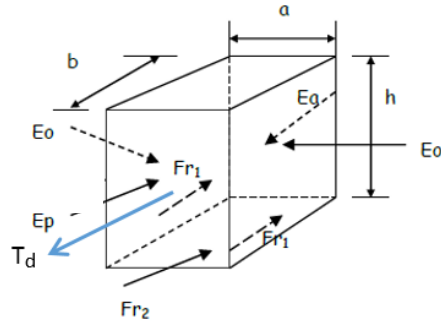
Fuente: L. Mendoza (2015), "Muros de retención", Curso: Cimentaciones T.E.

Para asegurar una distribución de presiones triangulares sobre el frente del muerto, debido a los estados plásticos activos y de reposo, se supondrá que el muerto tiene su superficie superior al nivel del terreno, basándose en las condiciones anteriores y para evitar que el muerto este sometido a momentos, el tensor empotrado estará ubicado en un punto a partir de $2/3$ de la superficie del terreno.

Diseño de muerto

En la figura No 2.21 se muestran las fuerzas que intervienen en el muerto en función de la altura h.

Figura No 2.21: Fuerzas sobre un muerto



Fuente: L. Mendoza (2015), "Muros de retención", Curso: Cimentaciones T.E.

Fuerzas actuantes sobre el muerto:

T_d = Tensión de diseño

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma_s h^2 K_a a$$

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma_s h^2 K_p a$$

$$E_o = \frac{1}{2} \gamma_s h^2 K_o b$$

$$F_{r1} = E_o \tan \delta: \text{Fricción lateral}$$

$$F_{r2} = W \tan \delta = \gamma_s (a)(b)(h) \tan \delta: \text{Fricción en la base}$$

Dónde:

a y b corresponden a valores ya definidos:

- **b > a**
- **1.0 < a < 1.5**

Para el empuje en reposo se han encontrado experimentalmente los valores de K_o para distintos tipos de suelo, los cuales se mencionan en la tabla No 2.4:

Tabla No 2.4: Valores de K_o

Suelo	K_o drenado
Arcillas blandas	0.6
Arcillas duras	0.5
Arena suelta, grava	0.6

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Arena compacta, grava	0.4
-----------------------	-----

Fuente: L. Mendoza (2015), "Muros de retención", Curso: Cimentaciones T.E.

Para el equilibrio del muerto se tiene:

$$\begin{aligned}\uparrow (+)\Sigma F_x &= 0 \\ -T_d + E_p - E_a + 2F_{r1} + F_{r2} &= 0\end{aligned}$$

Sustituyendo en la ecuación anterior se encuentra el valor de la altura del muerto (h), tomando el mayor valor.

Diseño del tensor:

En el diseño del tensor debe considerarse que toda la fuerza la tomará en su totalidad el acero de refuerzo, ya se sabe que el concreto tiene muy baja resistencia a la tensión.

La tensión de diseño es:

$$\begin{aligned}T_d = A_s(f_s) \rightarrow A_s &= \frac{T_d}{f_s} \\ f_s &= \frac{f_y}{FS}\end{aligned}$$

Dónde:

T_d = tensión de diseño del tensor.

A_s = área de acero requerida.

f_s = esfuerzo de trabajo

f_y = esfuerzo de fluencia del acero

FS = factor de seguridad = 1.5

2.8.3 Distribución de presiones en la base del muro

Se determina la carga total que actúa sobre la cimentación con el respectivo diagrama de presiones y se verifica que la carga transmitida al suelo sea inferior a la capacidad de carga del suelo, es decir, que la máxima presión producida por el muro sea inferior a la presión admisible en el terreno. De presentarse una distribución desfavorable se deberá incrementar el área redimensionando la base.

En general dos criterios pueden ser útiles para dimensionar la base:

- La excentricidad de la fuerza resultante, medida respecto al centro de la base, no debe exceder el sexto de ella.
- La presión máxima de contacto muro-suelo de fundación, no debe exceder la presión admisible o capacidad de carga del suelo de fundación.

El análisis de la distribución de esfuerzos en el suelo de cimentación se hace por unidad de longitud de muro, es decir, que el área a considerar es la base B por un largo de 1; en dicho análisis utilizaremos la siguiente terminología:

R = Fuerza resultante

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

N= Componente vertical de la fuerza resultante

B= Ancho de la base del muro

A= Área de la base, por unidad de longitud del muro:

$$A = 1.0 \times B = B$$

σ_1 = presión sobre el terreno en el borde izquierdo o exterior.

σ_2 = presión sobre el terreno en el borde derecho o interior.

σ_{adm} =esfuerzo permisible del suelo

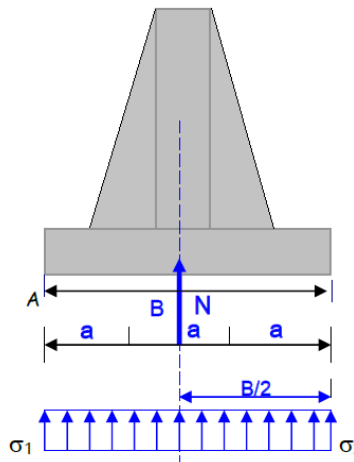
e= Excentricidad, distancia del centro de la base al punto de aplicación de la resultante.

Para efectos de análisis, se divide la base del muro en tres secciones iguales, identificadas como el tercio medio y los tercios exteriores; el análisis se lleva a cabo por unidad de longitud. El punto en que R intercepta a la base, es de importancia para la revisión de la estabilidad del muro por lo cual se estudiarán los siguientes casos:

- 1) Cuando R intercepta el centro de la base, la excentricidad es cero, y resulta que σ_1 y σ_2 son iguales N/B , ver figura No 2.22.

$$\sigma_1 = \sigma_2 = \frac{N}{A} = \frac{N}{B \times 1}$$

Figura No 2.22: Resultante de carga corta en el punto central de la base



Fuente: L. Mendoza (2015), "Muros de retención", Universidad de El Salvador

Lo anterior define una distribución de presiones uniforme sobre la base, lo cual puede resultar de un buen dimensionamiento de la sección del muro.

- 2) Cuando la resultante R intercepta a la base en un punto situado dentro del tercio medio y la excentricidad es menor que $\frac{B}{6} = \frac{a}{2}$, ver figura No 2.23, la presión no está uniformemente distribuida sobre el terreno, sino que presenta una distribución trapezoidal y los esfuerzos se calculan así:

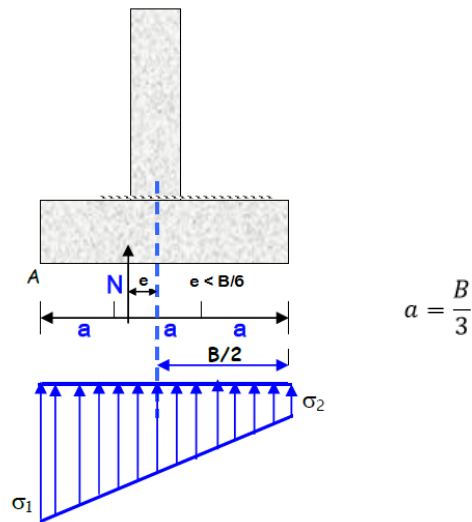
CAPITULO IV
CIMENTACIONES

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right)$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$$

Es buena práctica lograr que la resultante se localice dentro del tercio medio, ya que las presiones de contacto son más uniformes, disminuyendo el efecto de asentamientos diferenciales entre la puntera y el talón.

Figura No 2.23: La resultante corta en el tercio medio de la base

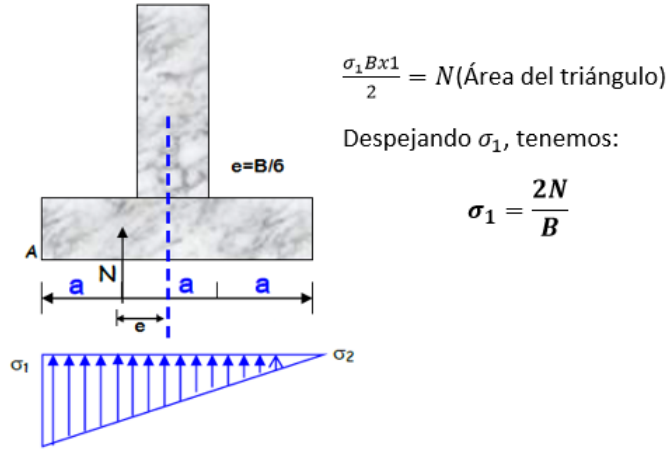


Fuente: L. Mendoza (2015), "Muros de retención", Curso de Cimentaciones T.E.

- 3) La resultante intercepta a la base en el borde exterior del tercio medio, esto es $e = \frac{B}{6} = \frac{a}{2}$, en este caso la distribución de presiones es triangular y los esfuerzos en los extremos de la base se calculan así: $\sigma_1 = \frac{2N}{B}$ y $\sigma_2 = 0$, ver figura No 2.26.

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

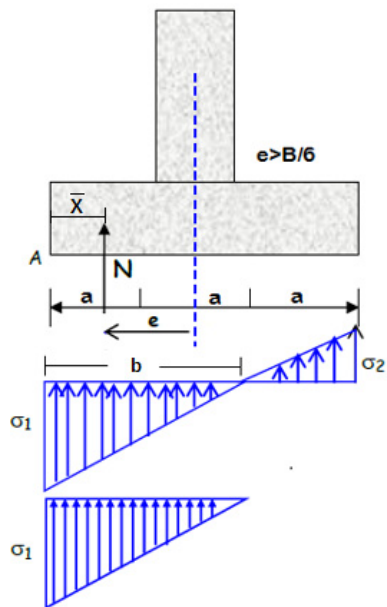
Figura No 2.24: La resultante corta en el tercio medio de la base



Fuente: L. Mendoza (2015), "Muros de retención", Curso de Cimentaciones T.E

- 4) La resultante intercepta a la base fuera del tercio medio, $e > \frac{B}{6}$, en este caso sólo una parte del terreno está sometida a esfuerzos de compresión y el resto a esfuerzos de tensión. Como el suelo no puede soportar esfuerzos de tensión, mediante una simplificación, el esfuerzo máximo se calcula por: $\sigma_1 = \frac{2N}{3\bar{x}}$, ver figura No 2.25.

Figura No 2.25: La resultante corta fuera del tercio medio de la base



Llamado "b" a la distancia que forma el triángulo que se encuentra a compresión y haciendo momento de área se tiene:

Área del triángulo: $\frac{1}{2} \sigma_1 b$,

Si hacemos momento de fuerzas se tiene:

$$\left(\frac{1}{2} \sigma_1 x b\right) \frac{b}{3} = \frac{\sigma_1 b^2}{6} = N \frac{b}{3} = \sigma_1 = \frac{6Nb}{3b^2} = \frac{2N}{b};$$

pero $b=3\bar{x}$, sustituyendo se tiene:

$$\sigma_1 = \frac{2N}{3\bar{x}}$$

Fuente: L. Mendoza (2015), "Muros de retención", Curso de Cimentaciones T.E.

CAPITULO IV

CIMENTACIONES

Para este caso extremo por condiciones de sismo más suelo, así como también por diseño estructural, se determinó que los esfuerzos cubrieran al menos el 60% de la base de fundación B o que la excentricidad no sea mayor a $(1/2) B$ después de calcular la carga última y el esfuerzo máximo se procede al cálculo del factor de seguridad de capacidad de carga FS (Capacidad de carga).

Por medio de las ecuaciones establecidas en los casos anteriores, es posible calcular el esfuerzo máximo transmitido al suelo, el cual debe ser menor el esfuerzo permisible del suelo Q_{adm} .

2.9 Drenaje en muros

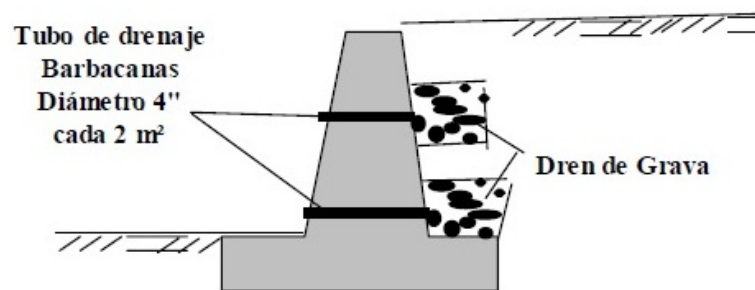
Debido a la existencia del nivel freático o por infiltración de aguas superficiales dentro del relleno soportado por el muro de retención, se acumulan importantes cantidades de agua, las cuales se recomienda sean rápidamente evacuadas a fin de evitar aumentos indeseables de las presiones ejercidas por la masa de suelo.

Estos muros, por contener aguas y tener función de retención hidráulica, deberán considerar medidas para lograr la impermeabilización del muro y asegurar el drenaje en los puntos que sean diseñados para evacuar las aguas, evitando filtraciones indeseadas en otras zonas de muros, problemas de durabilidad y corrosión de la estructura.

Para el drenaje en muros, se disponen diversos métodos, tales como los que se mencionan a continuación:

- Tubos de drenaje a través del muro denominados barbacanas, de diámetro aproximado a 10 cm, colocados en hileras paralelas a lo largo del muro, con un espaciamiento vertical no mayor de 2 metros. Se recomienda la instalación de material filtrante en el relleno, para facilitar la evacuación del agua, tal como se muestra en la figura No 2.26.

Figura No 2.26: Drenaje de muros de contención con barbacanas

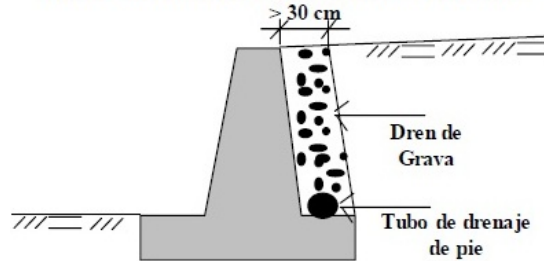


Fuente: <http://wiki.ead.pucv.cl/index.php/Archivo:Barbacanasosas.jpg>

- Drenes corridos de material permeable en toda la longitud del muro y ubicados en su respaldo. Las descargas de los drenes se hace hacia costados del muro.
- Capa de material permeable que cubre todo el respaldo del muro, con un espesor mínimo de 30 cm. La descarga puede hacerse con tubos de salida a través del muro o mediante un tubo colector perforado, colocado en la base del muro y con descarga en ambos extremos, ver figura No 2.27.

CAPITULO IV CIMENTACIONES

Figura No 2.27: Drenaje de muros de contención con dren al pie

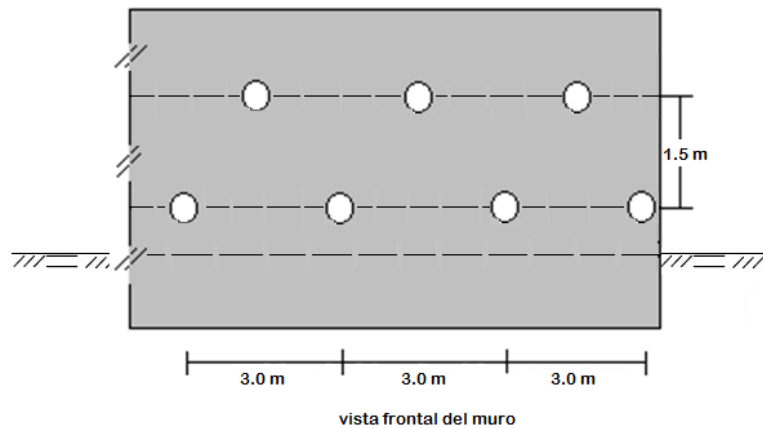


Fuente: <http://wiki.ead.pucv.cl/index.php/Archivo:Barbacanosas.jpg>

Barbacanas: este sistema de drenaje puede consistir en agujeros dejados en el muro cuya función consiste en desaguar. Algunas características de estos se detallan a continuación:

- I. Deben tener un diámetro o lado no inferior a 10 cm (4") y su separación horizontal no debe ser superior a 3 m. Deben colocarse lo más bajos posible, disponiendo además otra hilada de barbacanas a media altura del muro o a 1.50 m sobre la hilada inferior en paralelo, para prever la obstrucción de éstos., Debe existir, como mínimo, una Barbacana por cada 4 m² de muro, y las barbacanas deben tener una pendiente entre el 5 y el 10%, hacia afuera del muro ver figura No 2.28.

Figura No 2.28: Distribución de barbacanas



Fuente: Propia

- II. Cuando se trate de muros de contrafuertes deben existir, como mínimo, dos Barbacanas por panel entre contrafuertes.
- III. Si la única salida del agua almacenada en el trasdós es a través de Barbacana, deben tenerse en cuenta los empujes debidos a una saturación parcial del relleno.

CAPITULO IV

CIMENTACIONES

- IV. En la salida de las barbacanas-por el paramento de trasdós se colocará un filtro de grava gruesa de volumen aproximado 0.40 x 0.40 x 0.30 m, o el necesario para evitar el escape del material de relleno y la colmatación del barbacana.
- V. Las barbacanas constituyen un sistema de resultado problemático si no están combinados con algún filtro o dren interior al relleno.

Consideraciones especiales:

- En el caso de suelos expansivos, rellenos susceptibles a la helada, aguas agresivas o condiciones especiales se hará un estudio específico detallado del sistema más conveniente.
- Los filtros verticales son más difíciles de construir que los inclinados y producen una menor reducción de presiones del agua infiltrada o freática.
- Funcionalmente el mejor sistema consiste en una cuña de relleno granular filtrante. Este sistema es el más sencillo de ejecución y debe preferirse a los demás cuando existen materiales adecuados en la zona y su coste no sea excesivo.
- Todos los sistemas deben tener fácil evacuación del agua drenada, evitando su acumulación en el trasdós.
- Siempre que sea posible debe evitarse la infiltración de agua de lluvia o escorrentía por la superficie del relleno, para lo cual se colocarán materiales o pavimentos poco permeables, con fácil drenaje por gravedad y complementados con las oportunas cunetas o sumideros.

Filtros

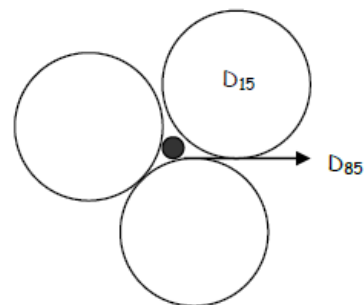
Un filtro es cualquier material poroso cuyos huecos sean lo suficientemente pequeños para impedir el arrastre del suelo hacia adentro del desagüe o dren y suficientemente permeable para que ofrezca poca resistencia a la filtración.

El material filtrante no es necesario que retenga todas las partículas del suelo de relleno, sino que sólo las más gruesas que el D_{85} del suelo; este tamaño se puede obtener de una curva granulométrica del suelo y es el diámetro para el cual, un 85% de las partículas son menores que dicho diámetro. El objeto de lo anterior es que las partículas menores del filtro retengan a las mayores del suelo y éstas, a su vez, retengan a las menores del mismo suelo.

Un criterio aproximado del tamaño máximo de las partículas que pueden ser usadas como material para el filtro, se analiza a continuación.

Si tres esferas tales como las de la figura No 2.29, tienen diámetros 5 veces más grandes que el diámetro de la esfera más pequeña, esta apenas

Figura No 2.29: Ilustración del tamaño de partícula del filtro



Fuente: L. Mendoza (2015), "Muros de retención", Curso de Cimentaciones T.E

CAPITULO IV CIMENTACIONES

pasa a través del orificio central. Si el orificio central es el más pequeño que pueda ocurrir entre las partículas mostradas, el tamaño del material filtrante deberá ser limitado a algo menor que 5 veces el tamaño del material de relleno.

Esto es: $D_{15}(\text{filtro}) \leq 5D_{85}(\text{suelo})$.

Si el filtro es para proporcionar un drenaje libre, debe ser mucho más permeable que el suelo. La relación que determina esta condición es:

$$D_{15}(\text{filtro}) \leq 5D_{15}(\text{suelo}).$$

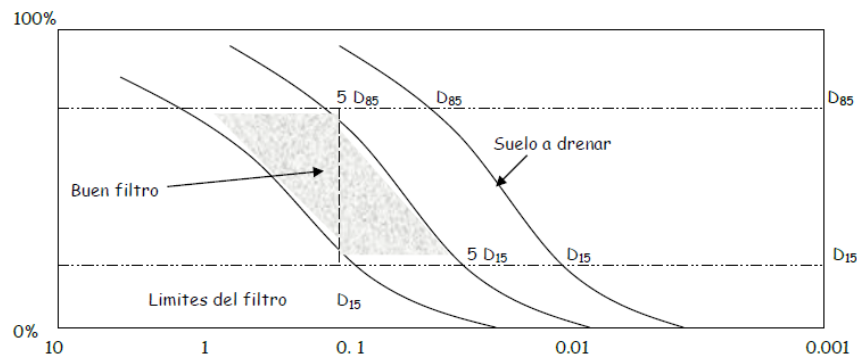
Las dos relaciones anteriores se expresan de la siguiente forma:

$$\frac{D_{15}(\text{filtro})}{D_{85}(\text{suelo})} \leq 5 \leq \frac{D_{15}(\text{filtro})}{D_{15}(\text{suelo})}$$

La curva granulométrica del suelo a drenar, debe ser trazada previamente, para efecto del diseño del filtro. Es necesario que las partículas del filtro estén entre los límites establecidos y que su curva granulométrica sea suave y paralela o más aplanada que la curva del suelo; reuniendo así las condiciones de bien graduada (ver figura No 2.30):

- $C_u > 4$
- $1 < C_c < 3$

Figura No 2.30: Curvas Granulométricas de filtro y suelo



Fuente: L. Mendoza (2015), "Muros de retención", Universidad de El Salvador

La granulometría del filtro, además de estar limitada, por las relaciones antes mencionadas, debe tener un D_{85} suficientemente grande, para que el material del filtro no pase por huecos de 0.8 cm, que es el tamaño de los huecos en los tubos comerciales para drenaje.

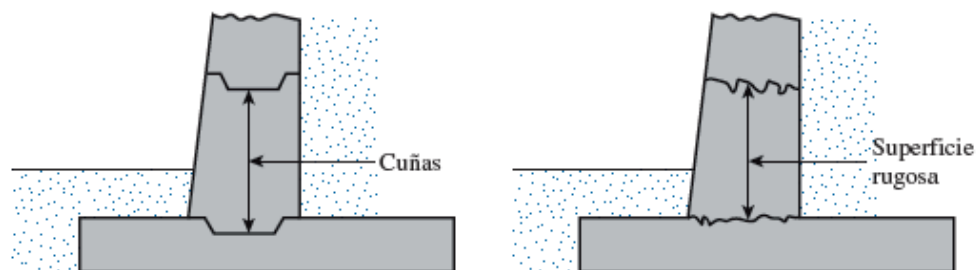
El espesor de los filtros no se fija con exactitud; para cargas de agua pequeñas, el espesor será de unos cuantos centímetros y para cargas grandes, se usan espesores hasta de 0.4 m

2.10 Juntas

Un muro de retención se puede construir con una o más de las juntas siguientes:

- 1) Juntas de construcción (consulte la figura No 2.31) son juntas verticales y horizontales que se colocan entre dos vaciados de concreto sucesivos. Para aumentar la resistencia cortante en las juntas, se pueden utilizar cuñas. Si no se utilizan cuñas, la superficie del primer vaciado se limpia y se hace rugosa antes del siguiente vaciado de concreto.

Figura No 2.31: Juntas de construcción



Fuente: Braja M. Das, Principios de Ingeniería Geotécnica, Capítulo 8, pág. 397,
Séptima Edición

- 2) Juntas de contracción (ver figura No 2.32 y 2.33) son juntas verticales (ranuras) colocadas en la cara de un muro (desde la parte superior de la losa de base hasta la parte superior del muro) que permiten que el concreto se contraiga sin un daño apreciable. Las ranuras pueden ser de aproximadamente 6 a 8 mm de ancho y de 12 a 16 mm de profundidad.
- 3) Las juntas de expansión (ver figura No 2.32 y 2.33) permiten la expansión del concreto causada por los cambios de temperatura; también se pueden utilizar juntas de expansión verticales desde la base hasta la parte superior del muro. Estas juntas se pueden rellenar con rellenos flexibles para juntas. En la mayoría de los casos, las varillas de refuerzo de acero que van a lo largo del cuerpo del muro son continuas a través de todas las juntas. El acero se engrasa (en el área de la junta) para permitir que el concreto se expanda.

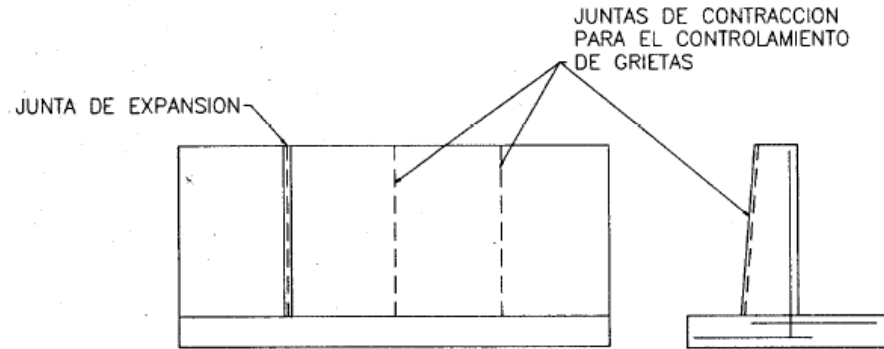
Según la Norma Técnica Salvadoreña deberán proveerse juntas verticales:

- a) En toda zona en donde ocurran cambios bruscos en la sección transversal vertical de un muro.
- b) A una distancia horizontal máxima de 12.0 m.
- c) En los cambios de nivel de la cimentación y/o en los cambios de dirección del alineamiento del muro

Así mismo, la norma AASHTO 2002, establece que se deben colocar juntas de contracción a intervalos que no deben exceder los 9.15 m (30 pies) y para juntas de expansión no se debe exceder los 27.45 m (90 pies) para muros de gravedad o de concreto armado.

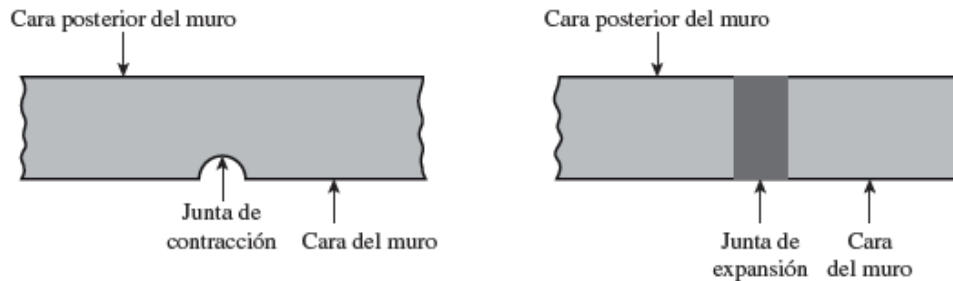
CAPITULO IV CIMENTACIONES

Figura No 2.32: Juntas de expansión y contracción en muros, vista en sección



<http://tesis.uson.mx/digital/tesis/docs/2404/Capitulo3.pdf>

Figura No 2.33: Juntas de expansión y contracción en muros, vista en planta



Fuente: Braja M. Das, Principios de Ingeniería Geotécnica,
Capítulo 8, pág. 397, séptima edición

A continuación se presentan algunos criterios para el empleo de las juntas en muros de contención.

Criterios:

- Deben existir juntas en los cambios de sección, o cuando existan singularidades del propio muro tales como escaleras, rampas de carga, curvas, etc.
- Análogamente se dispondrán juntas cuando se han de diferenciar entre tramos contiguos del muro.
- La distancia entre juntas de expansión, salvo justificación, estará en un intervalo de 18 a 30 m, recomendándose una separación no superior a $3H$ (H =altura del muro).
- La separación de las juntas de contracción será de 8 a 12 m, según la NTS.
- Las juntas y los productos para el relleno de éstas cumplirán a efectos de la impermeabilidad, las especificaciones

CAPITULO IV CIMENTACIONES

- La abertura de las juntas de expansión será de 2 a 4 cm, según las variaciones de temperatura previsibles.
- Se evitará el paso de armaduras a través de las juntas. Cuando esto sea necesario para mantener alineaciones o por circunstancias especiales, salvo justificación en contra, todas las armaduras que penetren en una cara de la junta deben proyectarse como pasadores lubricados y sin dobleces ni anclajes para permitir los movimientos longitudinales y convenientemente protegidos de acuerdo con la durabilidad especificada.

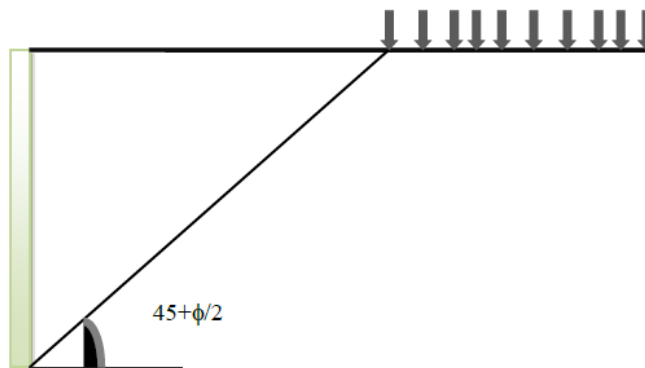
2.11 Zonas de protección

Se deberá proveer a los muros de retención con una zona de protección entre la corona y las construcciones superiores, así como entre el pie del muro y las construcciones inferiores. Para la determinación de esta zona se proyecta una línea con un ángulo igual a $45^\circ + \frac{\phi}{2}$ desde el pie del muro, el cual corresponde a la cuña de falla supuesta.

El ancho de protección que no sean provistas de un revestimiento permanente, deberán dotarse de una vegetación apropiada de acuerdo a la pendiente del terreno y al tipo de suelos.

Los muros que se proyectan con una sobrecarga se consideran su efecto para efecto de análisis, y si ésta está alejada en más de 7.0 m de la corona del muro se puede no considerar su efecto, pero antes se debe revisar la cuña de falla, ver figura No 2.34:

Figura No 2.34: Influencia de sobrecarga y cuña de falla

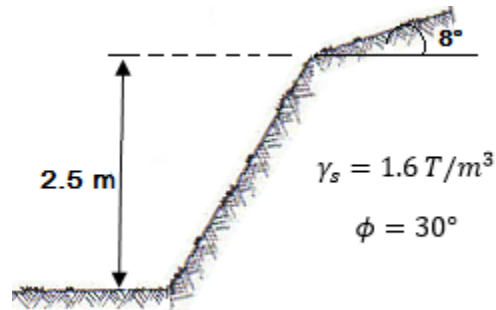


Fuente: L. Mendoza (2015), "Muros de retención", Curso: Cimentaciones T.E.

2.12 Ejercicio Resuelto

Ejercicio 1. Para el talud mostrado en la figura No 2.35, proyecte un muro de retención con una longitud de 50m, partiendo del dimensionamiento y evaluando posteriormente su estabilidad.

Figura No 2.35: Condiciones del sitio



Fuente: Propia

Solución:

Predimensionamiento:

Siguiendo los criterios mostrados en el ítem 2.5 de ésta unidad y atendiendo el cambio de nivel mostrado en la figura No 2.35, se propone una sección con los siguientes datos:

- **Altura de Muro (H)**
La altura del muro de retención desde la cota de desplante es:
 $H_{total} = H + Df = 2.5 + 1.5 = 4.0 \text{ m}$
- **Base del Muro (B)**
Se tomará un valor de 0.7 H
 $B = 0.7 \times H = 0.7 \times 4.0 = 2.8 \text{ m}$
- **Cota de desplante (D)**
Para la cota de desplante se determinó un valor de 1.5 m
- **Altura de Zapata (d)**
 $d = 0.16H = 0.16 \times 4.0 = \sim 0.65 \text{ m}$
- **Pie del Muro**
 $pie = 0.16H = 0.16 \times 4.0 = \sim 0.65 \text{ m}$
- **Ancho del muro**

CAPITULO IV CIMENTACIONES

Como el valor mínimo es de 0.3 m se decidió colocarle un valor de 0.5 m por el volumen de suelo que soportará.

- **Talón del Muro**

$$\text{Talón} = 2.8 - 0.64 - 0.13 - 0.5 = \sim 1.55 \text{ m}$$

- **Pendiente**

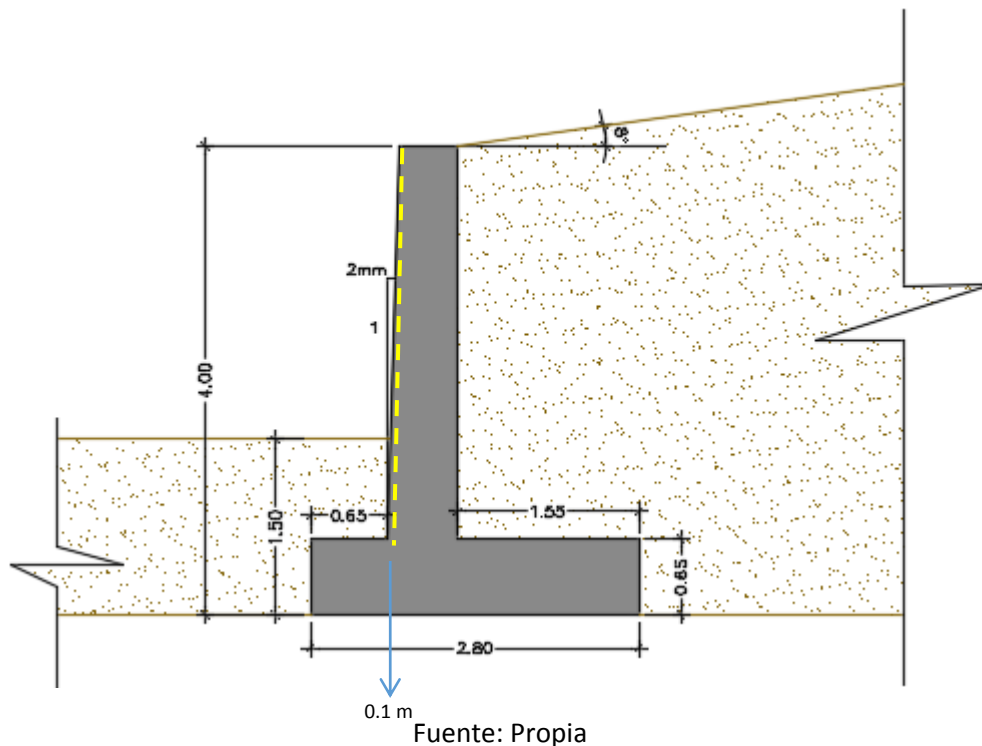
La relación es de 0.02h:1v, luego de la revisión se determinara la pendiente final

- **Longitud de muro**

Según el planteamiento del problema el muro tendrá una longitud de 50 m.

Las dimensiones del muro de retención se muestran en la figura No 2.36

Figura No 2.36: Dimensiones del Muro



Calculo de empujes

Una vez pre-dimensionado el muro de retención se deben calcular los empujes para analizar la estabilidad del muro, para lo cual se debe determinar la ubicación del empuje resultante (trasdós o vertical) con la siguiente ecuación y así determinar el uso de la teoría de coulomb o ranking para el cálculo del empuje activo.

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

$$\eta = 45^\circ + \frac{\beta}{2} - \frac{\phi}{2} - \frac{1}{2} \operatorname{sen}^{-1} \left(\frac{\operatorname{sen} \beta}{\operatorname{sen} \phi} \right)$$

η : Ángulo que define donde colocar el empuje resultante.

ϕ : Ángulo de Fricción Interna del suelo = 30°

β : Ángulo de inclinación de la superficie del terreno = 8°

Sustituyendo valores:

$$\eta = 45^\circ + \frac{8^\circ}{2} - \frac{30}{2} - \frac{1}{2} \operatorname{sen}^{-1} \left(\frac{\operatorname{sen} 8^\circ}{\operatorname{sen} 30^\circ} \right) = 25.9^\circ$$

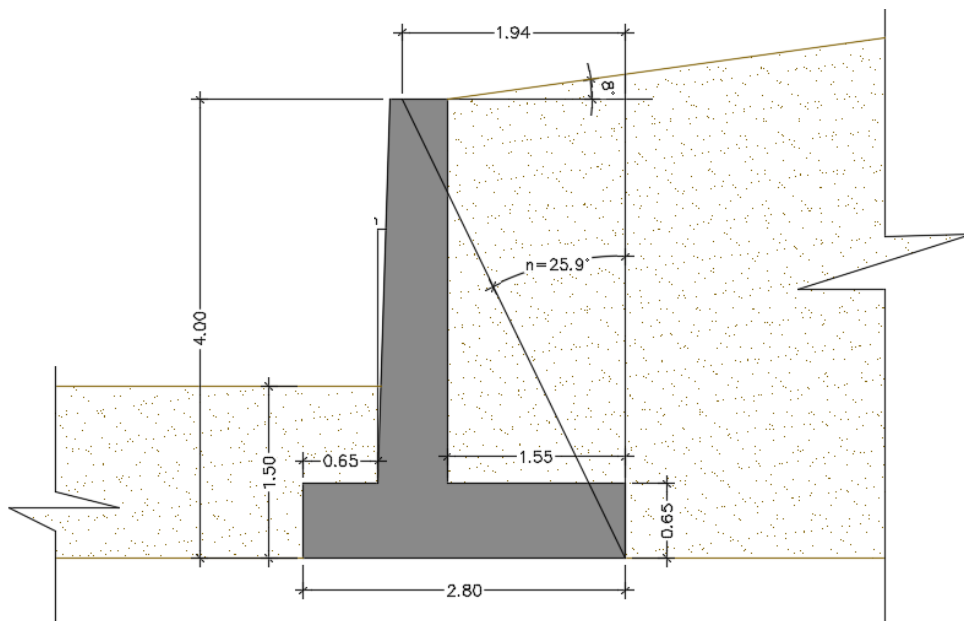
$$X = 4.0 \tan(25.9^\circ) = 1.94 \text{ m}$$

Como $X = 1.94 \text{ m} > 1.55 \text{ m}$ (talón) por lo tanto η° corta el paramento interno del muro, se **utilizará la teoría de Coulomb** para el cálculo de empuje activo, ver figura No 2.40.

La ubicación de los empujes para dicha teoría es:

- Ea está ubicado a $H/3$ desde la base del muro con una inclinación con respecto a la horizontal igual a $\delta = \phi/2 = 15^\circ$, ver figura No 2.41.
- Es está ubicado a $2H/3$ desde la base del muro con una inclinación con respecto a la horizontal igual a $\delta = \phi/2 = 15^\circ$, ver figura No 2.41.

Figura No 2.37: Ubicación de Ángulo η°

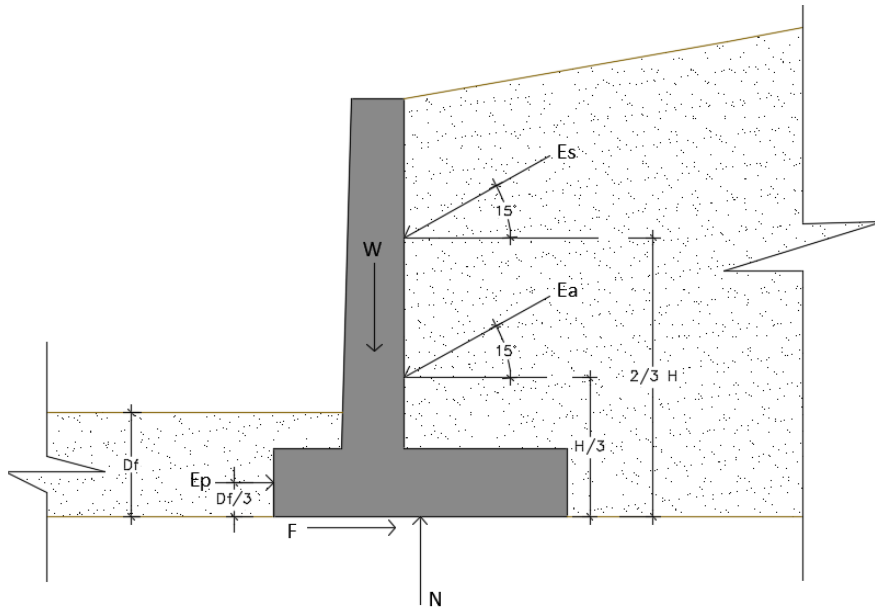


Fuente: Propia

Las fuerzas que actúan en el muro de retención y su ubicación se muestran en la figura No 2.38.

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Figura No 2.38: Fuerzas resistentes y actuantes en el muro de retención



Fuente: Propia

EMPUJE ACTIVO

Condición Gravedad

Utilizando la teoría de Coulomb ya que del análisis se determinó que el ángulo η° corta el paramento interno:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma_s (H)^2 K_a$$

Dónde:

γ_s : Peso Específico del suelo = 1.6 T/m³

H: Altura del muro de retención = 4.0 m

K_a : Coeficiente de empuje activo

$$\omega = 0^\circ \quad \delta = \frac{30}{2} = 15^\circ$$

$$K_a = \frac{(\cos(\phi - \omega))^2}{(\cos(\omega))^2 \cos(\omega + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\omega + \delta) \cos(\omega - \beta)}} \right]^2}$$

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

$$K_a = \frac{(\cos(30 - 0))^2}{(\cos(0))^2 \cos(0 + 15) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(15 + 30) \sin(30 - 8)}{\cos(0 + 15) \cos(0 - 8)}} \right]^2}$$

$$K_a = 0.33$$

$$E_a = \frac{1}{2} (1.6)(4.0)^2 (0.33) = 4.22 \text{ T/m}$$

Componentes del empuje activo:

Componente Vertical:

$$E_{av} = 4.22 \text{sen}15^\circ = 1.09 \text{ T/m}$$

Componente Horizontal:

$$E_{aH} = 4.22 \text{cos}15^\circ = 4.07 \text{ T/m}$$

Empuje Activo condición Gravedad + Sismo

De la ecuación de la presión activa del suelo de Mononobe-Okabe se tiene que el empuje combinado se calcula como sigue:

$$E_{ae} = \frac{1}{2} \gamma_s (H)^2 (1 - K_v) K_{ae}$$

Dónde:

K_{ae}: Coeficiente de la presión activa del suelo con efecto de terremoto

γ_s: Peso Específico del suelo = 1.6 T/m³

H: Altura del muro de retención = 4.0 m

K_v: Componente vertical de aceleración del terremoto

El coeficiente de la presión activa del suelo con efecto de sismo:

$$K_{ae} = \frac{\text{Cos}^2(\phi - \theta - \omega)}{\text{cos}\theta \text{cos}^2\omega(\delta + \omega + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta)\text{sen}(\phi - \theta - \beta)}{\text{cos}(\delta + \omega + \theta) \text{cos}(\beta - \omega)}} \right]^2}$$

El ángulo θ se calcula de la siguiente manera:

$$\theta = \tan^{-1} \left[\frac{K_h}{(1 - K_v)} \right]$$

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Se asume que el muro estará ubicado en la zona sísmica I del país, entonces el valor de $K_h=0.16$ y $K_v=0$.

$$\theta = \tan^{-1} \left[\frac{0.16}{(1 - 0)} \right] = 9.09^\circ$$

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(30 - 9.09 - 0)}{\cos(9.09)\cos^2(\omega)\cos(15 + 0 + 9.09) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(30 + 15)\sin(30 - 9.09 - 8)}{\cos(15 + 0 + 9.09)\cos(8 - 0)}} \right]^2}$$

$$K_{ae} = 0.48$$

Empuje Combinado:

$$E_{ae} = \frac{1}{2} (1.6)(4.0)^2 (1 - 0)(0.48) = 6.14 \text{ T/m}$$

$$E_s = E_{ae} - E_a$$

Dónde:

E_s : Empuje debido a sismo

E_{ae} : Empuje combinado

E_a : Empuje Activo

$$E_s = 6.14 - 4.22 = 1.92 \text{ T/m}$$

Componentes del empuje por efecto de sismo:

Componente Vertical:

$$E_{SV} = 1.92 \sin 15^\circ = 0.496 \text{ T/m}$$

Componente Horizontal:

$$E_{SH} = 1.92 \cos 15^\circ = 1.85 \text{ T/m}$$

EMPUJE PASIVO

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma_s D_f^2 K_p$$

Dónde:

γ_s : Peso Específico del suelo = 1.6 T/m

D_f : Cota de desplante = 1.5 m

K_p : Coeficiente de empuje pasivo

Coeficiente de empuje pasivo:

$$K_p = \frac{1 + \sin(\phi)}{1 - \sin(\phi)}$$

$$\phi = 30^\circ$$

$$K_p = \frac{1 + \sin(30^\circ)}{1 - \sin(30^\circ)} = 3.0$$

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Empuje Pasivo:

$$E_p = \frac{1}{2}(1.6)(1.5)^2(3.0) = 5.4 T/m$$

Revisando la Estabilidad del muro

➤ **Factor de seguridad por deslizamiento**

Para determinar el factor por deslizamiento se debe de calcular las fuerzas resistentes y actuantes en el muro.

$$FS = \frac{F_R}{F_A} \geq 1.5$$

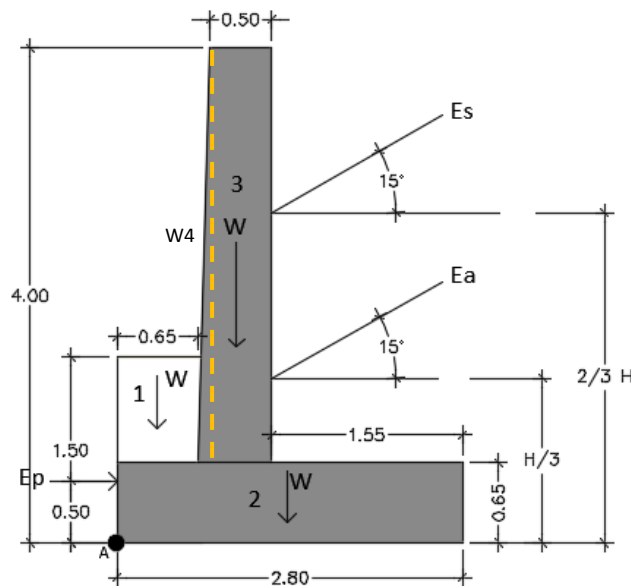
De la ecuación del factor de seguridad se tiene:

F_R : Fuerzas Resistentes

F_A : Fuerzas Actuantes

Para que el muro cumpla con la estabilización por deslizamiento el factor de seguridad debe ser mayor o igual a 1.5 para la condición de gravedad y 1.2 para la condición de gravedad más sismo.

Figura No 2.39: Cálculo de pesos del muro



Fuente: Propia

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

CONDICION GRAVEDAD

Para la condición de gravedad las fuerzas resistentes son:

- La fuerza de fricción
- Empuje Pasivo

La fuerza de fricción es igual a:

$$F(g) = (W_1 + W_2 + W_3 + W_4 + E_V) \tan \delta, \text{ siempre y cuando no exista cohesión en la base.}$$

La fuerza actuante en la condición de gravedad es igual a la componente horizontal del Empuje Activo (E_V).

Cálculo de fuerzas resistentes:

Como ejemplo se calculará una de las fuerzas resistentes (peso 1) para lo cual se tienen dimensiones de $h=0.85$ m y $b=0.65$ m.

$$\text{Área 1} = 0.65 \times 0.85 = 0.5525 \text{ m}^2$$

Para una longitud de 1 m el volumen será igual a:

$$\text{volumen} = 0.5525 \times 1 = 0.5525 \text{ m}^3$$

El peso del elemento del muro será:

$$\text{Peso}(T) = \text{volumen}(\text{m}^3) \times \text{peso volumétrico del material}(T/\text{m}^3)$$

$$\text{Peso} = 0.5525 \times 1.6 = 0.88 \text{ T}$$

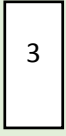

Para el cálculo de los demás elementos del muro se hizo el mismo procedimiento.

En la tabla No 2.5 se muestran los resultados de las fuerzas actuantes y resistentes en el muro para las condiciones de gravedad y gravedad más sismo.

Tabla No 2.5: Fuerzas resistentes y fuerzas actuantes

Elemento	Dimensiones (m)	Área (m ²)	Volumen (m ³)	Peso específico (T/m ³)	Peso (T)
1	0.65x0.85	0.55	0.55	1.6	0.88
2	2.80x0.65	1.82	1.82	2.40	4.37

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

	3.35x0.5	1.68	1.68	2.40	4.03
	0.5x0.1x3.35	0.17	0.17	2.4	0.40
E_{aV}	-	-	-	-	1.09
				Suma Gravedad (N)	10.77
E_{SV}	-	-	-	-	0.496
				Suma Gravedad+ sismo (N)	11.27
E_p	-	-	-	-	5.4
E_{aH}	-	-	-	-	4.07
E_p	-	-	-	-	5.4
E_{SH}	-	-	-	-	1.85

Propia

La fuerza de fricción es igual a:

$$N = (0.88 + 4.37 + 4.03 + 0.40 + 1.09) = 10.77 \text{ T}$$

$$F(g) = (0.88 + 4.37 + 4.03 + 0.40 + 1.09) \tan 15^\circ = 10.77 \tan 15^\circ = 2.89 \text{ T}$$

$$FS = \frac{F + E_p}{E_{aH}} = \frac{2.89 + 5.4}{4.07} = 2.04 \geq 1.5 \text{ ok!!}$$

CONDICIÓN DE GRAVEDAD + SISMO

Para esta condición a las fuerzas resistentes se le debe sumar el empuje vertical del sismo y a las fuerzas actuantes se le debe sumar la componente horizontal del sismo.

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Factor de Seguridad en condición de gravedad + Sismo:

La fuerza de fricción es igual a:

$$N = (0.88 + 4.37 + 4.03 + 0.40 + 1.09 + 0.496) = 11.27 \text{ T}$$

$$F(g + s) = (0.88 + 4.37 + 4.03 + 0.40 + 1.09 + 0.496) \tan 15^\circ = 10.77 \tan 15^\circ = 3.01 \text{ T}$$

$$FS = \frac{F_f + E_p}{E_{ah}} = \frac{3.01 + 5.4}{4.07 + 1.85} = 1.42 \geq 1.2 \text{ ok!!}$$

Como los factores de seguridad obtenidos para ambas condiciones cumplen con lo especificado en la norma, no es necesario la colocación de elementos de estabilización como un diente o reconfigurar las dimensiones del muro.

➤ **Factor de seguridad por volteo**

Se deben calcular los momentos generados por las fuerzas actuantes que tratan de voltear el muro respecto al punto A (ver figura No 2.42) y los momentos resistentes a dicha acción, para la condición gravedad y gravedad más sismo.

CONDICION GRAVEDAD

$$FS_V(g) = \frac{\sum M_R}{\sum M_A} \geq 1.5$$

En la tabla No 2.6 se muestra el cálculo de los Momentos resistentes y en la tabla No 2.7 el cálculo de los momentos actuantes.

Tabla No 2.6: Momentos resistentes para la condición gravedad

Fuerza (T)	Brazo (m)	M (T.m)
$W_1 = 0.88$	0.325	0.286
$W_2 = 4.37$	1.4	6.12
$W_3 = 4.03$	1.0	4.03
$W_4 = 0.40$	0.72	0.29
$E_p = 5.4$	0.5	2.7
$E_{aV} = 1.09$	1.25	1.36
ΣM_R		14.79

Fuente: Propia

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Tabla No 2.7: Momentos actuantes para la condición gravedad

Fuerza (T)	Brazo (m)	M (T.m)
$E_{aH} = 4.07$	1.33	5.43
ΣM_A		5.43

Fuente: Propia

$$FS_V(g) = \frac{14.79}{5.43} = 2.72 \geq 1.5 \text{ ok!!}$$

CONDICION GRAVEDAD + SISMO

$$FS_V(g + s) = \frac{\Sigma M_R}{\Sigma M_A} \geq 1.2$$

En la tabla No 2.8 se muestra el cálculo de los Momentos resistentes y en la tabla No 2.9 el cálculo de los momentos actuantes.

Tabla No 2.8: Momentos resistentes para la condición gravedad + sismo

Fuerza (T)	Brazo (m)	M (T.m)
$W_1 = 0.88$	0.325	0.286
$W_2 = 4.37$	1.4	6.12
$W_3 = 4.03$	1.0	4.03
$W_4 = 0.40$	0.72	0.29
$E_p = 5.4$	0.5	2.7
$E_{aV} = 1.09$	1.25	1.36
$E_{SV} = 0.496$	1.25	0.62
ΣM_R		15.41

Fuente: Propia

Tabla No 2.9: Momentos actuantes para la condición gravedad+ sismo

Fuerza (T)	Brazo (m)	M (T.m)
$E_{aH} = 4.07$	1.33	5.43
$E_{SH} = 1.85$	2.67	4.94
ΣM_A		10.37

Fuente: Propia

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

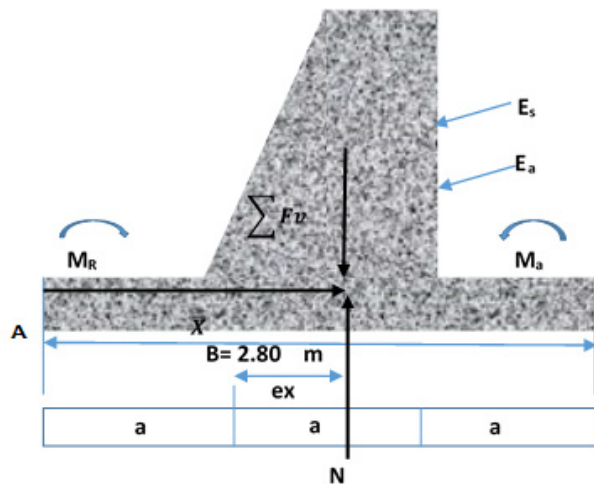
$$FS_V(g + s) = \frac{\sum M_R}{\sum M_A}$$

$$FS_V(g + s) = \frac{15.41}{10.37} = 1.49 > 1.2 \text{ ok!!}$$

➤ **Capacidad de carga**

Consiste en revisar la distribución de presiones generada en la base del muro, debido a la transferencia de cargas.

Figura No 2.40: Evaluación de la capacidad de carga



Fuente: L. Mendoza (2015), "Muros de retención", Curso: Cimentaciones T.E.

Realizando sumatoria de momentos alrededor de "A", ver figura No 2.43.

$$N\bar{X} = MR - Ma$$

$$\bar{X} = \frac{MR - Ma}{N}$$

• **Condición Gravedad**

$$\bar{X} = \frac{MR - Ma}{N} = \frac{14.79 - 5.43}{10.77} = 0.87 \text{ m}$$

$$e = \frac{B}{2} - \bar{X} = \frac{2.80}{2} - 0.87 = 0.53 \text{ m}$$

$$e_{max} = \frac{B}{6} = \frac{2.80}{6} = 0.47 \text{ m}$$

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

$e > \frac{B}{6}$, por lo que la normal cae fuera del tercio medio y la distribución de presiones es igual a la de la figura No 2.41.

• **Condición Gravedad + Sismo**

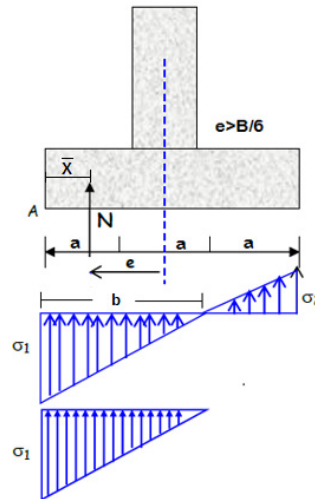
$$\bar{X} = \frac{MR - Ma}{N} = \frac{15.41 - 10.37}{11.27} = 0.44 \text{ m}$$

$$e = \frac{B}{2} - \bar{X} = \frac{2.80}{2} - 0.44 = 0.95 \text{ m}$$

$$e_{max} = \frac{B}{6} = \frac{2.80}{6} = 0.47 \text{ m}$$

$e > \frac{B}{6}$, por lo que la normal cae fuera del tercio medio y la distribución de presiones es igual a la de la figura No 2.41.

Figura No 2.41: La resultante corta fuera del tercio medio de la base



Fuente: L. Mendoza (2015), "Muros de retención", Curso: Cimentaciones T.E.

Para la condición gravedad

$$\sigma_1 = \frac{2N}{b} = \frac{2N}{3\bar{X}} = \frac{2 * 10.77 \text{ T}}{3 * 0.87} = 8.25 \text{ T/m}^2$$

Para la condición gravedad + Sismo

$$\sigma_1 = \frac{2N}{b} = \frac{2N}{3\bar{X}} = \frac{2 * 11.27 \text{ T}}{3 * 0.44} = 17.07 \text{ T/m}^2$$

La máxima presión obtenida en este caso σ_1 , deberá compararse con el σ_{adm} del suelo, en ningún caso deberá superarlo.

CAPITULO IV CIMENTACIONES

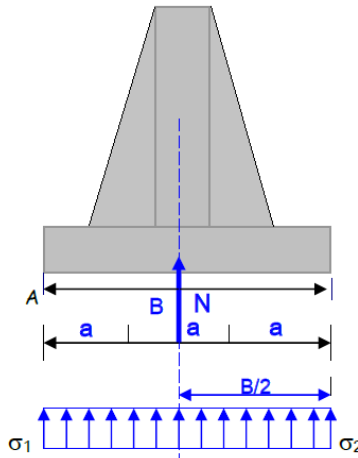
En este caso no se procederá a calcular la capacidad de carga del suelo, pero el lector puede calcularla considerando una zapata de longitud infinita, tal y como se vio en la unidad de **Capacidad de carga en cimentaciones superficiales**.

La distribución de esfuerzos obtenidos en la base del muro nos demuestra que una parte de la zapata está sometida a esfuerzos de tensión. En este caso podrían plantearse dos soluciones, la primera de ellas consiste en redimensionar el muro incrementando la base y la otra opción es diseñar un elemento estabilizador el cual consiste en un muerto con su respectivo tensor.

Debido que el tensor contrarrestara los efectos de volteo ocasionados por la zona de compresión, siendo así la normal se ubica en el centro de la base de la zapata, es decir la excentricidad será igual a cero, con lo que se obtendría una distribución de presión uniforme transmitidas al suelo.

En este caso la ubicación de la normal quedaría como se muestra en la figura No 2.42.

Figura No 2.42: Distribución de presiones uniforme en la base



Fuente: L. Mendoza (2015), "Muros de retención", Curso: Cimentaciones T.E.

En este caso para hacer uso de éste elemento de estabilización, se requiere perfilar el talud a manera de conseguir $\beta = 0^\circ$, puesto que de lo contrario la porción de suelo sobre el muerto generaría fuerzas de fricción en la parte superior del mismo y no podría asumirse una distribución lineal de presiones sobre el muerto. Por lo que debería realizarse una nueva revisión considerando dejar la inclinación del relleno horizontal.

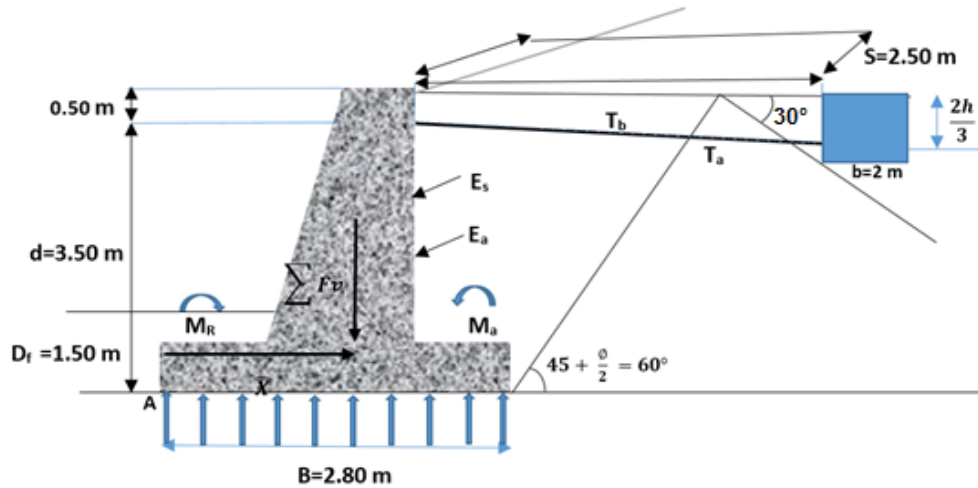
Ejercicio 2. Diseño del Muerto

Para el muro mostrado en la figura No 2.43, diseñe el elemento de estabilización contra el volteo (muerto), considerando los siguientes datos para el análisis (condición gravedad + sismo) y asumiendo que no existe pendiente en el relleno ($\beta=0^\circ$):

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

$$\begin{aligned} \Sigma F_v &= 11.27 T \\ Ma &= 10.37 T.m \\ M_R &= 15.41 T.m \\ d &= 3.5 m \\ \gamma_s &= 1.6 T/m^3 \\ \phi &= 30^\circ \\ K_a &= 0.33 \\ K_p &= 3.0 \\ \delta &= \frac{\phi}{2} \end{aligned}$$

Figura No 2.43: Características del muro



Fuente: Propia

Se considera que la distribución de presiones es uniforme, además que la excentricidad es igual a cero, además de la ubicación de la normal en el centro de la base de la zapata.

Ubicando la fuerza de tensión a una distancia de 0.50 m, desde el nivel de corona del muro. Se diseña para la condición más desfavorable.

Condición Gravedad + sismo

$$\curvearrowright \Sigma M_o = 0$$

$$\Sigma F_v \bar{x} + Ma - M_R - Tb d = 0$$

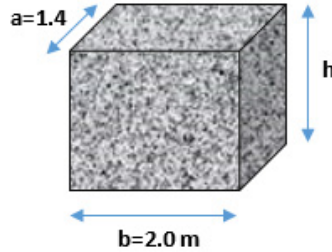
$$Tb = \frac{\Sigma F_v \bar{x} + Ma - M_R}{d} = \frac{(11.27 \cdot 1.40) + 10.37 - 15.41}{3.50} = 3.07 T$$

Dimensionando el muerto

Se asumen las dimensiones mostradas en la figura No 2.44.

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Figura No 2.44: Dimensiones del muerto



Fuente: L. Mendoza (2015), "Muros de retención", Curso: Cimentaciones T.E.

Consideraciones del dimensionamiento: $a < b$, $1\text{ m} < a < 1.5\text{ m}$ $2\text{ m} < S < 2.5\text{ m}$

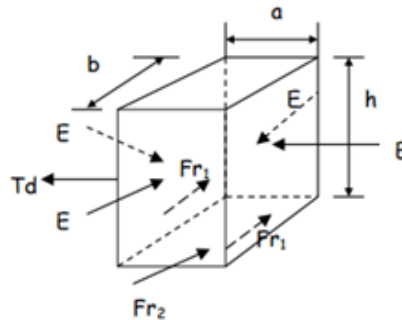
Considerando una separación entre muertos de 2.5 m, la distancia libre entre muertos es la diferencia de la separación entre muertos menos la cota "a", siendo dicha distancia de 1.1 m, por lo que no hay traslape entre muertos.

Cabe mencionar que el análisis se ha realizado exclusivamente para una longitud de muro de 1 m, sin embargo para 50 ml de muro solicitados la cantidad de muertos será;

$$\# \text{ muertos} = \frac{\text{Longitud total de muro}}{\text{separacion entre muertos}} = \frac{50\text{ m}}{2.5\text{ m}} = 20 \text{ muertos}$$

Calculando las fuerzas que actúan sobre el muerto, mostradas en la figura No 2.45.

Figura No 2.45: Fuerzas actuantes en el muerto



Fuente: L. Mendoza (2015), "Muros de retención", Curso: Cimentaciones T.E.

Dónde:

$$Ea = \frac{1}{2} \gamma_s h^2 K_a a = \frac{1}{2} * 1.6 * h^2 * 0.33 * 1.4 = 0.37 h^2$$

$$Ep = \frac{1}{2} \gamma_s h^2 K_p a = \frac{1}{2} * 1.6 * h^2 * 3.0 * 1.4 = 3.36 h^2$$

E_o = Empuje en reposo, el parámetro K_o se toma de la tabla No 2.4 considerando que se trata de arena suelta, $K_o = 0.6$.

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

$$E_o = \frac{1}{2} \gamma_s h^2 K_o b = \frac{1}{2} * 1.6 * h^2 * 0.60 * 2 = 0.96 h^2$$

$$Fr1 = E_o \tan \delta = 0.96 h^2 \tan 15^\circ = 0.257 h^2$$

$$Fr2 = W \tan \delta = \gamma_m * a * b * h * \tan 15 = 2.4 * 1.4 * 2 * h * \tan 15^\circ = 1.80 h$$

$$\uparrow \Sigma Fv = 0$$

$$-Td + Ep - Ea + 2Fr1 + Fr2 = 0$$

Dónde:

Td= Tb*FS*Separación entre muertos

FS= factor de seguridad = 2.0

$$Td = 3.07 * 2 * 2.5 = 15.35 T$$

Sustituyendo la tensión de diseño para encontrar la h del muerto:

$$-Tb + Ep - Ea + 2Fr1 + Fr2 = 0$$

$$-15.35 + 3.36 h^2 - 0.37 h^2 + 2 * 0.257 h^2 + 1.80 h = 0$$

$$3.50 h^2 + 1.80 h - 15.35 = 0$$

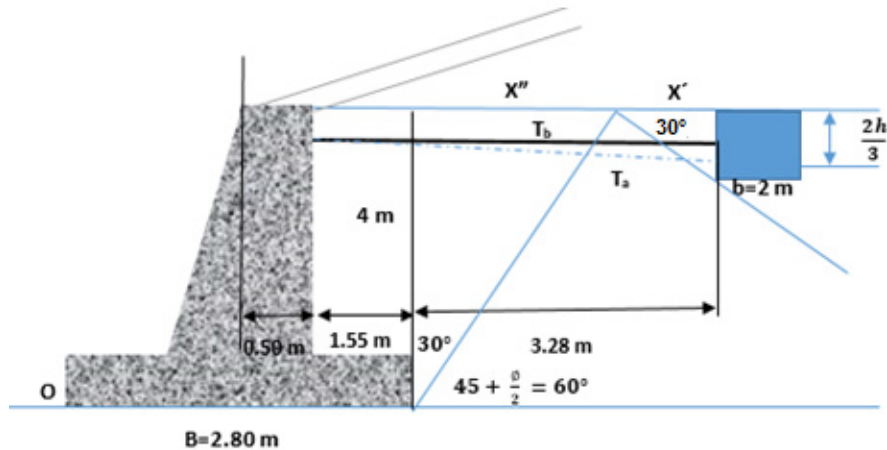
Resolviendo la cuadrática:

$$h = 1.85 \sim 1.90 m$$

Calculando ubicación del muerto

La ubicación se muestra a partir del paramento interno del muro ver figura No 2.46.

Figura No 2.46: Ubicación del muerto



Fuente: L. Mendoza (2015), "Muros de retención", Curso: Cimentaciones T.E.

$$X'' = 4 \tan 30^\circ = 2.31 m$$

$$X' = 1.90 / \tan 30^\circ = 3.30 m$$

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

$$X = 1.55 + X'' + X' = 1.55 + 2.31 + 3.30 = 7.16 \approx 7.20 \text{ m}$$

X = 7.20 m desde el paramento interno

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

2.13 Ejercicio Propuesto

Para el perfil mostrado en la figura No 2.47 diseñe un muro de retención, para retener la masa de suelo y una sobrecarga uniformemente distribuida de 0.15 kg/cm^2 , que estará ubicada a partir de la cota 15.0 m hacia la derecha, la longitud del muro será de 50 m, diseñe este de tal manera de proyectar todos elementos constituyentes que aseguren la estabilidad del mismo.

Los resultados de los sondeos realizados en el estudio de suelos son los siguientes:

Sondeo 1:

OBRA: _____	ESTRUCTURA: _____
LOCALIZACIÓN: _____	ELEV. BROCAL: <u>832.70 m</u>
	PESO GOLPEADOR: <u>140 Lbs.</u>
HERRAMIENTAS DE AVANCE: <u>Penetración Estándar</u>	SONDEO N°: <u>1</u>
HERRAMIENTAS DE MUESTREO: <u>Cuchara Partida</u>	REGISTRO: <u>1</u>
OPERADOR: _____	NIVEL FREÁTICO: <u>N A</u>
	REVISO: <u>BHS</u>
	FECHA: <u>04/05/2012</u>

PROF. EN (m)	RESISTENCIA A LA PENETRACIÓN				HUMEDAD %	CLASIFICACION
	20 cm	15 cm	15 cm	"N"		
0.00						
	4	5	6	11	17	Limo arenoso, café oscuro, orgánico, saturado (OL)
0.50						
	11	12	13	25	17	Limo arenoso, café oscuro, ligeramente orgánico, parcial saturado (ML-OL)
1.00						
	18	17	18	35	14	Limo arenoso, café claro, con pómez, parcial saturado (ML)
1.50						
	22	26	25	51	15	Arena limosa, café claro, parcial saturada (SM)
2.00						
	26	22	25	47	16	Arena limosa, café claro, con pómez, parcial saturada (SM)
2.50						
	30	31	40	71	19	" "
3.00						
	35	22	17	39	17	Arena limosa, café claro, parcial saturada (SM)
3.50						
	20	15	10	25	32	Limo arenoso, café claro, saturado (ML)
4.00						
	9	3	3	6	34	" "
4.50						
	5	6	3	9	32	Arena arcillosa, café oscuro, con escoria volcánica, saturada (lodo)(SC)
5.00						
	14	10	50	60	14	Escoria volcánica, café oscuro, parcial saturada (SP)
5.50						
	50	>50	---	>50	RPC	Rechazo a la penetración con punta cónica
6.00						Se intercepto escoria volcánica

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Sondeo 2:

OBRA: _____	ESTRUCTURA : _____	
LOCALIZACIÓN: _____	ELEV. BROCAL: <u>834.90 m</u>	
HERRAMIENTAS DE AVANCE: <u>Penetración Estándar</u>	SONDEO N°: <u>2</u>	PESO GOLPEADOR: <u>140 Lbs.</u>
HERRAMIENTAS DE MUESTREO: <u>Cuchara Partida</u>	REGISTRO: <u>2</u>	NIVEL FREÁTICO: <u>N A</u>
OPERADOR: <u>Velásquez</u>		REVISO: <u>BHS</u>
		FECHA: <u>04/05/2012</u>

PROF. EN (m)	RESISTENCIA A LA PENETRACIÓN				HUMEDAD %	CLASIFICACION
	20 cm	15 cm	15 cm	*N*		
0.00						
	3	6	8	14	15	Limo arenoso, café oscuro, ligeramente orgánico, con raíces, parcial saturado (ML-OL)
0.50						
	13	12	14	26	15	Limo arenoso, café claro, parcial saturado (ML)
1.00						
	20	17	15	32	16	" "
1.50						
	16	13	13	26	17	" "
2.00						
	12	10	10	20	18	" "
2.50						
	13	15	17	32	20	" "
3.00						
	19	21	20	41	17	Arena limosa, café claro, con pómez, parcial saturada (SM)
3.50						
	25	30	27	57	17	" "
4.00						
	27	25	36	61	20	" "
4.50						
	47	37	32	69	P.P.C	Chequeo penetración con punta cónica
5.00						
	35	31	35	66	P.P.C	Chequeo penetración con punta cónica
5.50						
	32	22	15	37	P.P.C	Chequeo penetración con punta cónica
6.00						

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Sondeo 3:

OBRA: _____	ESTRUCTURA : _____	
LOCALIZACIÓN: _____	ELEV. BROCAL: <u>834.07 m</u>	
	PESO GOLPEADOR: <u>140 Lbs.</u>	
HERRAMIENTAS DE AVANCE: <u>Penetración Estándar</u>	SONDEO N°: <u>3</u>	NIVEL FREÁTICO: <u>N A</u>
HERRAMIENTAS DE MUESTREO: <u>Cuchara Partida</u>	REGISTRO: <u>3</u>	REVISO: <u>BHS</u>
OPERADOR: _____	FECHA: <u>04/05/2012</u>	

PROF. EN (m)	RESISTENCIA A LA PENETRACIÓN				HUMEDAD %	CLASIFICACION
	20 cm	15 cm	15 cm	*N*		
0.00						
	1	1	2	3	31	Limo arenoso, café oscuro, orgánico, con raíces, saturado (OL)
0.50						
	7	7	10	17	21	Limo arenoso, café claro, parcial saturado (ML)
1.00						
	16	12	13	25	12	" "
1.50						
	20	17	20	37	13	Limo arenoso, café claro, parcial saturado (ML)
2.00						
	20	19	17	36	13	" "
2.50						
	26	27	34	61	13	" "
3.00						
	35	32	30	62	16	Arena limosa, café claro, con pómez, parcial saturada (SM)
3.50						
	37	35	50	85	17	" "
4.00						
	45	60	52	112	P.P.C	Chequeo penetración con punta cónica
4.50						
	70	>70	---	>70	R.P.C	Rechazo a penetración con punta cónica
5.00						Se interceptó posible escoria volcánica.

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

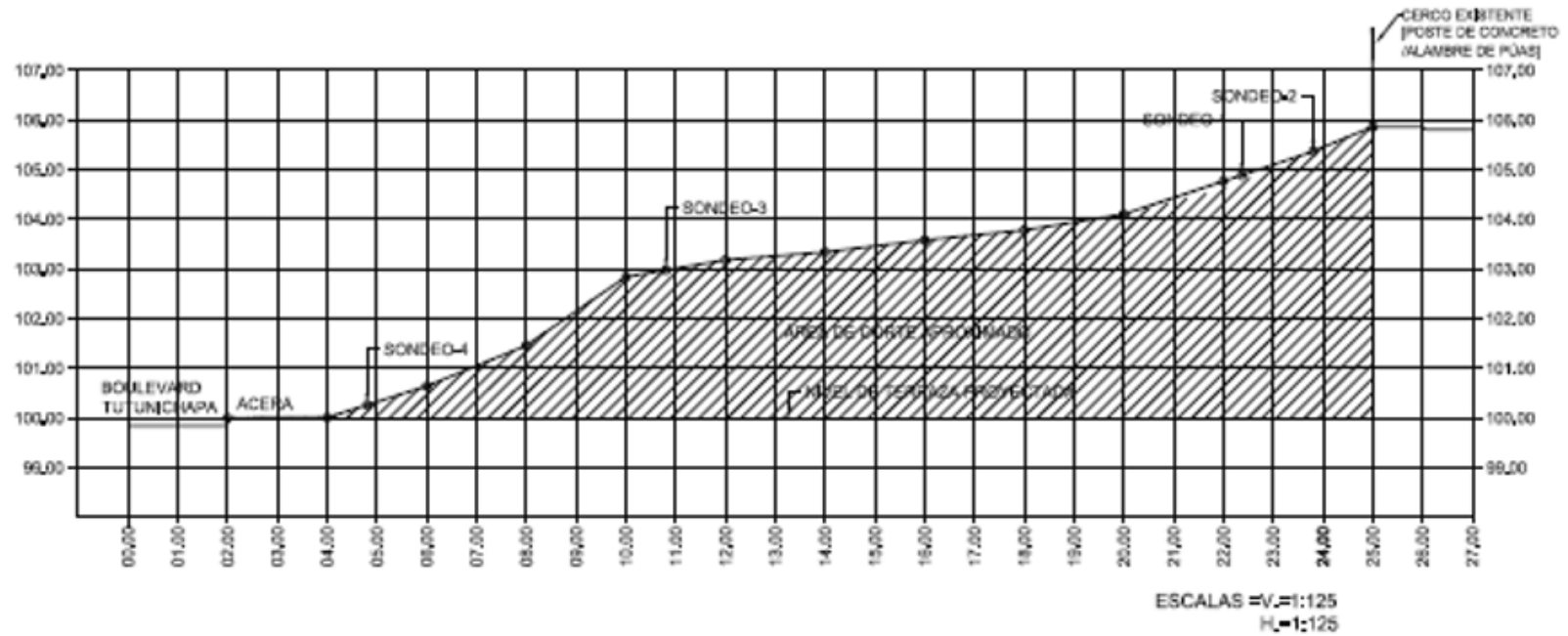
Sondeo 4:

OBRA: _____	ESTRUCTURA : _____
LOCALIZACIÓN: _____	ELEV. BROCAL: <u>834.57 m</u>
	PESO GOLPEADOR: <u>140 Lbs.</u>
HERRAMIENTAS DE AVANCE: <u>Penetración Estándar</u>	SONDEO N°: <u>4</u>
HERRAMIENTAS DE MUESTREO: <u>Cuchara Partida</u>	REGISTRO: <u>4</u>
OPERADOR: _____	NIVEL FREATICO: <u>N A</u>
	REVISO : <u>BHS</u>
	FECHA: <u>04/05/2012</u>

PROF. EN (m)	RESISTENCIA A LA PENETRACIÓN				HUMEDAD %	CLASIFICACION
	20 cm	15 cm	15 cm	"N"		
0.00						
	10	18	15	33	19	Limo arenoso, café oscuro , ligeramente orgánico, parcial saturado
0.50						(ML-OL)
	20	22	27	49	14	Limo arenoso, café claro, con pómez, parcial saturado (ML)
1.00						
	23	15	15	30	11	Limo arenoso, café claro, con pómez, parcial saturado (ML)
1.50						
	18	17	16	33	9	Limo arenoso, café claro, con pómez, seco (ML)
2.00						
	20	15	17	32	8	" "
2.50						
	26	23	27	50	8	" "
3.00						
	31	32	35	67	12	Arena limosa, café claro, con pómez, parcial saturada (SM)
3.50						
	50	33	50	83	14	" "
4.00						
	50	40	50	90	P.P.C	Chequeo penetración con punta cónica
4.50						
	100	>50	---	>50	P.P.C	Rechazo a la penetración con punta cónica
5.00						Se interceptó posible escoria volcánica.

CAPITULO IV CIMENTACIONES

Figura No 2.47: Perfil y ubicación de los sondeos



Fuente: L. Mendoza (2015), "Muros de retención", Curso: Cimentaciones T.E.

UNIDAD 3: ENTIBADOS

3.1 Generalidades

Las cimentaciones de la mayor parte de las estructuras se desplantan debajo de la superficie del terreno. Por lo tanto, no pueden construirse hasta que se ha excavado el suelo o roca que está arriba del nivel de la base de las cimentaciones.

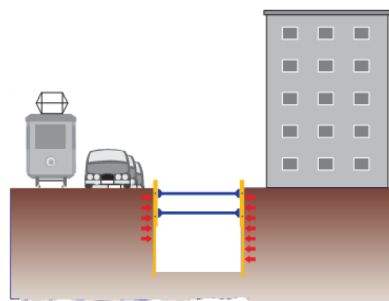
Los sistemas de protección de excavaciones pueden realizarse con entibados, tablestacados, cortinas de pilotes (micropilotes) o una combinación de los anteriores. Pueden ser utilizados en aquellas excavaciones en las que, debido a sus características geométricas o a las propiedades geomecánicas del suelo, se puedan presentar problemas por inestabilidad lateral o de fondo, tubificación o deformaciones laterales excesivas. También se construyen para facilitar las labores de construcción y para garantizar la seguridad del personal o de las obras o edificaciones vecinas.

Dentro de los factores que afectan la estabilidad de una excavación se pueden mencionar las siguientes:

- a) La profundidad de la excavación.
- b) Las condiciones del suelo (tipo de material, presencia de humedad, consistencia).
- c) La proximidad de edificios, instalaciones, carreteras de mucho tráfico y cualquier otra fuente de vibraciones que puedan ocasionar un derrumbe.
- d) Si el suelo ha sido alterado de alguna forma.
- e) La proximidad de arroyos, alcantarillas antiguas, cables subterráneos, etc.
- f) La presencia de sobrecargas eventuales tales como maquinaria y equipo o la provocada por el acopio de la misma tierra, producto de la excavación, puede ser determinante para que sea previsto un entibado.

Podemos considerar, con carácter general, peligrosa a toda excavación que, en terrenos corrientes, alcance una profundidad de 0.80 m y 1.30m en terrenos consistentes. Por lo que al alcanzar una profundidad superior a 1.30 m, se hace necesario la protección de la excavación siendo uno de los sistemas más utilizados los entibados y como estructuras de contención estos se encuentran sometidos a presiones de tierra que será necesario analizar para luego diseñar los elementos que los conforman, ver figura No 3.1.

Figura No 3.1: Entibado para protección de excavación cercana a edificaciones



Fuente:<http://www.elconstructorcivil.com/2011/03/entibaciones-para-zanjas-vaciados-y.html>

CAPITULO IV

CIMENTACIONES

Para el estudio de las presiones ejercidas sobre el sistema de entibados se utiliza la teoría Coulumb-Rankine 1857; a pesar de ser una teoría que data de 150 años su aceptación es tal que no se ha demostrado mediante laboratorio o en forma empírica alguna contradicción, es así, que tomaremos su método de cálculo como método de estudio por tener un sistema de cuñas deslizante de relleno en forma simplificada y de sencilla aplicación.

El cálculo de empujes de tierras permite evaluar los requisitos para el diseño de estructuras de contención. El comportamiento de los suelos dependen de muchos factores los cuales según Rankine, 1857; podemos nombrar la cohesión, la calidad, la homogeneidad, entre otros.

El estudio de los empujes sobre entibaciones se puede aplicar para los casos que cumplen ciertas hipótesis de cálculo:

- Suelo Homogéneo.
- Posibilidad de desplazamiento del muro de contención.
- Superficie de rotura del suelo es plana.
- El empuje es normal al plano de la entibación.
- Coronamiento Horizontal.
- En el fondo de la excavación los empujes se estabilizan y se anulan.
- Debido a la disminución de empujes en la zona inferior, la parte superior, debe estar apuntalada desde un principio, sobrecargando la entibación con relación a la ley triangular.

Estas afirmaciones han sido corroboradas, y con ella se han propuesto diversos diagramas para el cálculo de empujes los cuales serán expuestos en el ítem 3.4 de ésta unidad.

Definición de entibados

Es el conjunto de medios mecánicos o físicos utilizados de forma transitoria para impedir que una zanja excavada se desmorone debido al empuje de tierras. Se debe entender que el entibado es una actividad previa y no una finalidad. Sirve para lograr un objetivo de construcción (colector, galería o fundación) por lo cual a la conclusión de la obra es retirada en su totalidad.

El proyecto de los entibados se ha de realizar como el de cualquier otra estructura importante. La profundidad de la excavación que se vaya a realizar, así como la naturaleza del terreno en el que se excave, van a determinar la magnitud del problema y de alguna manera la necesidad de la entibación con algunas características.

De todo lo dicho, podemos decir que básicamente son 2 factores los que rigen un proyecto de excavación:

La naturaleza del suelo y Las dimensiones de la Excavación.

Muchos estudiosos de la Mecánica de suelos, entre ellos Terzaghi y Peck, de acuerdo a la experiencia práctica, han definido el límite de 6 m para clasificar las excavaciones poco profundas, donde suelen requerirse precauciones especiales para el diseño y colocación de ademes.

CAPITULO IV

CIMENTACIONES

Quizá el factor más importante de los 2 mencionados, es el que se refiere a las dimensiones de la excavación, con sus características de profundidad, el área, el volumen a excavar, el espacio que se necesita para el trabajo del equipo y la estructura.

El método de entibación utilizado está en función de la resistencia del suelo y su facilidad para ser excavado, la profundidad del nivel freático y su capacidad de penetración.

Por lo general, estos entibados son de madera, de acero o una combinación de ambos y solamente en casos hasta cierto punto excepcional se justifica construirlos totalmente de acero.

Un sistema de entibación es necesario siempre y cuando la profundidad de excavación sea mayor que la profundidad crítica de agrietamiento por tensión (término que será ampliado en el apartado 3.5 de ésta unidad), por criterios de seguridad se debe entibar también si la profundidad de excavación es superior a la altura del personal que ingresara a dicha zona.

El uso de una entibación es requerido cuando:

- No se tiene altura crítica o su resultado es menor a la profundidad requerida.
- Existen empujes o presiones por construcciones vecinas.
- Existen factores que pueden afectar la estabilidad del terreno, por ejemplo agua, vibración o sobrecargas.
- No hay espacio para generar el ángulo de talud para el tipo de suelo.
- Hay poca cohesión del suelo.

3.2 Clasificación de entibados

Los entibados pueden clasificarse de acuerdo a:

- La profundidad de las excavaciones.
- El tipo de material utilizado.

3.2.1 Clasificación de acuerdo a la profundidad

1. Excavaciones a cielo abierto con taludes sin apuntalar

Las excavaciones poco profundas pueden hacerse sin sostener el material circunvecino, si existe el espacio adecuado para construir taludes que puedan soportar al material. La inclinación de los taludes es función del tipo y carácter del suelo o roca, de las condiciones climáticas, de la profundidad de la excavación y del tiempo que la excavación vaya a permanecer abierta.

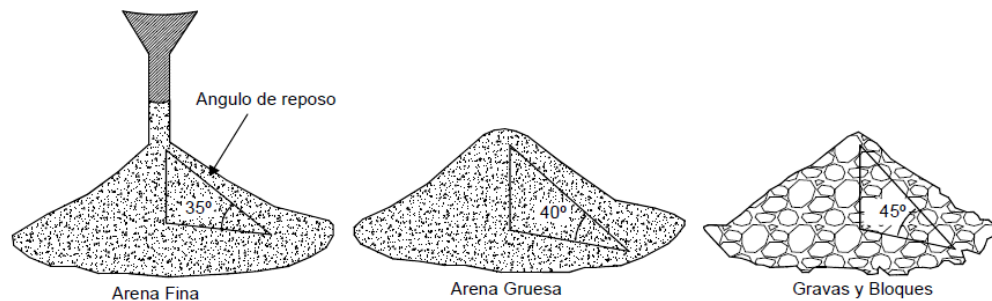
Todas las excavaciones sin entibación deben dejar en su coronamiento (borde superior) una berma de 1 m de ancho, la que no se debe cargar ni ser utilizada como pasillo de circulación, a menos que esa condición sea considerada en el diseño.

Las excavaciones con talud natural vertical a 90° sólo se pueden realizar hasta 1.2 m de profundidad. Para profundidades superiores, las excavaciones sólo se pueden realizar si el suelo es cohesivo y se ha calculado la altura crítica.

CAPITULO IV CIMENTACIONES

Como regla, los taludes se hacen tan verticales como el material lo permita, la inclinación del talud no debe ser superior al ángulo de reposo del material, es decir, el ángulo de fricción interna ϕ , ángulo máximo para el cual el talud mantiene su estabilidad, ver figura No 3.2.

Figura No 3.2: Ángulo de reposo



Fuente: Libro Deslizamientos, “Mecanismos de falla”, Capítulo 2, pág. 39.

2. Excavaciones poco profundas

Muchas áreas de los edificios por construir se prolongan hasta los linderos de la propiedad o son adyacentes a otras en los que ya existen estructuras. Bajo estas circunstancias, los frentes de las excavaciones deben hacerse verticales y usualmente se requiere ademar.

Si la profundidad de la excavación no es superior a 4 m, comúnmente se acostumbra hincar tabloncillos verticales alrededor del límite de la excavación propuesta a los que se llama forro. La profundidad a la que se hincan los forros se mantiene cerca del fondo al avanzar la excavación. El forro se mantiene en su lugar por medio de vigas horizontales llamadas *largueros*, que a su vez están soportados generalmente por *puntales* horizontales que se extienden de costado a costado de la excavación.

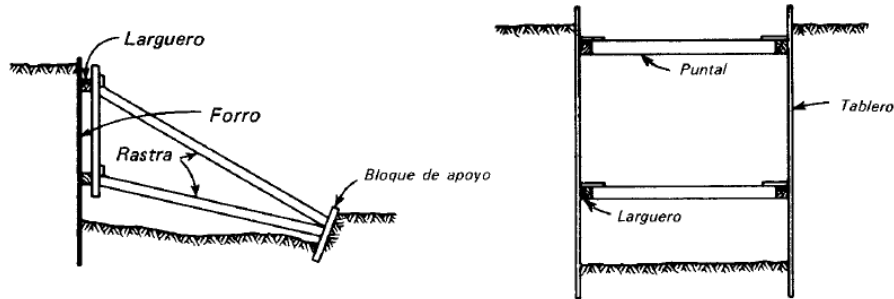
Los puntales son usualmente de madera, pero, si la excavación no tiene más de aproximadamente 1.5m de anchura, se usan comúnmente tubos metálicos que se pueden alargar llamados *puntales para cepas*.

Si la excavación es demasiado ancha para poder usar puntales horizontales que se extiendan a lo largo de todo el ancho, los largueros pueden apoyarse en puntales inclinados llamados *rastrillos* o *rastras*. Para su uso se requiere que el suelo en la base de la excavación sea suficientemente firme para que proporcione el soporte adecuado a los miembros inclinados, ver figura No 3.3.

En la figura No 3.3 se muestran dos formas típicas para el apuntalamiento a poca profundidad.

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Figura No 3.3: Métodos comunes para apuntalar los frentes de las excavaciones poco profundas



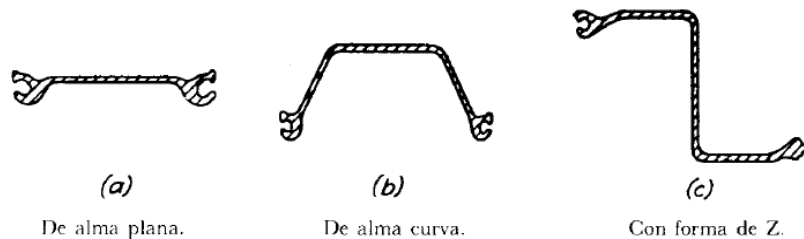
Fuente: Peck-Hanson, "Ingeniería de Cimentaciones",
Capítulo 8, pág. 206

3. Excavaciones profundas

Cuando la profundidad de la excavación es mayor que 6 m, el uso de forros de madera se hace antieconómico y se emplean comúnmente otros métodos para entibar y apuntalar. De acuerdo con uno de los procedimientos, se hincan tablaestacas de acero alrededor del límite de la excavación. Al ir extrayendo el suelo del recinto formado por las tablaestacas, se insertan largueros y puntales.

Los tipos de tablaestacas que comúnmente se usan para este objeto son los mostrados en la figura No 3.4.

Figura No 3.4: Tipos de tablaestacas comúnmente usadas para apuntalar los frentes de excavaciones profundas



Fuente: Peck-Hanson, "Ingeniería de Cimentaciones", Capítulo 8, pág. 207

La resistencia y rigidez del tipo (b) que tiene el alma en forma de arco, excede a la alma plana (a); mientras que las tablaestacas con alma en forma de Z son las que tienen la mayor resistencia. En consecuencia se usan los tipos a) y b) en excavaciones poco profundas y el tipo c) para las excavaciones más profundas, o para aquellas en que se espera tener presiones muy grandes.

Cuando la excavación se ha profundizado unos cuantos metros, se insertan largueros y puntales, como se muestra en la figura No 3.5a. Los largueros comúnmente son de acero y los puntales

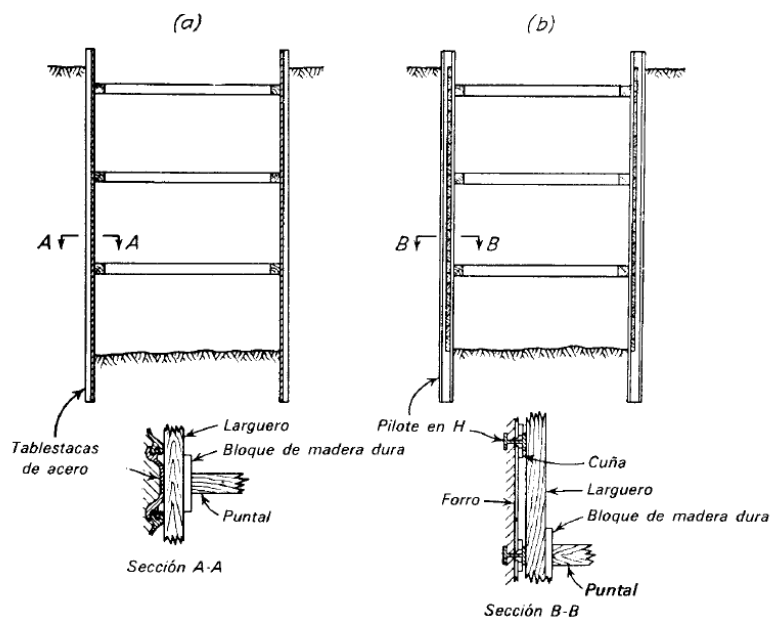
CAPITULO IV CIMENTACIONES

pueden ser de acero o de madera. La excavación avanza a un nivel inferior y se instala otro juego de largueros y puntales. Este proceso continúa hasta que se termina la excavación. Se recomienda hincar la tablaestaca un par de metros debajo del fondo de la excavación para evitar bufamientos del fondo.

En la mayor parte de los suelos, puede exponerse una cara vertical de varios metros cuadrados sin peligro de que el terreno sufra colapso. Entonces, puede ser posible eliminar las tablaestacas para reemplazar con una serie de perfiles H, utilizados como pilotes, colocados con una separación de 1 a 3m.

Estos pilotes verticales, se hincan con sus patines paralelos a los costados de la excavación, como se muestra en la figura No 3.5b. Al quitar el suelo cercano a los pilotes, se introducen tablas, como se muestra en la figura No 3.5 y se acuñan contra el suelo que está fuera del corte.

Figura No 3.5: Sistema entibados excavaciones profundas

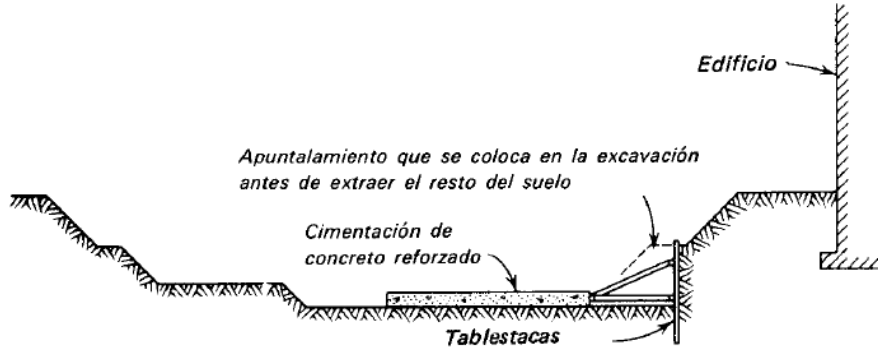


Fuente: Peck-Hanson, "Ingeniería de Cimentaciones", Capítulo 8, pág. 207

En el caso de que el ancho de una excavación sea demasiado ancha y no permita el uso económico de los puntales, pueden usarse puntales inclinados, siempre y cuando exista un apoyo adecuado. En algunos casos, es posible excavar la porción central del lugar a su máxima profundidad y colar parte de la cimentación, luego dicha cimentación sirve de apoyo a los puntales inclinados, el procedimiento se muestra en la figura No 3.6.

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

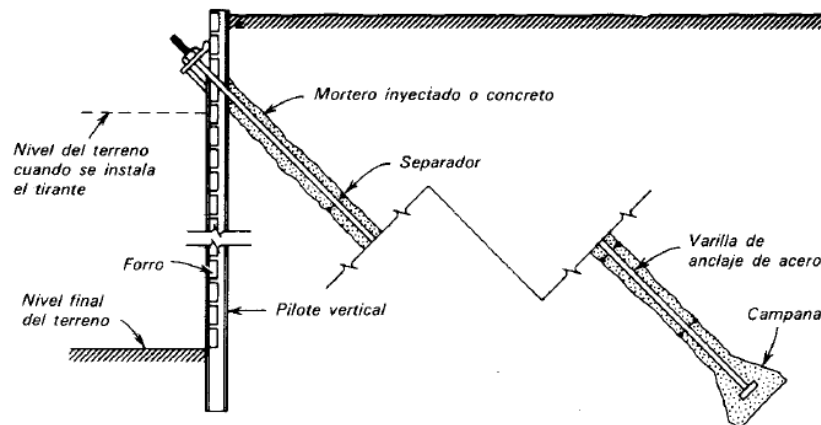
Figura No 3.6: Sistema entibados con pilotes inclinados



Fuente: Peck-Hanson, "Ingeniería de Cimentaciones", Capítulo 8, pág. 209

Como alternativa del apuntalamiento transversal o de los puntales inclinados, con frecuencia se usan *tirantes (anclajes)*. De acuerdo a un sistema, mostrado en la figura No 3.7, se hacen agujeros inclinados en el suelo fuera del ademe o de los pilotes H; en terreno favorable se hace una ampliación o campana en el extremo del agujero. Luego se coloca el refuerzo que va trabajar a tensión y se llena de concreto la perforación.

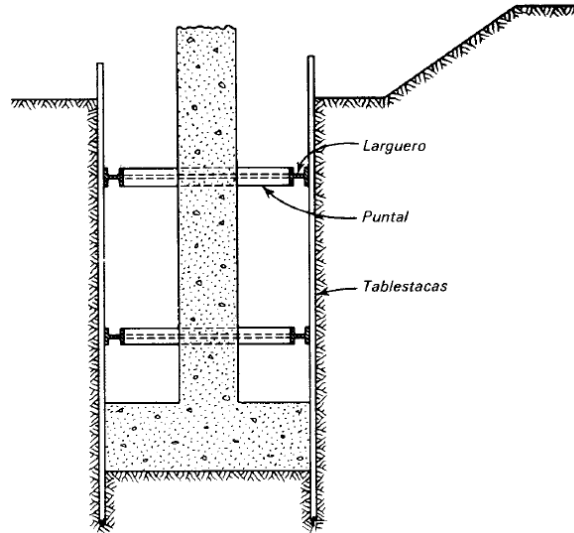
Figura No 3.7: Sistema con tirantes



Fuente: Peck-Hanson, "Ingeniería de Cimentaciones", Capítulo 8, pág. 209

Algunas veces, es preferible completar los muros exteriores de una estructura antes de quitar el material en el espacio ocupado por los sótanos, los muros se construyen en zanjas angostas apuntaladas, como se muestra en la figura No 3.8.

Figura No 3.8: Muro de sótano



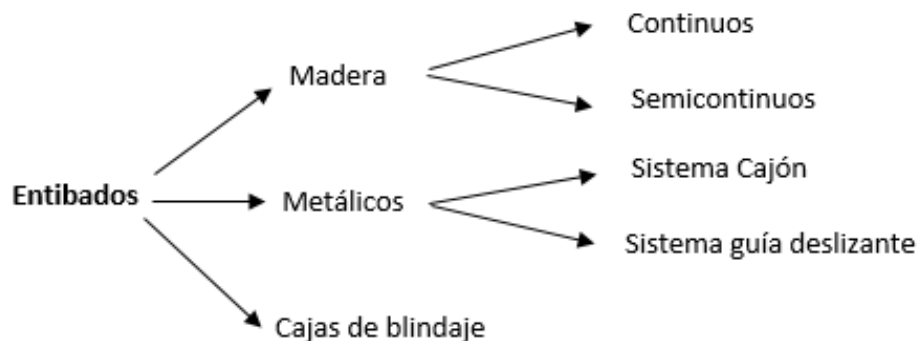
Fuente: Peck-Hanson, "Ingeniería de Cimentaciones", Capítulo 8, pág. 210

3.2.2 Clasificación de acuerdo al sistema empleado

Una vez determinada la necesidad de un sistema de entibados es importante la selección del tipo de estructura a emplear para los distintos casos cuya utilización facilitara la labor tanto en el ambiente físico como en el nivel de seguridad que otorga a los trabajadores encargados de realizar la excavación.

La clasificación de los sistemas se muestra en la figura No 3.9.

Figura No 3.9: Clasificación de los sistemas de entibados



Fuente: Propia

Entibados de madera

Son piezas de dimensiones conocidas de 1 pulg x 6 pulg; 1 pulg x 8 pulg; 1 pulg x 10 pulg o en su caso de 2 pulg x 4 pulg; 3 pulg x 4 pulg.

Las piezas pueden tener los bordes preparados para ensamble hembra y macho. Se usan también como puntales, rollizos de eucalipto que son piezas de madera sin ningún tratamiento a las cuales se les han quitado las ramas, en diámetros mínimos de 4 pulg o 6 pulg. Es el sistema más antiguo el cual ha sido reemplazada por las entibaciones metálicas pero no por ello han dejado de cumplir las solicitaciones requeridas.

Ventajas:

- Permite diferentes anchos de excavación.
- Su realización implica materiales de fácil acceso.
- Costo razonable.
- Es recomendable para excavaciones poco profundas y de corto tiempo de ejecución.
- Se recomiendan cuando la solicitación no es tan importante y la excavación no comprometa la capa de la napa subterránea.

Desventajas:

- Tiene limitaciones tanto en la altura de excavación como de la cantidad de soporte la cual dependerá exclusivamente de los puntales de soporte y de la madera elegida para dicho efecto.
- Su confección es lenta, y poco perecedera.
- Es necesario un mantenimiento constante en las placas de soporte y en el clavado.
- Mayor uso de mano de obra.
- Muy baja vida útil.
- No es recomendable para suelos con presencia de napas subterráneas.
- Su forma puede dar lugar a elementos sometidos a torsión, hinchamiento, pandeo.
- Determina un factor importante de riesgo a la hora de colocación y retiro de las entibaciones puesto que son colocadas una vez realizada la excavación final no otorgando seguridad en el periodo de realización de esta.

Los entibados de madera se clasifican como continuos y semi continuos.

1. Entibados semi - continuos.

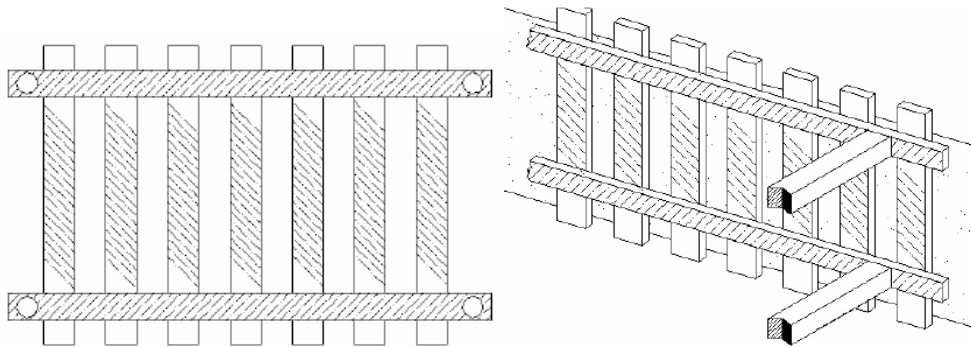
Es el tipo de entibación en el cual se reviste solamente el 50% de la superficie de la excavación lateral. Su resistencia está definida por el tipo de uniones y por la calidad de la madera.

Se pueden realizar como paneles prefabricados mediante un larguero y piezas horizontales clavados entre sí, ver figura No 3.10.

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Los puntales pueden ser metálicos (ajustables) o puntales de madera, los puntales metálicos son recomendables pues así se evitan problemas de torsión dentro del periodo de duración de la excavación.

Figura No 3.10: Entibación de madera



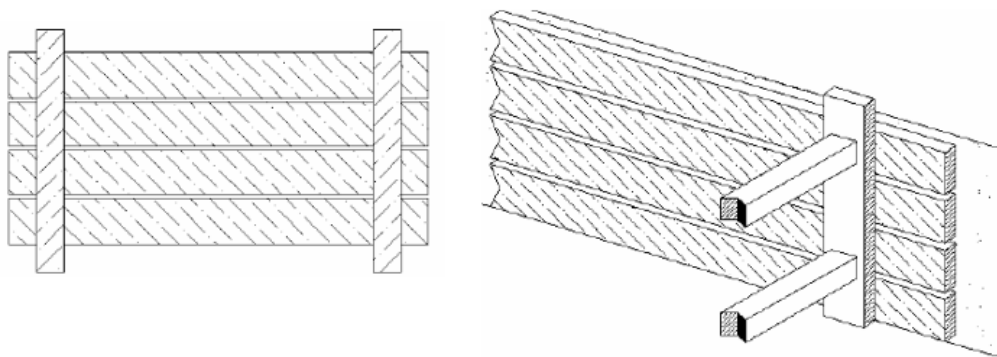
Fuente: H. Valladares Ide (2007), "Cálculo y diseño de entibaciones para excavaciones en profundidad"

2. Entibados continuos

Es la entibación a la cual se reviste el 100% de la superficie en contacto con los lados de la excavación. Su geometría es básica, pudiendo reemplazarse los tablonces longitudinales o con tableros de fibras MDF (Médium Density Fiberboard), OSB Estructural, entre otros.

La figura No 3.11 muestra el esquema de una estibación de madera continua.

Figura No 3.11: Entibado de madera continua



Fuente: H. Valladares Ide (2007), "Cálculo y diseño de entibaciones para excavaciones en profundidad"

La tabla No 3.2 otorgada por La Norma Tecnológica NTE-ADZ/1976, nos brinda lineamientos para la selección del tipo de entibación de acuerdo a la profundidad de la excavación y el tipo de suelo.

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Tabla No 3.2: Elección del tipo de entibación de madera según solicitud. Norma Española Tecnológica NTE-ADZ/1976 «Acondicionamiento del terreno, Desmontes: Zanjas y pozos»

Tipo de terreno	Solicitud	Profundidad de corte en metros (m)			
		<1,30	1,30--2,0	2,0--2,5	>2,5
Cohesivo	Sin Solicitud	--	Ligera	Semi-Continua	Continua
	Con Solicitud Vial	Ligera	Semi-Continua	Continua	Continua
No cohesivo	Solicitud de cimentación	Continua	Continua	Continua	Continua
	Indistintamente	Continua	Continua	Continua	Continua

Fuente: H. Valladares Ide (2007), "Cálculo y diseño de entibaciones para excavaciones en profundidad"

Entibaciones Metálicas

Es el método más utilizado y el más recomendable pues asegura mediante el acero una mayor estabilidad en la ejecución de las excavaciones.

Ventajas:

- Permite diferentes anchos para la excavación.
- Permite excavaciones profundas.
- Tiene mayor resistencia a los esfuerzos de empujes solicitantes.
- Necesita menos mano de obra para su colocación y retiro.
- Permite una mayor rapidez de avance.
- El costo es alto en comparación a las entibaciones de madera pero considerando las garantías de seguridad que otorga se elige el sistema, siendo el más utilizado.
- Una perdida muy reducida o nula.
- Posee un sistema de ajuste del ancho deseado.
- El sistema con guías deslizantes puede utilizarse como molde provisorio exterior.
- No es necesario otros elementos más que los utilizados en las excavaciones mismas para su manipulación, colocación y retiro.
- Provee un nivel de confianza muy elevado.
- Puede reutilizarse.

Desventajas:

- Necesita un grado de capacitación para la colocación y extracción de los módulos en forma correcta y segura para cada tipo de sistema.
- Tiene un costo elevado.

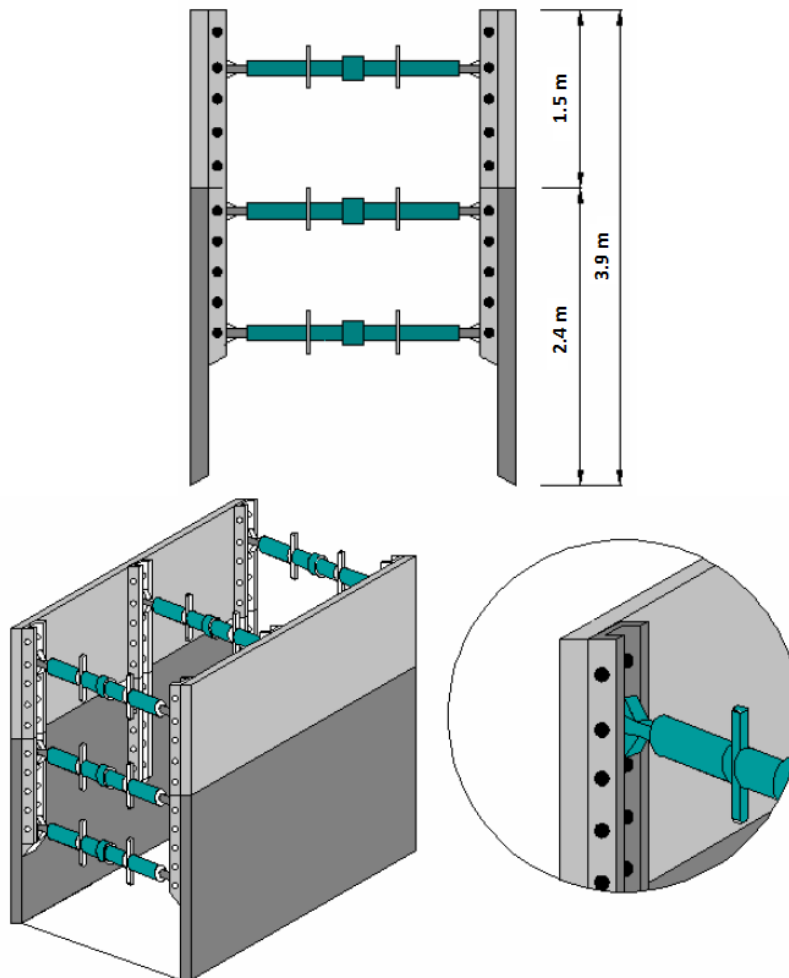
Los entibados metálicos se clasifican como: sistema de cajón y sistema con guías deslizantes.

1. Sistema de Cajones

Este sistema comprende situaciones entre 3 a 6 metros de profundidad.

Compuesto por puntales estándar para entibaciones expansibles, paneles laterales que recibirán las cargas pertinentes, los cuales son de metal reforzado por la cara interior con placas verticales las cuales soportaran la carga lateral mediante los puntales los cuales van sujetos a las planchas con pasadores los que se fijan en los rieles que traen incorporados. El panel base y el panel extensión se fijan entre sí mediante acoples metálicos asegurados con pasadores, ver figura No 3.12.

Figura No 3.12: Esquema de sistema cajón



Vista Isométrica Sistema Cajón con detalle ampliación de la esquina superior para demostrar empotrado del codal con el panel.

Fuente: H. Valladares Ide (2007), "Cálculo y diseño de entibaciones para excavaciones en profundidad"

CAPITULO IV CIMENTACIONES

Su colocación y extracción debe realizarse con una excavadora de 20 toneladas, por la presión lateral a la cual se ve sujeta.

Cada módulo tiene entre 3 y 4 metros de largo y entre 2 y 2.5 m de altura en su primer cuerpo, el cual puede ampliarse con una extensión de las mismas características de 1.5 metros. Estas medidas pueden variar según el proveedor.

Se recomienda utilizar máximo 3 extensiones las cuales nos permitirán una altura máxima de entibación de casi 10 m.

Sus puntales son extensibles resistiendo una presión mucho mayor que la exigida hasta los 7 m. Su diámetro puede variar según el modelo pero va desde los 50cm hasta los 3 m de ancho.

2. Sistemas con Guías Deslizantes

Dentro del Sistema de guía deslizante se pueden tener de dos tipos:

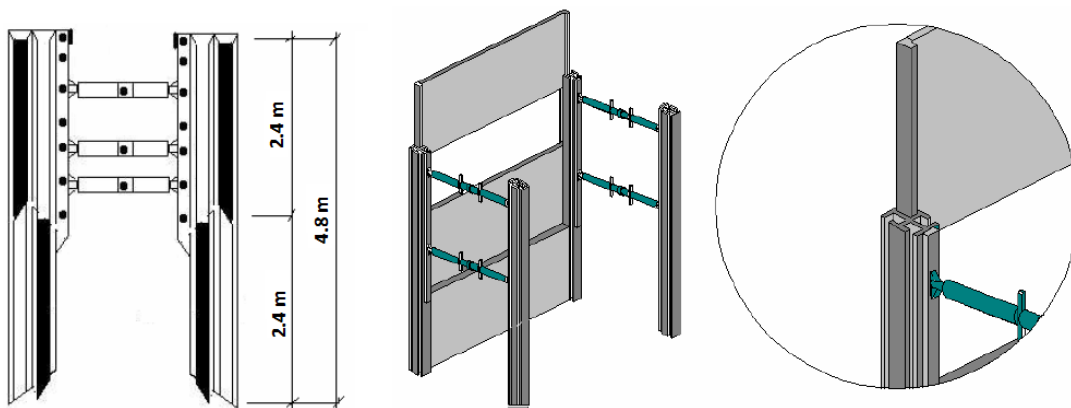
a) Sistema Doble Corredera:

Este sistema se compone de 2 paneles base por lado, entre 3 y 4 metros de largo y entre 2 y 2.5 m de altura, con una altura total entibada de $2.40 + 2.40 = 4.80$ m (dimensiones que pueden variar según el proveedor), ver figura No 3.13.

Esta altura puede incrementarse con columnas de apoyo de mayor envergadura pudiendo resistir la carga de hasta 3 paneles los que llegan a una altura superior a los 7 metros.

Los paneles se deslizan por un riel doble corredera instalando el panel superior por la parte externa del riel y el panel inferior por la parte interna.

Figura No 3.13: Sistema doble corredera



Fuente: H. Valladares Ide (2007), "Cálculo y diseño de entibaciones para excavaciones en profundidad"

Al estar los paneles superiores e inferiores en distinto plano se reduce el rozamiento de éstos con el terreno y por tanto su adhesión al mismo. Además, esto permite extraer los paneles

CAPITULO IV

CIMENTACIONES

inferiores sin mover los superiores, lo que involucra una gran eficiencia en el proceso de rellenos compactados.

El ancho interior entre paneles varía entre 1.00 y 1.20 m, para mayor ancho interior se colocan extensiones de los puntales, pudiendo llegar a 3 m y más.

b) Sistema Paralelo:

Este sistema se compone de dos paneles base por lado de dimensiones entre 3 y 4 metros de largo y entre 2 y 2.5 metros de altura c/u más un panel extensión por lado de hasta una altura de 1.5 metros (dimensiones que pueden variar según el proveedor).

El ancho libre interior estándar entre paneles es de 0.75 m. y se agregan extensiones de vigas para lograr el ancho requerido para cada obra, llegando a 8 m y más.

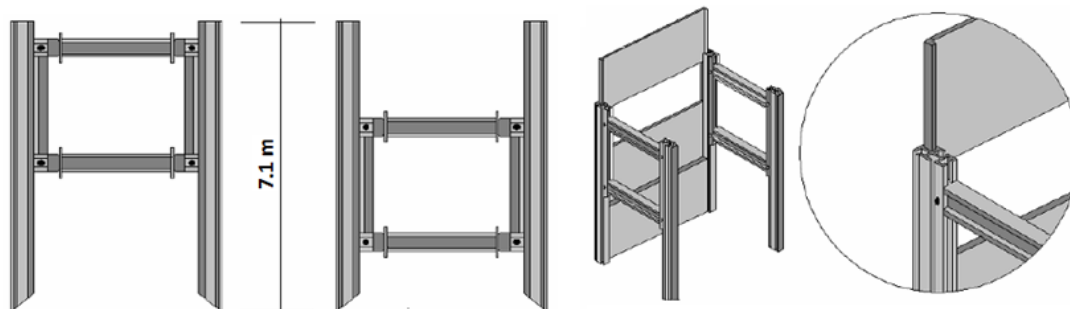
El funcionamiento de este sistema es el mismo que el de Doble Corredera, pero nos permite un ancho interior mucho mayor y la altura libre para la colocación de tubos puede llegar a ser de 3 m o más, ver figura No 3.14.

El sistema Paralelo se puede utilizar, además, como moldaje exterior para cajones de concreto in situ u otras obras similares, colocando una capa de poliestireno expandido de 50 mm adosado a los paneles.

Este sistema permite mayores luces puesto que se utiliza como puntales vigas perfil "H" que dependiendo de sus dimensiones cambian la resistencia final de la entibación. Las vigas son inextensibles, por lo mismo, la posición o dimensión final de la excavación debe estar presentada en una sola solución.

Dentro de las ventajas más importantes tenemos una mayor resistencia mecánica, lo que permite su uso en condiciones extremas.

Figura No 3.14: Sistema doble corredera



Fuente: H. Valladares Ide (2007), "Cálculo y diseño de entibaciones para excavaciones en profundidad"

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

En la Tabla No 3.3 se muestran las características del sistema doble corredera.

Tabla No 3.3: Sistema doble corredera

Criterios de Utilización:	
Longitud de zanja	Entre 20 y 40 metros; obra puntal, es decir, los trabajos se efectúan en secuencia vertical.
Avance	Moderado por la colocación
Profundidad de Zanja	Adaptable a grandes profundidades (hasta 12 o 15) metros.
Técnica de excavación	Cuchara de la retroexcavadora en cabeza: excavación y entibación simultáneas. Realizando excavación hasta profundidad requerida.
Tipo de suelo	Cualquier tipo de suelo siempre que se eliminen obstáculos
Asentamientos	Nulo
Dimensiones de tubo	Limitada parcialmente por la posición del Carro Móvil
Relleno y Compactación	Por capas antes de retirar totalmente los paneles.
Extracción	Mas sencilla por su método de niveles de paneles. Debido a la fricción lateral requiere una retroexcavadora
Rebaje Nivel freático	Una vez entibada la excavación no presenta problemas para su rebaje.
Resistencia del Modulo.	Depende del número de alargaderas y de sus dimensiones. Puede llegar hasta los 150 kN/m ²
Disponibilidad	Inmediata. Entrega del arriendo en 2 días hábiles.
Seguridad Personal	Total.

Fuente: H. Valladares Ide (2007), "Cálculo y diseño de entibaciones para excavaciones en profundidad"

3.2.3 Entibación con cajones de blindaje

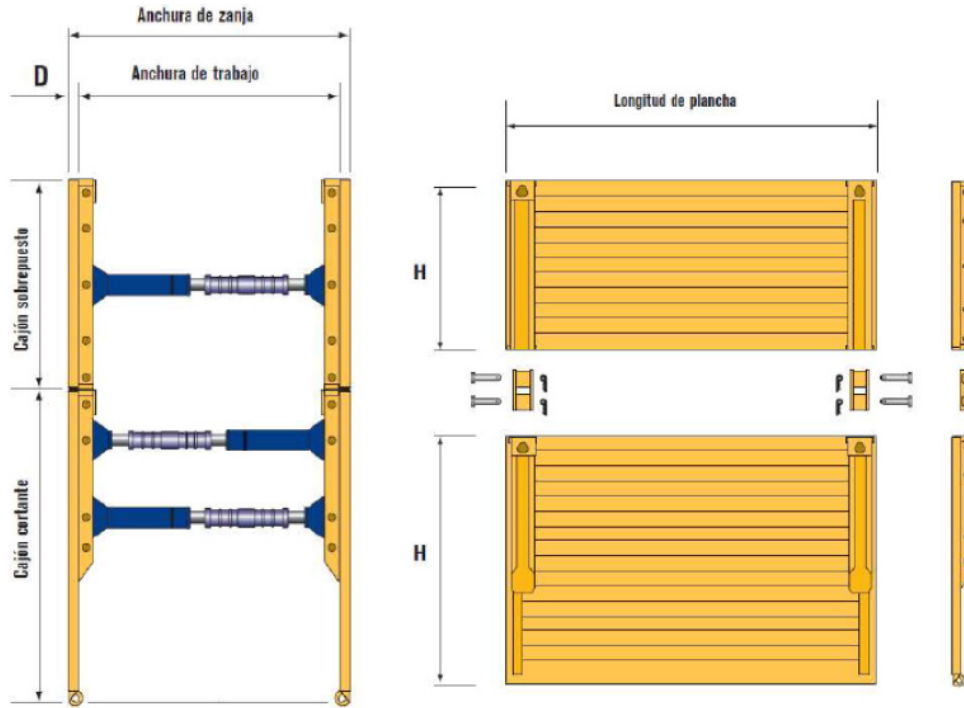
El sistema de cajones de blindaje es una entibación rápida y segura, se puede descender entibando, al tiempo que la excavación desciende. Los codales se accionan con suavidad y las planchas y los codales se unen mediante articulaciones con muelles de acero como se muestra en la figura No 3.15.

Datos:

- Ancho de zanja: De 1.18 m a 4.50 m.
- Profundidad máxima: 4.0 m.
- Longitud máxima de la plancha: 5.0 m.
- Presiones admisibles del terreno: 25.3 KN/m² – 76.5 KN/m².

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

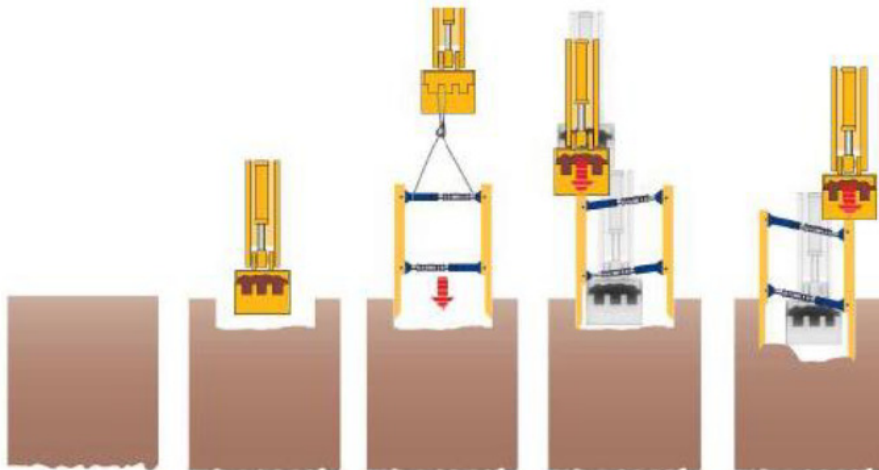
Figura No 3.15: Sistema cajón de blindaje

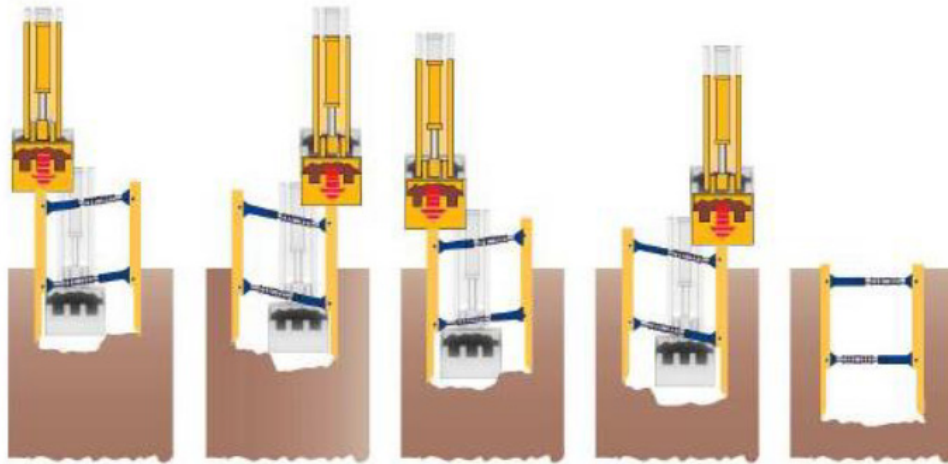


Fuente: H. Valladares Ide (2007), "Cálculo y diseño de entibaciones para excavaciones en profundidad"

La figura No 3.16 muestra el proceso de instalación de un sistema de cajón de blindaje

Figura No 3.16: Instalación sistema cajón de blindaje





Fuente: H. Valladares Ide (2007), "Cálculo y diseño de entibaciones para excavaciones en profundidad"

3.3 Elementos de un sistema de entibados

El sistema estructural consiste en un conjunto de elementos: largueros, codales y puntales, que reciben, distribuyen, transmiten y soportan las cargas generadas por el empuje lateral del terreno. La función del entibado consiste en aislar y prevenir el colapso local o general del suelo adyacente a la excavación y evitar el desplazamiento lateral del terreno.

A continuación se describen los elementos en un sistema de entibados: (ver figura No 3.17):

Largueros

Son elementos estructurales en madera o acero. Se disponen en posición horizontal y en contacto longitudinal con la pared de la excavación o del entibado. Trabajan a flexión.

Puntales

Son elementos estructurales colocados al interior de una excavación, en posición horizontal entre las dos paredes y perpendiculares a ellas, los cuales se utilizan como soporte lateral en los entibados y tablestacados. Trabajan a compresión y pandeo manteniendo la estabilidad de la excavación, de entibados y tablestacas ante el empuje horizontal del terreno que está siendo contenido. Pueden ser de madera o de acero. Su falla puede ser ocasionada por compresión, pandeo o corte.

Parales

Madero que se aplica oblicuo a una pared, en los cuales se apoyan los largueros, término utilizado en los entibados de madera.

CAPITULO IV

CIMENTACIONES

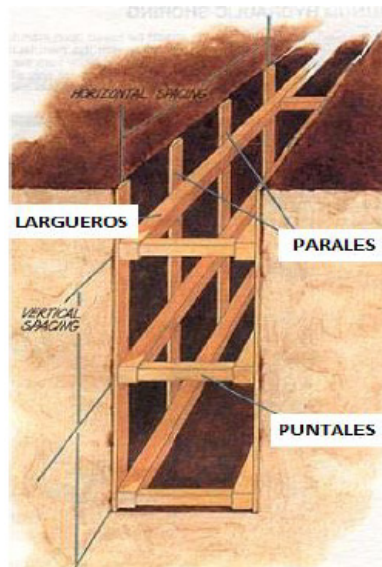
Tableros o paneles

Son elementos de madera en la que los largueros se reparten a lo largo de la altura de la excavación formando una cuadrícula. No garantizan estanqueidad en las paredes de la zanja y se construyen fuera o dentro de la excavación, se ubican en contacto con las paredes de la excavación, llamados tableros en el caso de los entibados de madera y paneles en los entibados metálicos.

Tablestacas

Son elementos laminares flexibles, normalmente en acero, conectables entre sí por sistemas de machihembrado o de rótula. Se instalan antes de efectuar la excavación por medio de procesos de hincado o vibración y trabajan a flexión.

Figura No 3.17: Elementos de un entibado



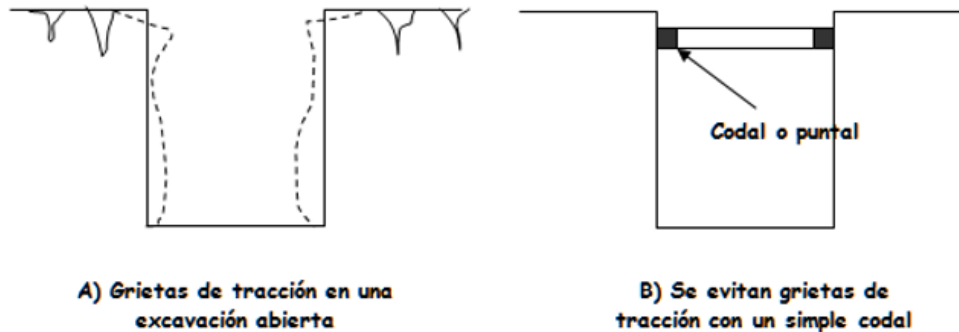
Fuente: J. Suarez Díaz, "Entibado de excavaciones", Universidad Industrial de Santander

3.4 Comportamiento de un sistema de entibados

La magnitud y distribución del empuje depende, además de las propiedades del suelo, de las restricciones que el elemento de soporte imponga a la deformación del propio suelo y de la flexibilidad de toda la estructura de soporte en general.

El codal (puntal) colocado cerca de la superficie del terreno donde se hace la excavación impide que se produzcan tensiones en el suelo, lo que ocurre por arriba de la cota $H=2C$ y evita la formación de grietas de tensión, tal como se ve en la figura No 3.18, la cual provocaría la fluencia de los lados de la excavación. Si es necesario colocar dos filas de codales deben acunarse contra maderos verticales llamados estemples o vigas verticales.

Figura No 3.18: Formación de grietas de tensión



Fuente: L. Mendoza (2015), "Entibados", Curso: Cimentaciones T.E.

Según la excavación prosigue, la rigidez de los puntales ya colocados impide el desplazamiento del suelo en las zonas próximas a los apoyos de esos puntales, mientras que, bajo el efecto del empuje, el ademe en las zonas inferiores gira hacia adentro de la excavación de manera que la colocación de los puntales en esas zonas va precedido de un desplazamiento del suelo que será mayor, en general, cuanto mayor sea la profundidad de la zona considerada.

Este tipo de deformación que sufre el suelo durante el proceso de excavación del ademe es equivalente, desde el punto de vista de la distribución de presiones, a un giro del elemento de soporte alrededor de su extremo superior. En estas condiciones de deformación las teorías clásicas de Rankine y Coulomb no son aplicables y, por lo tanto, para calcular el empuje sobre el ademe es necesario recurrir a otros métodos.

Sin embargo, aún con un análisis exhaustivo del diseño y construcción de entibaciones. Las teorías proporcionan resultados no muy certeros acerca del proyecto de ademado, ya que no se toman en cuenta una serie de efectos reales, tales como el arqueado, el cual juega un aspecto importante en las magnitudes y distribuciones de presiones.

En efecto, los nuevos estudios han determinado que la distribución de presiones en estos tipos de obra es aproximadamente parabólica, donde el punto de aplicación del empuje se encuentra muy cercana del punto medio de la altura del ademe.

Presiones del suelo sobre entibados

El empuje que el suelo ejerce contra un ademe depende del tipo de suelo y de la magnitud de la deformación o cedencia de la entibación. Contrariamente a lo que sucede con los muros de sostenimiento de suelos, que son estructuras rígidas contra los cuales se coloca el suelo, después que han sido construidas, el sistema de entibación es algo flexible y tiene que soportar el suelo a medida que se le construye.

El resultado es una deformación irregular y una variación errática del empuje del suelo con la profundidad, que no puede calcularse sólo teóricamente. Tanto la teoría como la experiencia indican que para el caso de ademes provisionales no es posible sostener la hipótesis de una distribución lineal triangular de la presión del suelo.

CAPITULO IV

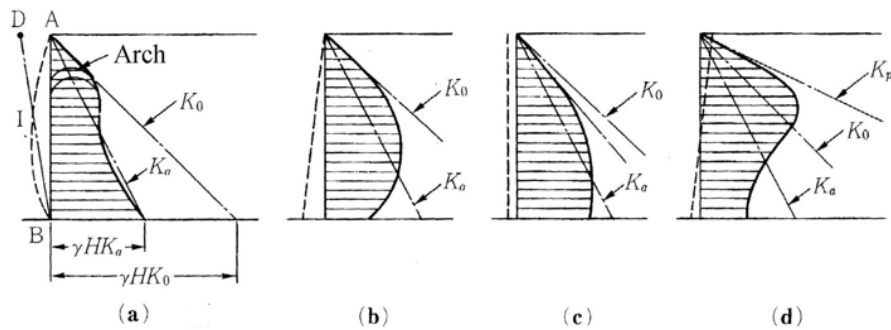
CIMENTACIONES

Terzaghi realizó estudios en modelos de estructuras de retención con rellenos de arena, para investigar el movimiento de la estructura en la presión. Taylor completó estos estudios haciendo girar el muro en torno a su cabeza. En tal caso encontró que la distribución lineal triangular se aparta de la presión medida, obteniéndose una distribución parabólica, con máximo aproximadamente al centro de la altura del elemento de retención, de modo que el empuje final resultante es notoriamente mayor que el que correspondería a un análisis con las teorías clásicas.

La excavación cambia drásticamente los esfuerzos que existían, antes de la excavación, en un elemento de suelo inalterado. El esfuerzo lateral se reduce y el elemento de suelo se cambia hacia fuera y desciende verticalmente.

El efecto combinado es una combadura en la parte inferior del banco y un asentamiento en la parte superior, como se muestra en la figura No 3.19, cerca de la superficie, el suelo está en tensión debido a los movimientos hacia fuera y hacia abajo y se pueden formar grietas de tensión.

Figura No 3.19: Deformación y Empuje implicados en un sistema de entibados



Fuente: L. Mendoza (2015), "Entibados", Curso: Cimentaciones T.E.

Es característico que las grietas se formen a una distancia del borde superior entre 0.4 y 0.7 de la altura H del paramento. Las primeras grietas aparecen muy cerca del borde superior, alejándose progresivamente las subsiguientes.

El sistema de entibación de la excavación restringe la elástica, mantiene las grietas cerradas y reduce al mínimo el asentamiento o hundimiento de la superficie. Si el sistema de entibación es tan rígido que no permite deformación alguna, el empuje del suelo que se producirá será el correspondiente al estado en reposo, el sistema generalmente se deforma, el cual altera el empuje total y la distribución del mismo.

La excavación hasta el nivel del primer soporte permite que la entibación se incline (figura No 3.19b) y el empuje se acerca al estado activo como se ve en la figura 3.19c. El primer soporte evita una apreciable deformación adicional en ese punto, las excavaciones más profundas permite que el sistema de entibación se deforme por debajo del soporte, haciendo que el empuje se reduzca. El empuje resultante es algo mayor que el activo, su punto de aplicación está más arriba del tercio de la altura.

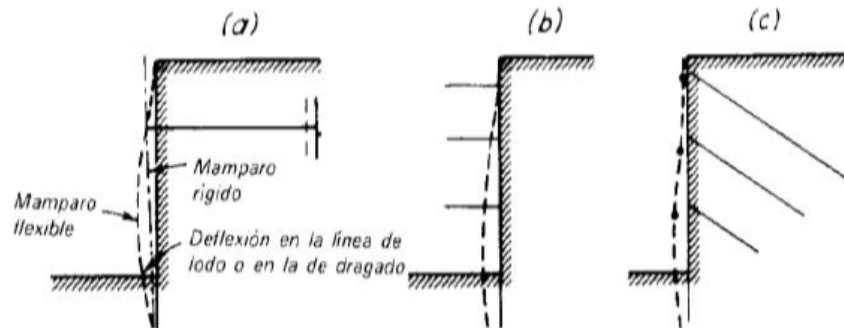
3.5 Teorías para el cálculo de presiones sobre entibados

Como se mencionó anteriormente, la distribución de presiones detrás de un sistema de retención flexible no sigue en absoluto una distribución lineal como en el caso de muro rígido de contención. Por lo que diversos autores han propuesto la distribución de presiones en función del tipo de suelo que se tenga. La presión lateral de tierra cambia de un lugar a otro. Cada puntal se debe diseñar para la carga máxima a que se someterá.

De acuerdo con la teoría de presiones laterales y empujes la mayor parte de los muros de contención de gravedad y en voladizo son capaces de girar, con relación a sus bases, lo suficiente para satisfacer los requisitos de deformación, necesarios para que se genere el estado de esfuerzos activos en la cuña de falla. La presión total de tierra contra el muro es entonces la presión activa la cual puede calcularse con la teoría de Rankine o de Coulomb asumiendo una distribución de presiones lineal.

En contraste los entibados ya sean anclados o no, usualmente son miembros que tienen una rigidez a flexión relativamente pequeña, pero que están apoyados a lo largo de la altura en anclas o puntales y también por el empotramiento que se les da hincándolos en el suelo, abajo del nivel freático de la excavación (de existir). Los apoyos imponen restricción al movimiento de los muros. Por tanto al progresar la excavación frente a los entibados o al hacer el relleno detrás de las tablestacas, estos se deforman y se mueven tomando formas características que son las indicadas por las líneas discontinuas de la figura No 3.20.

Figura No 3.20: Patrones típicos de deformación de muros verticales: a) tablestaca anclada b) ademe apuntalado y c) ademe anclado.



Fuente: Fuente: J. Suarez Díaz, "Entibado de excavaciones", Universidad Industrial de Santander

La presión real de suelo contra el respaldo de un apoyo vertical flexible y las cargas en los miembros de apoyo dependen en grado considerable no solamente de las propiedades del suelo, sino también de la secuencia de las operaciones de construcción. Influye en ellas particularmente la relación entre la profundidad a la que se instalan los apoyos y la profundidad de la excavación, en ese momento. Por tanto las presiones usadas para el proyecto no pueden determinarse exclusivamente por medio de la teoría, sino que, puesto que influyen en ellas la manera en que el contratista ejecuta el trabajo, deben modificarse por la experiencia y por los resultados de las observaciones durante la construcción. Se debe tener muy en claro que la distribución de presiones en entibados difiere mucho de la distribución de presiones en muros de retención.

El objetivo de saber la distribución de presiones en los cortes o zanjas a entibar, es saber las fuerzas a que estarán sometidos cada uno de los elementos del entibado, por lo que se hace necesario generar los diagramas de presiones.

Diagramas de Esfuerzos en Entibaciones

Los diagramas de empujes aparentes son diagramas semi-empíricos que fueron desarrollados inicialmente por Terzaghi y Peck (1967) y perfeccionado por Peck (1969) para el cálculo de cargas envolventes de los codales en excavaciones entibadas.

Según los diagramas de Terzaghi y Peck, podemos obtener solución para tres situaciones donde se expresan de una manera sencilla los esfuerzos.

1. cargas drenadas en arena
2. cargas no drenadas en arcillas fisuradas de firmes a duras;
3. cargas no drenadas en arcillas blandas a medias.

Estos diagramas permiten realizar un cálculo relativamente simple para obtener la situación más desfavorable expresada por la letra “p” que representa la máxima presión otorgada por la resistencia al corte del suelo.

Este método implica ciertas consideraciones:

- Se considera que la excavación debe tener una profundidad superior a dos metros y tener una excavación horizontal de fondo ancha.
- Fueron desarrollados para taludes verticales y coronamiento horizontal. Se considera la colocación de puntales horizontales para asegurar un recibimiento de las cargas de una manera uniforme.
- Se asume que para arenas el nivel de la capa freática está por debajo de la excavación horizontal de fondo y para arcillas este nivel se hace despreciable o simplemente no fue considerada para estos estudios. No importando así su existencia en este estudio.
- Para las arcillas blandas o medias obtendremos el valor de una constante auxiliar “N” cuya valor es con este valor podremos obtener un valor aproximado del momento máximo “p”. En el caso que “p” adquiera un valor igual o superior a se tomara este valor para el cálculo.

Para utilizar los diagramas aparentes de presión de tierra, es importante tener presente que las excavaciones deben tener como mínimo una profundidad de 6 m (20 ft). También cabe mencionar que la arcilla se supone no drenada ($\phi = 0^\circ$).

No obstante existen otras teorías, que de igual manera serán abordadas. A continuación se hace una diferenciación entre las teorías planteadas para suelos friccionantes y para suelos cohesivos.

3.5.1 Entibados en suelos friccionantes

A continuación se presentan teorías dadas por diversos autores, para la determinación de envolventes de presiones utilizadas para el diseño de los elementos constitutivos de los entibados.

Teoría de Peck

Mediante la observación de las cargas en los puntales observados en el corte del metro de Berlín, en el de Múnich y de Nueva York, Peck (1969) proporcionó los diagramas de la envolvente de la presión lateral aparente para el diseño de cortes en arena. Esta envolvente se ilustra en la figura No 3.21, en donde:

$$\sigma_a = 0.65\gamma HK_a$$

Donde:

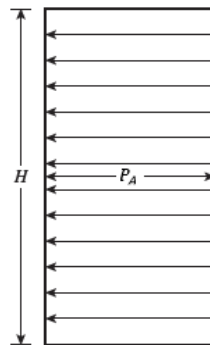
γ = peso volumétrico

H = altura del corte

K_a = coeficiente de presión activa de Rankine = $\tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$

ϕ = ángulo de fricción interno de la arena.

Figura No 3.21: Envolvente de presión aparente para cortes en arena de Peck (1969)



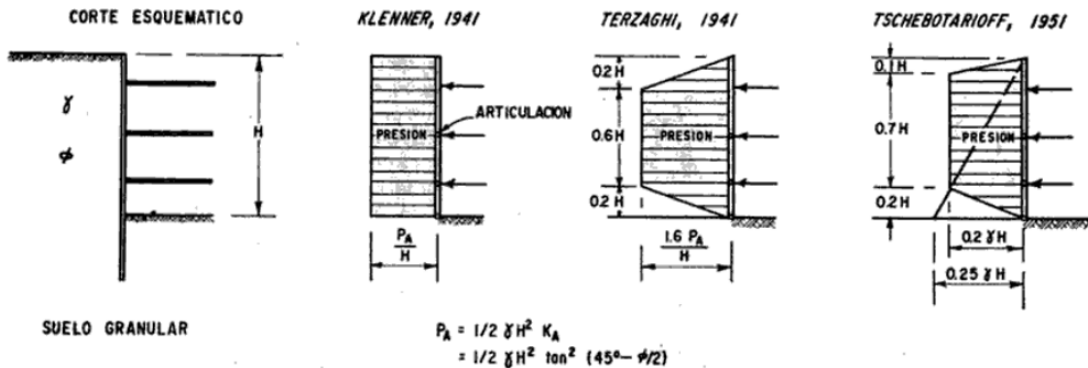
Fuente: Braja M. Das, Principios de Ingeniería Geotécnica, Capítulo 10, pág. 506, séptima edición

Otras teorías

En la figura No 3.22 se presentan diagramas de presión planteados por diversos autores.

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Figura No 3.22: Envoltentes de presión de tierras sobre Ademes, para suelos friccionantes



Fuente: A. Rico Rodríguez & H. Del Castillo (2005), “La Ingeniería de Suelos en las vías terrestres”, Volumen 1. Editorial LIMUSA S.A. de C.V.

Es importante conocer cómo y bajo qué condiciones falla el sistema por lo que a continuación se explican las formas de falla de entibados en suelos arenosos.

Falla en suelos arenosos

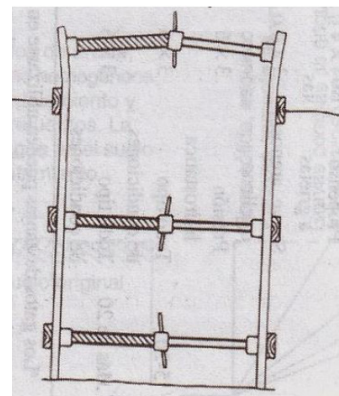
Cuando la arena se encuentra arriba del nivel freático. Las fallas han ocurrido casi exclusivamente por flexión transversal de los puntales, en forma sucesiva y progresiva, ver figura No 3.23.

Con frecuencia precede a la flexión transversal la torcedura local de los largueros si se han reforzado de manera inadecuada para soportar o absorber las cargas concentradas de los puntales. Las fallas por flexión de las tablaestacas y los pilotes verticales, son muy raras.

Además, cuando la arena está por encima del nivel freático no existe peligro de que se produzca un bufamiento general del fondo de la excavación. En unos cuantos casos, las tablas estacas o los pilotes verticales pueden asentarse excesivamente en arena suelta, como resultado de la pérdida de terreno durante la excavación.

Cuando se encuentra el nivel freático, el fondo del corte es estable siempre que el nivel del agua dentro de la excavación sea mayor que el nivel freático. En caso que se requiera desaguar (ver figura No 3.24), el factor de seguridad contra la tubificación se debe revisar. Tubificación es otro término para la falla por levantamiento. La tubificación puede ocurrir cuando se crea un gradiente hidráulico alto por agua que fluye hacia la excavación. Para revisar el factor de

Figura No 3.23: Falla en puntales por flexión



Fuente: <https://es.slideshare.net/AlejandroCarlosGarcia/unidad-n-5-entibaciones2014>

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

seguridad, se trazan redes de flujo y se determina el gradiente máximo de salida $i_{m\acute{a}ximo(salida)}$ que ocurrirá en los puntos A y B. En la figura No 3.24 se muestra una red de flujo, para la cual el gradiente máximo de salida es:

$$i_{m\acute{a}ximo(salida)} = \frac{h}{N_d a} = \frac{h}{N_d a}$$

Donde:

a = longitud del elemento de flujo en A (o B).

N_d = número de caídas (en la figura No 3.22 $N_d= 8$)

El factor de seguridad contra la tubificación se puede expresar como:

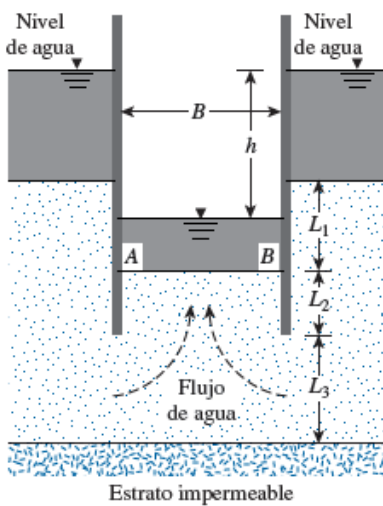
$$FS = \frac{i_{cr}}{i_{m\acute{a}x(salida)}}$$

$$i_{cr} = \frac{G_s - 1}{e + 1}$$

Dónde: i_{cr} = gradiente hidráulico crítico, G_s = gravedad específica, e =relación de vacíos.

La magnitud de i_{cr} varía entre 0.9 y 1.1 en la mayoría de los suelos, con un promedio de aproximadamente 1. Un factor de seguridad de aproximadamente 1.5 es deseable.

Figura No 3.24: Estabilidad del fondo de un corte en arena

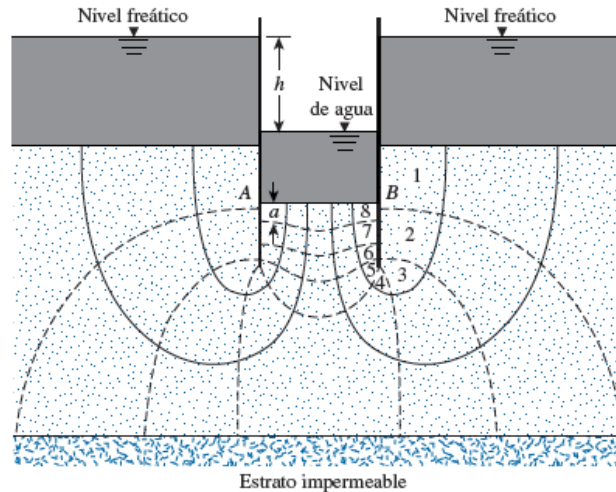


Fuente: Braja M. Das, Principios de Ingeniería Geotécnica, Capítulo 10, pág. 524, séptima edición

CAPITULO IV

CIMENTACIONES

Figura No 3.25: Estabilidad del fondo de un corte en arena



Fuente: Braja M. Das, Principios de Ingeniería Geotécnica, Capítulo 10, pág. 525, séptima edición

3.5.2 Entibados en suelos cohesivos

A continuación se presentan teorías dadas por diversos autores, para la generación de envolventes de presiones utilizadas para el diseño de los elementos de los entibados.

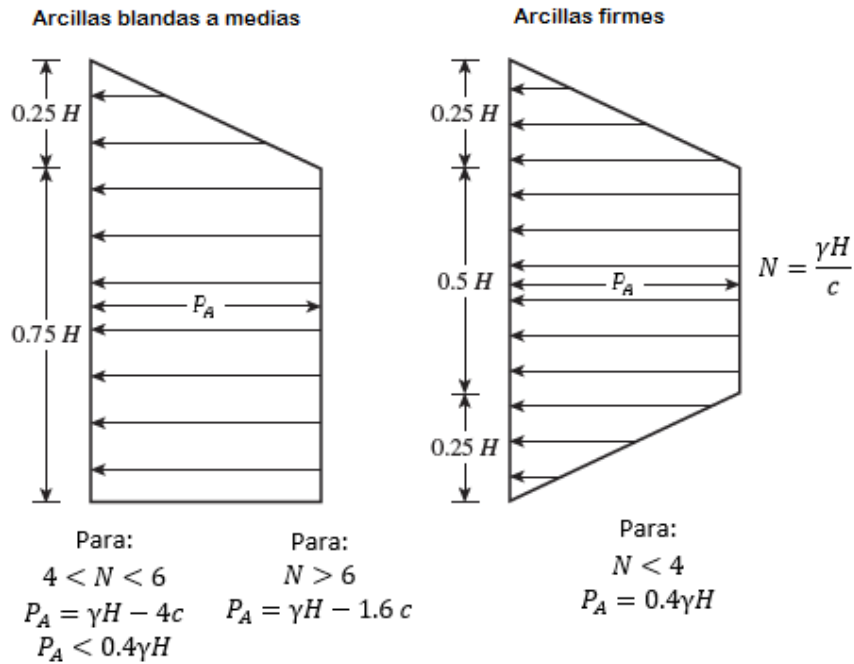
Las primeras medidas en suelos arcillosos fueron realizadas por Bruggen en Róterdam. Posteriormente Peck reportó un conjunto muy completo de información proveniente del ferrocarril subterráneo de Chicago. Basándose en esas mediciones se hizo un diagrama empírico de la envolvente de presiones para diseño.

Cabe mencionar que los cortes en arcilla se hacen más rápido relativamente con respecto a la velocidad con que las arcillas pueden perder su humedad. Por consiguiente las condiciones son no drenadas. Al aumentar la profundidad de la excavación el suelo que está fuera de los ademes se comporta como una sobrecarga sobre el suelo que está dentro del recinto haciendo que este se levante. El movimiento se produce incluso si el ademe es relativamente rígido y se extiende a una distancia considerable debajo del corte, a menos que exista una formación resistente a poca profundidad bajo el nivel de excavación. Por lo que tiene la misma importancia revisar la estabilidad de la excavación previendo una falla en el fondo así, como revisar las presiones laterales en el entibado.

A continuación se presentan las envolventes de presión aparente propuesta por Peck para arcillas (ver figura No 3.26) y en las figuras No 3.27 se muestran otras teorías publicadas por autores como TSHEBOTARIOFF (1951) y KANE (1961).

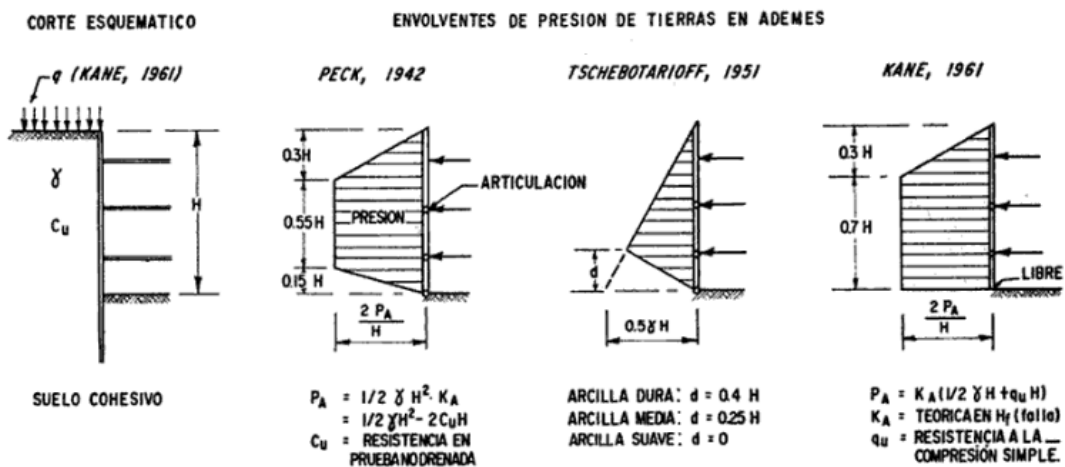
CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Figura No 3.26: Envoltentes de presión según Peck para arcillas



Fuente: Braja M. Das, Principios de Ingeniería Geotécnica, Capítulo 10, pág. 506, séptima edición

Figura No 3.27: Envoltentes de presión de tierras sobre Ademes, para suelos cohesivos

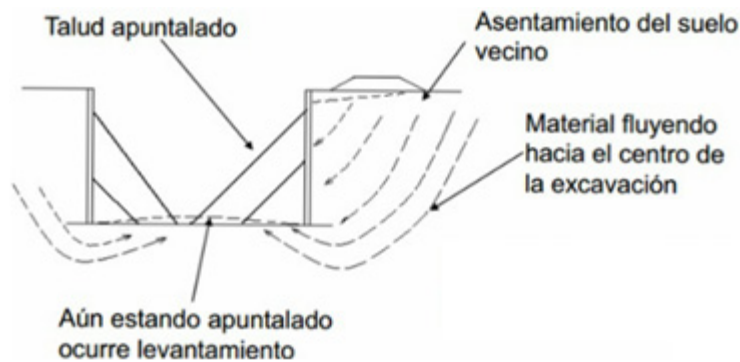


Fuente: A. Rico Rodríguez & H. Del Castillo (2005), "La Ingeniería de Suelos en las vías terrestres", Volumen 1, Editorial LIMUSA S.A. de C.V.

Fallas en suelos cohesivos

En este tipo de falla ocurre un asentamiento del terreno vecino, acompañado por el levantamiento generalmente rápido del fondo de la excavación; lo que sucede es que el material vecino fluye hacia el centro de la excavación que se levanta correspondientemente (ver figura No 3.28). Aun estando apuntalado, ocurre el fenómeno.

Figura No 3.28: Generación de falla en el fondo de una excavación en suelo arcilloso



Fuente: <https://es.slideshare.net/AlejandroCarlosGarcia/unidad-n-5-entibaciones2014>

La resistencia para la falla por el levantamiento del fondo es aportada por el término cN_c , puesto que la capacidad de carga de una arcilla, a una profundidad H , está dada según la teoría de Skempton por:

$$q_{ult} = cN_c + \gamma H$$

Si sobre el suelo existe una sobrecarga de magnitud q , el valor de q_{ult} pasa a ser:

$$q_{ult} = cN_c + \gamma H + q$$

En el caso de una excavación, en el instante de la falla de fondo incipiente, la resistencia a lo largo de la superficie de falla (cN_c) se opone al flujo del material del talud hacia el fondo de la excavación, a dónde tiende a moverse por efecto de la presión del bloque de suelo con altura H + la sobrecarga q . Es evidente que en el instante de la falla del fondo incipiente se tendría:

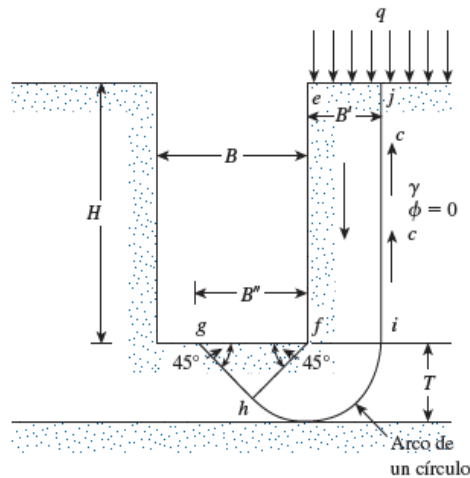
$$cN_c = \gamma H_{max} + q$$

La ecuación anterior da la profundidad máxima a que puede llevarse la excavación, sin que falle el fondo.

La superficie de falla en un suelo homogéneo se muestra en la figura No 3.29. En la figura se utilizan las notaciones siguientes: B =ancho del corte, H = profundidad del corte, T = espesor de la arcilla debajo de la base de la excavación y q = sobrecarga uniforme adyacente a la excavación.

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Figura No 3.29: Esquema de falla en el fondo de una excavación en suelo arcilloso

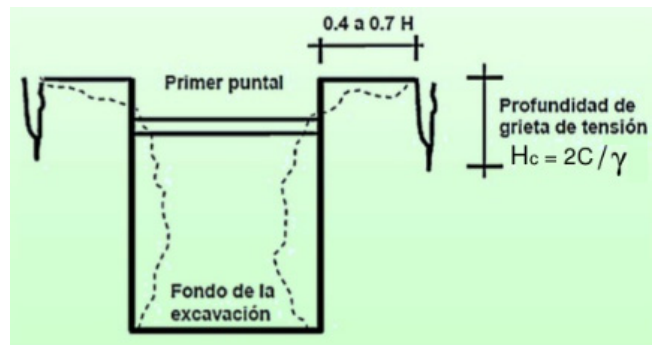


Fuente: Braja M. Das, Principios de Ingeniería Geotécnica, Capítulo 10, pág. 521, séptima edición

Falla de paredes laterales

La falla más común en una excavación sin entibados en arcilla, es el desprendimiento del suelo lateral. Este se da al llenarse de agua las grietas que se forman en la superficie de las arcillas debido a los cambios de humedad. El agua genera presión lateral en las paredes de las grietas empujándolas y desprendiéndolas (ver figura No 3.30).

Figura No 3.30: Falla en paredes laterales suelo arcilloso



Fuente: <https://es.slideshare.net/AlejandroCarlosGarcia/unidad-n-5-entibaciones2014>

La profundidad hasta donde estas grietas se extienden en un

suelo puramente cohesivo se puede calcular con la teoría de Rankine de la siguiente manera:

$$H_c = \frac{2c}{\gamma}$$

Donde:

C = cohesión

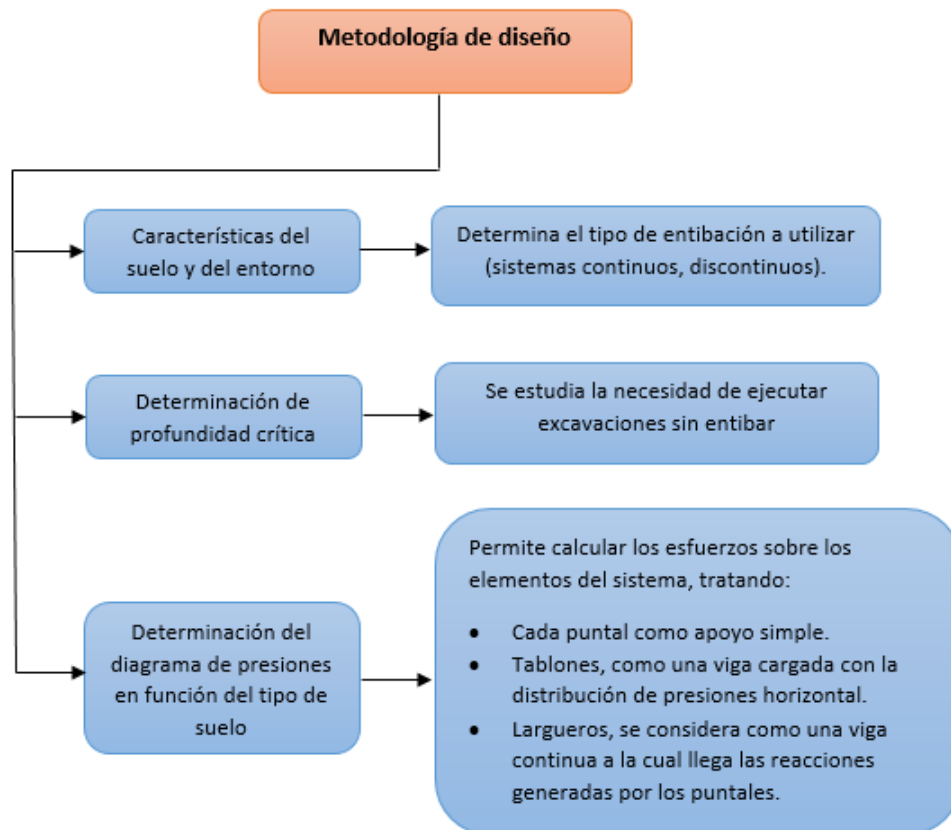
γ = peso volumétrico del suelo

En las arcillas, así como en las arenas, las fallas por flexión de los largueros o de tablestaca o de los pilotes verticales son raras. Si no existe posibilidad de que el fondo no se bufe, el tipo principal de falla que habrá que cuidar es la flexión transversal de los puntales o la cedencia de los largueros donde ocurren las reacciones de los puntales.

3.6 Metodología para el diseño de sistemas de entibados

En la figura No 3.31 se presentan los pasos a seguir en el diseño de sistemas de entibados, partiendo de que se cuenta con las dimensiones que habrá de tener las excavaciones de acuerdo a las necesidades que se tengan en campo.

Figura No 3.31: Metodología de diseño entibados



Fuente: Propia

3.6.1 Características del suelo y entorno

Se debe contar con la información necesaria para describir adecuadamente los materiales a ser excavados: litología, estratigrafía sondeos SPT, triaxial, etc.; estos estudios deben proporcionar datos como la densidad del material existente, condiciones de humedad, nivel freático, ángulo

de fricción interna, cohesión de los materiales, todo ello nos ayudara a calificar de manera cualitativa el comportamiento que podría llegar a tener el suelo al momento de ser excavado;

Otro aspecto importante es el entorno del sitio, como por ejemplo la presencia de estructuras adyacentes, ya que al realizar la excavación retiramos presión de confinamiento, lo que podría causar daños. También es imprescindible detectar posibles vibraciones que pudieran incidir en la estabilidad de las excavaciones.

Una vez determinado el material predominante en la excavación, debemos proceder a seleccionar el sistema de entibación a utilizar de acuerdo a la tabla No 3.2.

3.6.2 Profundidades críticas en excavaciones

En la construcción se estudia la posibilidad de ejecutar excavaciones poco profundas sin estructuras de retención temporal, pero no siempre existirán ejemplos como este tipo, ya que es muy frecuente realizar excavaciones de gran magnitud, debido a esto se debe de verificar la profundidad crítica y las condiciones de seguridad, todo esto depende de los estudios preliminares realizados en la zona.

Originalmente Taylor y Terzaghi estudiaron la altura crítica de un talud vertical sin entibación, con el análisis de superficie de deslizamiento plana de Coulomb, obteniendo la ecuación siguiente para un peso volumétrico γ una cohesión c , un ángulo de fricción $\phi \approx 0$ y un factor de seguridad $FS=1$.

$$H_{cr} = \frac{4c}{\gamma}$$

Al utilizar la ecuación anterior se obtienen valores un poco altos de la altura estable real y en caso de ser usada en la práctica deberá ser afectada por un factor de seguridad de 2, como mínimo, por lo que se resulta:

$$H_{cr} = \frac{2c}{\gamma}$$

Más tarde, Bell propuso la ecuación que considera el efecto de la cohesión además del de la fricción para obtener la presión activa P_A en función de la altura en muros y taludes siendo aplicable para cualquier inclinación del talud o muro, esta es:

$$P_A = \gamma H K_a - 2c\sqrt{K_a}$$

Dónde:

- H = profundidad
- K_a = coeficiente de empuje activo
- c = cohesión

CAPITULO IV

CIMENTACIONES

Considerando una condición de equilibrio límite en que la presión del primer miembro de esta ecuación es igual a la tensión que puede resistir el suelo por medio de la cohesión, se obtiene:

$$\gamma H_{cr} K_a = 2c\sqrt{K_a}$$

De la que deducimos el valor teórico de la Altura Crítica H_{cr} :

$$H_{cr} = \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}}$$

Esta ecuación es válida para una falla de pie en el caso de las zanjas. También se debe considerar además de las cargas gravitacionales tomadas en cuenta hasta aquí, en zonas de alto riesgo sísmico como El Salvador, es necesario también agregar el efecto de las cargas sísmicas.

Aspectos importantes que deben considerarse son:

- El efecto de la sobrecarga causada por la colocación del suelo excavado en la zona próxima al borde de la excavación, práctica que debe prohibirse o considerarse en el cálculo.
- Otra causa que aumenta los riesgos es la proximidad de vehículos al talud de la zanja, con cargas dinámicas adicionales. Siempre que sea posible se debe canalizar con señales, el tráfico en esta zona a una distancia mínima igual a la profundidad de la excavación proyectada.

Al determinar la profundidad crítica de excavación estas deben ser afectadas por un factor de seguridad para determinar la profundidad admisible desde la cual es necesario entibar para garantizar la seguridad de los trabajadores:

Según el Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones de El Salvador (RSEC) los factores de seguridad a utilizar son de 1.4 y 1.7 para condición gravitatoria y gravitatoria más sismo respectivamente.

3.6.3 Selección de las envolventes de presiones laterales

Una vez determinado el tipo de suelo y el comportamiento que pueda presentar en una excavación procedemos a seleccionar un diagrama de presiones con base a las teorías mostradas en las figuras No 3.21, 3.22, 3.26 y 3.27.

3.6.4 Proceso de diseño

Para el diseño de un sistema de entibados el procedimiento a seguir se detalla a continuación:

1. Seleccionado y trazado el diagrama que corresponde a la situación analizada (tipo de suelo a estudiar), se calcula el esfuerzo sobre cada puntal (por unidad de longitud).
2. Cada puntal se considera como apoyo simple, incluyendo el sello de fundación (apoyo ficticio).

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

3. La placa de entibación se considera como una viga cargada con carga igual a las presiones horizontales.
4. La suma algebraica de las reacciones en cada apoyo dará la fuerza que actúa sobre el puntal correspondiente.
5. Para el cálculo de las cargas debe considerarse un área de influencia de cada línea vertical de puntales (distancia horizontal entre puntales).

Cálculo de Esfuerzo sobre puntales

Se analizará la forma de calcular las cargas que deben soportar cada puntal de la siguiente manera:

El nivel del primer puntal desde la superficie del terreno, generalmente se asumirá menor a 30cm para cualquier tipo de suelo, sin embargo esto queda a criterio del diseñador y de las condiciones de los materiales existentes, pero nunca debe ser superior a la altura crítica

Para un suelo puramente cohesivo: $H_{cr} = \frac{2c}{\gamma}$

Para un suelo cohesivo-friccionante: $H_{cr} = \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}}$

Paso 1: Se debe dibujar la envolvente de presión que actuara sobre el entibado. En la figura 3.32a se muestra una envolvente de presión para un suelo arenoso; sin embargo, también podría ser para una arcilla. Los niveles de los puntales se marcan A, B, C y D. Las tablestacas (o vigas montantes) se suponen articuladas en los niveles de los puntales, excepto en la parte superior y en la inferior. En la figura No 3.32a, las articulaciones están al nivel de los puntales B y C. (Muchos diseñadores también suponen que las tablestacas o vigas montantes están articuladas en todos los niveles de los puntales, excepto en el de la parte superior).

Paso 2: Se determinan las reacciones para las dos vigas simples en voladizo (parte superior e inferior) y de todas las vigas simples intermedias mediante ecuaciones de equilibrio de fuerzas y momentos (ΣF). En la figura No 3.32b, estas reacciones son A, B₁, B₂, C₁, C₂, D y la separación (s) que hay entre los puntales, se podrá calcular la fuerza total que tiene que resistir cada uno de estos elementos.

Paso 3: Las cargas en los puntales se pueden calcular mediante las fórmulas:

$$\begin{aligned}P_A &= A * s \\P_B &= (B_1 + B_2) * s \\P_C &= (C_1 + C_2) * s \\P_D &= D * s\end{aligned}$$

Dónde:

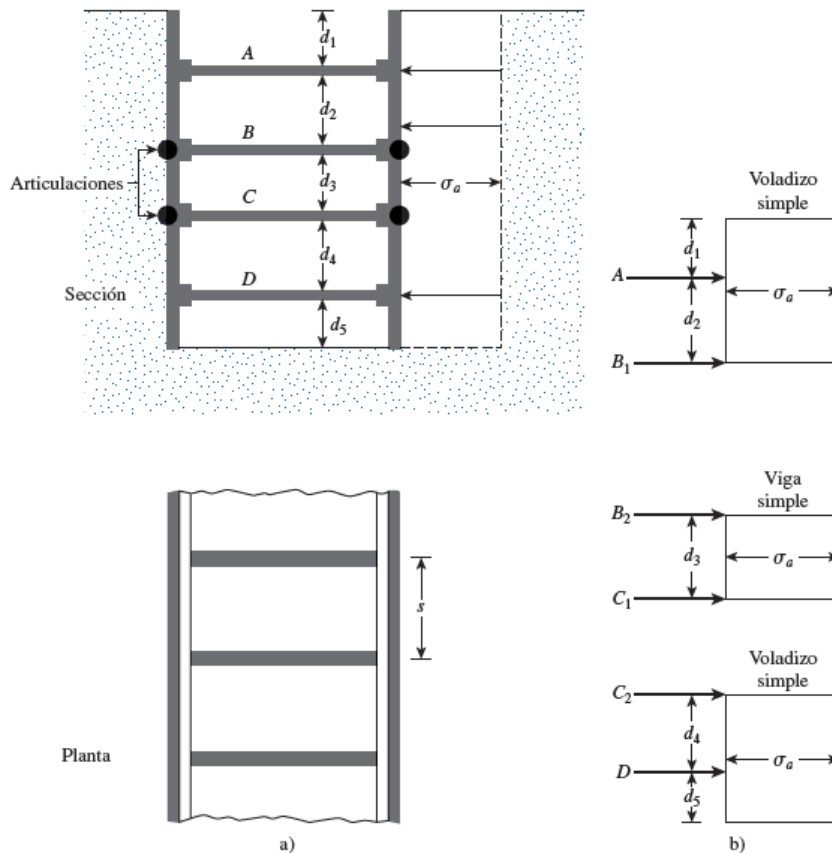
CAPITULO IV
CIMENTACIONES

P_A, P_B, P_C, P_D = cargas que tomarán los puntales individuales en los niveles A, B, C y D, respectivamente.

A, B_1, B_2, C_1, C_2, D = reacciones calculadas en el paso 2 (observe las unidades: fuerza y longitud unitaria del corte apuntalado).

s = espaciamiento horizontal de los puntales (consulte la planta en la figura No 3.32a).

Figura No 3.32: Determinación de las cargas en los puntales: a) sección y planta del corte; b) método para determinar las cargas en los puntales.



Fuente: Fuente: Braja M. Das, Principios de Ingeniería Geotécnica, Capítulo 10, pág. 509, séptima edición

Cálculo de Esfuerzos sobre tablonés

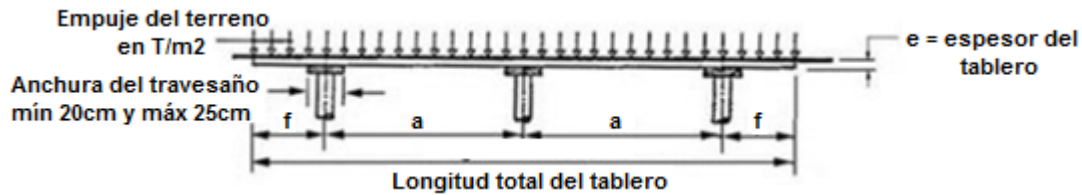
Generalmente los tablonés o tablonés consisten en paredes o láminas, resistentes, colocadas en ambos lados de la excavación a medida que se profundizan y miembros de refuerzo horizontales unidos con los de la pared opuesta (puntales) para que trabajen en conjunto, resistiendo los esfuerzos de compresión causados por el empuje del terreno. El uso de ademes con espacios horizontales es factible en suelos suficientemente densos gracias al efecto arco que se genera en

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

los espacios. Sin embargo, para un suelo poco denso o un suelo suelto se opta mejor por diseñar un sistema de entibación continua.

Los materiales utilizados para ademar pueden ser de madera o metálicos y se aplica un esfuerzo de compresión inicial a los puntales. Estos últimos permiten una mayor velocidad de montaje y desmontaje así como un número mayor de ciclos de uso. En la Figura No 3.33 muestra el modelo estructural a utilizar, vista superior.

Figura No 3.33: Modelo estructural de análisis de tabloneros



Fuente: L. Mendoza (2015), "Entibados", Curso: Cimentaciones T.E

De este modelo estructural se deben de obtener el cortante máximo y el momento flector máximo para la respectiva revisión del elemento y así determinar si la sección propuesta es la adecuada para resistir dichos efectos (se propone la sección, se evalúan los esfuerzos y se comparan contra lo permisible) mediante las ecuaciones siguientes:

$$\sigma = \frac{Mc}{I} \leq \text{esfuerzo admisible del material}$$

Donde:

M=momento flector máximo determinado del análisis estático.

c=distancia desde el eje neutro hasta la fibra en compresión.

I= momento de inercia de la sección propuesta.

$$\tau = \frac{VQ}{It} = \frac{3V}{2A} \leq \text{esfuerzo cortante admisible del material}$$

Donde:

V= cortante máximo determinado del análisis estático.

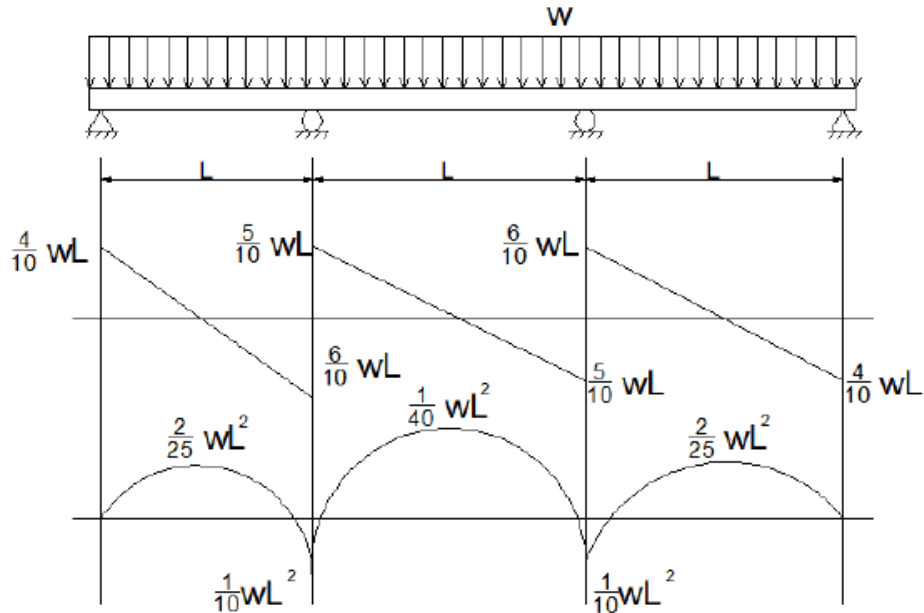
A= área de la sección transversal.

Diseño de largueros

El larguero se diseña como una viga continua (ver figura No 3.34) donde el largo es la longitud de la excavación; el modelo estructural que se asume para dicho análisis es una viga continua simplemente apoyada donde los momentos en el extremo son 0 (cero), para evitar que exista volteo, además que los claros de este modelo lo definen la separación horizontal de los puntales y se debe multiplicar por la disposición vertical que se le dará a los largueros.

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Figura No 3.34: Modelo estructural para análisis de largueros



Fuente: L. Mendoza (2015), "Entibados", Curso: Cimentaciones T.E

Para revisar la sección propuesta se utilizan las siguientes ecuaciones:

$$\sigma = \frac{Mc}{I} \leq \textit{esfuerzo admisible del material}$$

Donde:

M=momento flector máximo determinado del análisis estático.

c=distancia desde el eje neutro hasta la fibra en compresión.

I= momento de inercia de la sección propuesta.

$$\tau = \frac{VQ}{It} = \frac{3V}{2A} \leq \textit{esfuerzo cortante admisible del material}$$

Donde:

V= cortante máximo determinado del análisis estático.

A= área de la sección transversal.

Diseño del puntal

Se calculara la longitud disponible entre las paredes ya revestidas:

$$L_{disp} = \textit{ancho de excavacion} - 2(\textit{espesor del tablero} + \textit{espesor del larguero})$$

Se deberá proponer una sección que debe cumplir con la relación de esbeltez.

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

El puntal se comporta como una columna, él se encargara de transmitir esfuerzos de confinamiento entre las paredes del sistema de entibados, por lo tanto debemos tomar en cuenta los siguientes criterios de diseño:

Las columnas que tienen una relación de longitud sin apoyo L, a la dimensión mínima t, menor que 11, fallan por aplastamiento.

$$L/t \leq 11 \quad \begin{array}{l} \text{Sí, posible falla por aplastamiento} \\ \text{No, falla por pandeo} \end{array}$$

La carga axial admisible para dichos elementos es igual al área transversal multiplicada por σ_{adm} , el esfuerzo de compresión paralelo a la fibra permisible, y correspondiente a la especie utilizada, ajustado por las condiciones de servicio y la duración de carga.

Para columnas largas e intermedias:

Cuando la relación de esbeltez L/t excede de 11, las columnas de madera generalmente fallan por pandeo. En este caso el esfuerzo permitido se determina por medio de fórmulas que den valores menores de σ_{adm} . El esfuerzo permisible calculado debe ajustarse para la duración de la carga.

Para columnas cuadradas o rectangulares, con L/t mayor que 11 pero menor que K, donde

$K=0.671 \sqrt{\frac{E}{\sigma_{adm}}}$, el esfuerzo actuante ($\sigma_{actuante}$) no debe exceder de:

$$f_{adm} = \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{L/t}{K} \right)^4 \right] \sigma_{adm}$$

Donde:

f_{adm} = esfuerzo permisible de compresión paralelo a la fibra.

E= módulo de elasticidad de la madera ajustada por duración de carga.

Para columnas largas rectangulares, $\frac{L}{t} \leq K$, el esfuerzo actuante ($\sigma_{actuante}$) no debe exceder de:

$$f_{adm} = \frac{0.30E}{(L/t)^2}$$

La sección propuesta para cada uno de los elementos diseñados debe cumplir con todos los requisitos de resistencia para considerar que son adecuados para resistir el comportamiento del suelo.

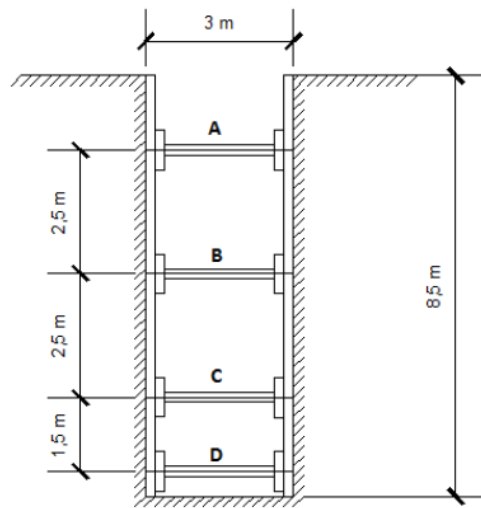
CAPITULO IV

CIMENTACIONES

3.7 Ejemplo del diseño de un sistema de entibados

Se requiere apuntalar una excavación que tiene un ancho de 3m, dicha excavación, tiene una profundidad de 8.5m, dibuje la envolvente de presiones de suelos, determine la carga de los puntales y diseñe cada uno de los elementos del entibado, proponga un diseño de entibado en madera que cumpla las características siguientes de resistencia, además considerando que los puntales se encuentran separados 3.0 m centro a centro horizontalmente, como se muestra en la figura No 3.35.

Figura No 3.36: Disposición de puntales



Fuente: L. Mendoza (2015), "Entibados", Curso: Cimentaciones T.E

Datos iniciales:

Propiedades de la madera:

- $\sigma_{adm} = 100 \text{ kg/cm}^2$
- $\tau_{adm} = 10 \text{ kg/cm}^2$
- $E_{madera} = 100 \text{ T/cm}^2$

Propiedades del suelo:

- $\sigma_{adm} = 1885 \text{ kg/m}^3$
- $\text{Cohesión} = 0$
- $\phi = 32^\circ$

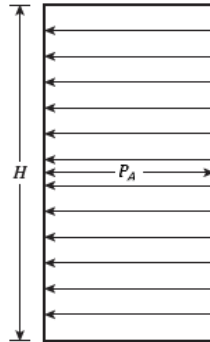
Solución:

- **Carga en los puntales**

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Utilizando el diagrama dado por Peck, se traza el diagrama de presiones, ver figura No 3.37.

Figura No 3.37: Envolvente de presión aparente para cortes en arena de Peck (1969)



$$P_A = 0.65\gamma HK_a$$

Fuente: Braja M. Das, Principios de Ingeniería Geotécnica, Capítulo 10, pág. 506, séptima edición

Coefficiente de empuje activo:

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45 - \frac{32}{2} \right) = \mathbf{0.31}$$

Presión horizontal transmitida al sistema:

$$P_A = 0.65(1885)(8.5)(0.31)$$

$$P_A = \mathbf{3.23 T/m^2}$$

Determinación de la carga en los puntales:

Como el apoyo B se considera una articulación, es posible desvincularlo y realizar el equilibrio para obtener la carga en el puntal A, ver figura No 3.38.

Equilibrio a)

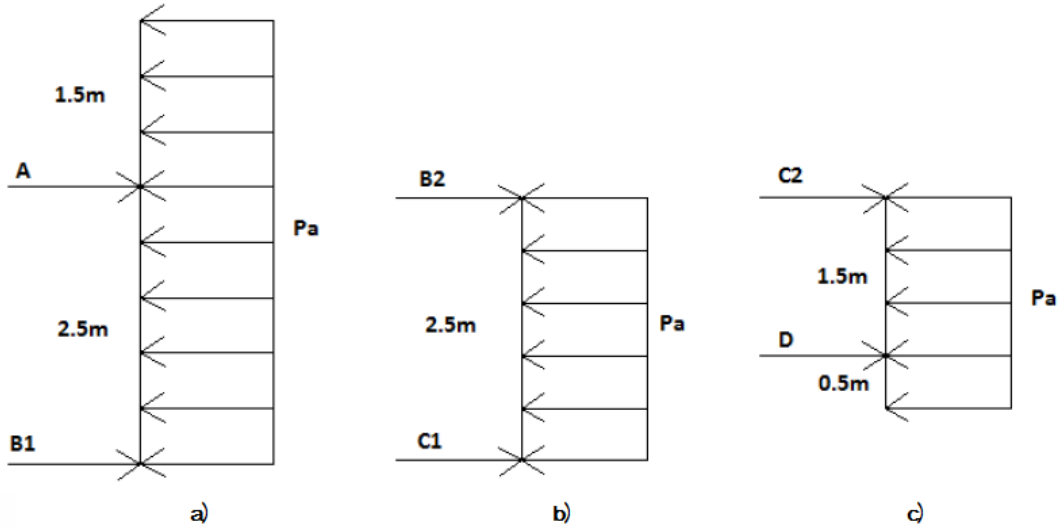
$$\begin{aligned} \Sigma M_B &= 0 \\ (3.23)(4)(2) - A(2.5) &= 0 \end{aligned}$$

$$A = \mathbf{10.336 T/m}$$

$$\begin{aligned} \Sigma F_x &= 0 \\ 3.23(4) - 10.336 - B_1 &= 0 \end{aligned}$$

$$B_1 = \mathbf{2.584 T/m}$$

Figura No 3.38: Estableciendo equilibrio



Fuente: L. Mendoza (2015), "Entibados", Curso: Cimentaciones T.E

Equilibrio b)

$$\begin{aligned} \Sigma M_C &= 0 \\ (3.23)(2.5)(1.25) - B_2(2.5) &= 0 \end{aligned}$$

$$B_2 = 4.038 \text{ T/m}$$

$$\begin{aligned} \Sigma F_x &= 0 \\ 3.23(2.5) - 4.038 - C_1 &= 0 \end{aligned}$$

$$C_1 = 4.038 \text{ T/m}$$

Equilibrio c)

$$\begin{aligned} \Sigma M_C &= 0 \\ 1.5D - (3.23)(2)(1) &= 0 \end{aligned}$$

$$D = 4.307 \text{ T/m}$$

$$\begin{aligned} \Sigma F_x &= 0 \\ 3.23(2) - C_2 - 4.307 &= 0 \end{aligned}$$

$$C_2 = 2.153 \text{ T/m}$$

Carga axial total en puntal por unidad de longitud:

$$A = 10.336 \text{ T/m}$$

$$B = B_1 + B_2 = 2.584 + 4.038 = 6.622 \text{ T/m}$$

$$C = C_1 + C_2 = 4.038 + 2.153 = 6.191 \text{ T/m}$$

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

$$D = 4.307 \text{ T/m}$$

Multiplicando por la separación de 3m:

$$P_A = 31.01 \text{ T}$$

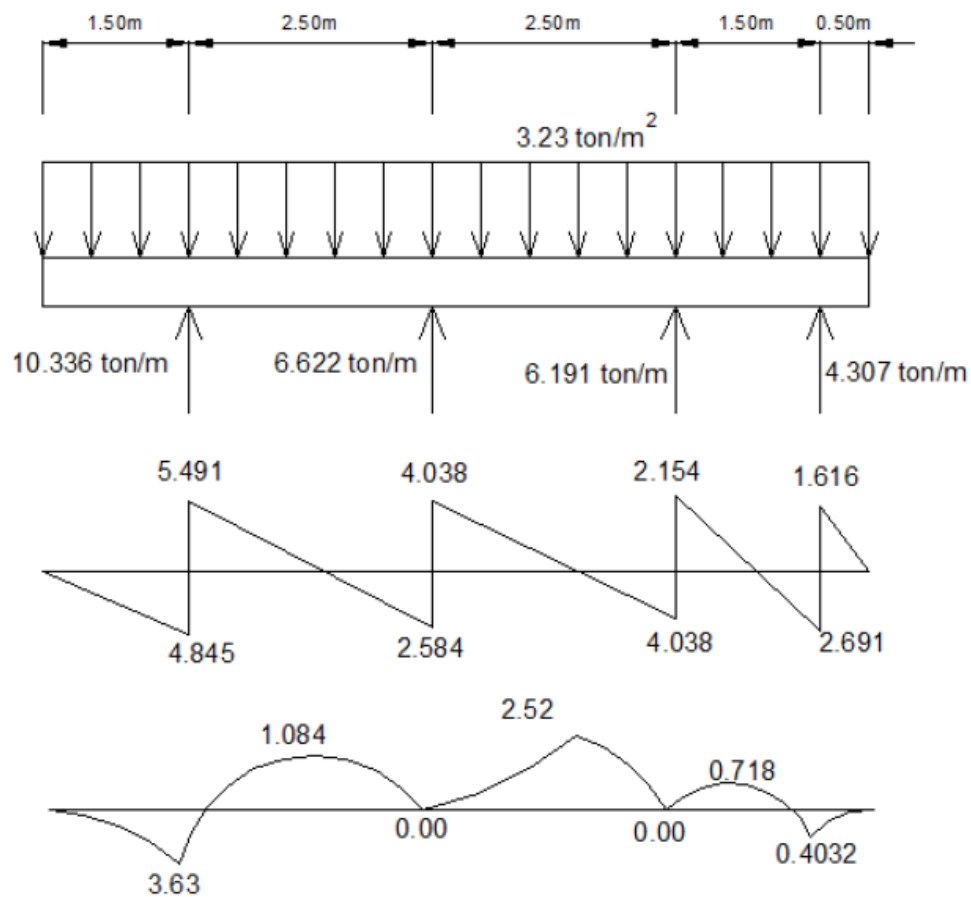
$$P_B = 19.87 \text{ T}$$

$$P_C = 18.57 \text{ T}$$

$$P_D = 12.92 \text{ T}$$

➤ **Diseño de tablonces**

Figura No 3.39: Diseño de Tablonces



Fuente: L. Mendoza (2015), "Entibados", Curso: Cimentaciones T.E

$$V_{max} = 4.845 \text{ T}$$

$$M_{max} = 3.63 \text{ T.m}$$

➤ **Revisión por Flexión**

Se debe cumplir que:

$$\sigma = \frac{Mc}{I} < \sigma_{adm} = 100 \text{ kg/cm}^2$$

Proponiendo una sección de 1 m de ancho por 2" de espesor:

$$\sigma = \frac{(3.63)(0.0254)}{\frac{1}{12}(1)(0.0508)^3} = 8439.76 \frac{T}{m^2} \equiv 844 \frac{kg}{cm^2} > \sigma_{adm} = 100 \text{ kg/cm}^2$$

Proponiendo una sección de 1 m de ancho por 3" de espesor:

$$\sigma = \frac{(3.63)(0.0381)}{\frac{1}{12}(1)(0.0762)^3} = 3751 \frac{T}{m^2} \equiv 375 \frac{kg}{cm^2} > \sigma_{adm} = 100 \text{ kg/cm}^2$$

Proponiendo una sección de 1 m de ancho por 4" de espesor:

$$\sigma = \frac{(3.63)(0.0508)}{\frac{1}{12}(1)(0.1016)^3} = 2109.94 \frac{T}{m^2} \equiv 211 \frac{kg}{cm^2} > \sigma_{adm} = 100 \text{ kg/cm}^2$$

Proponiendo una sección de 1 m de ancho por 6" de espesor:

$$\sigma = \frac{(3.63)(0.0762)}{\frac{1}{12}(1)(0.1524)^3} = 937.75 \frac{T}{m^2} \equiv 93.8 \frac{kg}{cm^2} < \sigma_{adm} = 100 \text{ kg/cm}^2 \gg \gg \text{ ok!}$$

➤ **Revisión por Cortante**

$$\tau = \frac{VQ}{It} = \frac{3V}{2A} < \tau_{adm} = 10 \text{ kg/cm}^2$$

Revisando la sección propuesta de 1m de ancho por 6" de espesor:

$$\tau = \frac{(3)(4.845)}{2(1 \times 0.1534)} = 47.69 \frac{T}{m^2} \equiv 4.7 \frac{kg}{cm^2} < \tau_{adm} \gg \gg \text{ ok!}$$

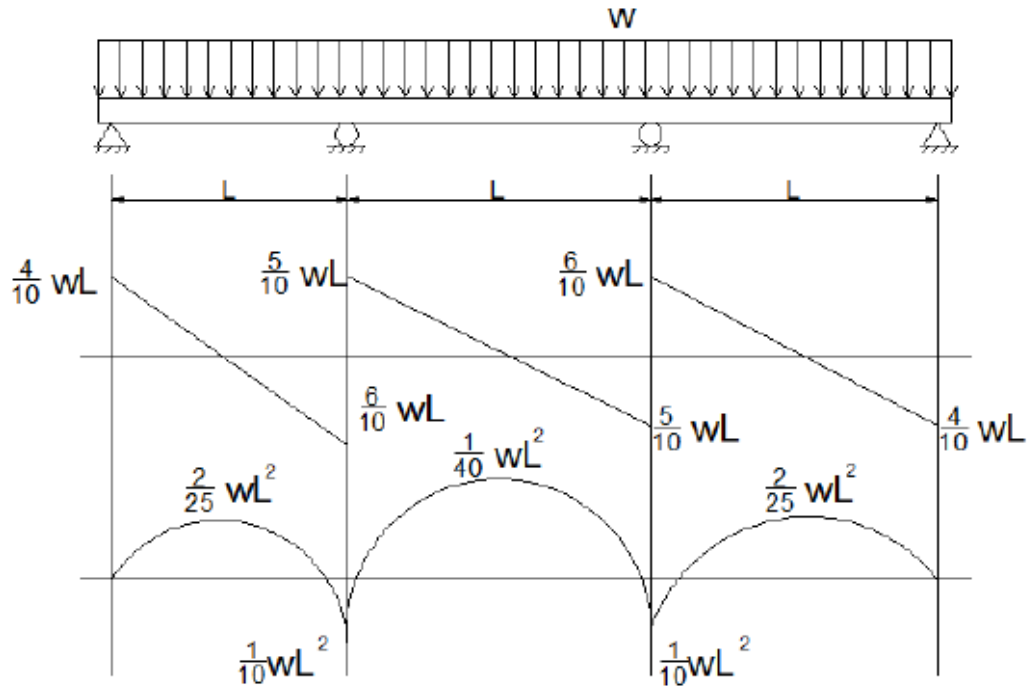
La sección a utilizar para los tablonés es de 6" de espesor por un metro de ancho.

➤ **Diseño de largueros**

Utilizando el modelo estructural dado en la figura No 3.40.

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Figura No 3.40: Modelo de cargas para el larguero



Fuente: L. Mendoza (2015), "Entibados", Curso: Cimentaciones T.E

L es la separación horizontal entre los puntales, en nuestro caso en particular dicha separación es de 3m.

Se tomara una distancia de separación vertical ($S=1.5m$) que cumpla para separaciones mínimas entre puntales; se colocara un larguero en la distancia media entre los puntales separados a 2.5m.

$$V_{max} = \frac{6}{10} wL \cdot S = \frac{6}{10} (3.23)(3)(1.5)$$

$$V_{max} = 8.721 T$$

$$M_{max} = \frac{1}{10} wL^2 \cdot S = \frac{1}{10} (3.23)(3^2)(1.5)$$

$$M_{max} = 4.36 T \cdot m$$

➤ **Revisión por flexión**

$$\sigma = \frac{Mc}{I} < \sigma_{adm} = 100 \text{ kg/cm}^2$$

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Proponiendo una sección de 2" de espesor por 5" de ancho:

$$\sigma = \frac{(4.36)(0.0254)}{\frac{1}{12}(0.127)(0.0508)^3} = 79819.1 \frac{T}{m^2} \equiv 7982 \frac{kg}{cm^2} > \sigma_{adm} = 100 \frac{kg}{cm^2}$$

Proponiendo una sección de 6" de espesor por 12" de ancho:

$$\sigma = \frac{(4.36)(0.0762)}{\frac{1}{12}(0.3048)(0.1524)^3} = 3695.33 \frac{T}{m^2} \equiv 369.53 \frac{kg}{cm^2} > \sigma_{adm} = 100 \frac{kg}{cm^2}$$

Proponiendo una sección de 6" de espesor por 24" de ancho:

$$\sigma = \frac{(4.36)(0.0762)}{\frac{1}{12}(0.6096)(0.1524)^3} = 1847.66 \frac{T}{m^2} \equiv 184.77 \frac{kg}{cm^2} > \sigma_{adm} = 100 \frac{kg}{cm^2}$$

Proponiendo una sección de 8" de espesor por 30" de ancho:

$$\sigma = \frac{(4.36)(0.1016)}{\frac{1}{12}(0.762)(0.2032)^3} = 831.45 \frac{T}{m^2} \equiv 83.15 \frac{kg}{cm^2} < \sigma_{adm} = 100 \frac{kg}{cm^2} \rightarrow ok!$$

➤ **Revisión por cortante**

$$\tau = \frac{VQ}{It} = \frac{3V}{2A} < \tau_{adm} = 10 \frac{kg}{cm^2}$$

Revisando la sección propuesta 8" de espesor por 30" de ancho:

$$\tau = \frac{(3)(8.721)}{2(0.2032 \times 0.762)} = 84.48 \frac{T}{m^2} \equiv 8.45 \frac{kg}{cm^2} < \tau_{adm} >>> ok!$$

Por lo tanto, la sección a utilizar para largueros es de 8" de espesor por 30" de largo.
La separación máxima vertical entre largueros es de 1.5m.

➤ **Diseño de puntales**

Para el diseño de puntales se tomara la carga axial en puntal mayor por lo cual el puntal A será diseñado y a partir de él se determinará la sección mínima requerida.

$$P_{max} = 31 T$$

Longitud disponible luego de los tablonos y largueros.

$$L_{disp} = \text{ancho de excavación} - 2(\text{espesor de tablón} + \text{espesor de larguero})$$

$$L_{disp} = 3 - 2(0.0254)(6 + 8) = 2.28 m$$

$$L_{puntal} = 2.28 m$$

Modo de falla

Proponiendo una sección de 5" x 5":

$$\frac{L}{t} = \frac{2.25}{0.127} = 17.72 > 11; \rightarrow \text{Falla por pandeo.}$$

Verificando el valor de K:

$$K = 0.671 \sqrt{\frac{E}{\sigma_{adm}}} = 0.671 \sqrt{\frac{100,000}{100}} = 21.22$$

Capacidad admisible

$$f_{adm} = \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{L/t}{K} \right)^4 \right] \sigma_{adm}$$

$$f_{adm} = \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{17.72}{21.22} \right)^4 \right] (100) = 83.79 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = \frac{P}{A} = \frac{31}{0.127^2} = 1922 T/m^2 \equiv 192.2 \text{ kg/cm}^2 > f_{adm}$$

Se debe cambiar la sección del puntal:

Propuesta de 8" x 8":

$$\frac{L}{t} = \frac{2.25}{0.2032} = 11.07 > 11; \rightarrow \text{Falla por pandeo.}$$

Verificando el valor de K:

$$K = 0.671 \sqrt{\frac{E}{\sigma_{adm}}} = 0.671 \sqrt{\frac{100,000}{100}} = 21.22$$

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Capacidad admisible:

$$f_{adm} = \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{L/t}{K} \right)^4 \right] \sigma_{adm}$$

$$f_{adm} = \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{11.07}{21.22} \right)^4 \right] (100) = 97.53 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = \frac{P}{A} = \frac{31}{0.2032^2} = 750.78 \text{ T/m}^2 \equiv 75.1 \text{ kg/cm}^2 < f_{adm} \rightarrow \text{ok!}$$

La sección a utilizar para puntales es de 8"x8".

Si se quiere reducir las secciones en las maderas se pueden disminuir las separaciones de los puntales tanto horizontal como verticalmente.

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

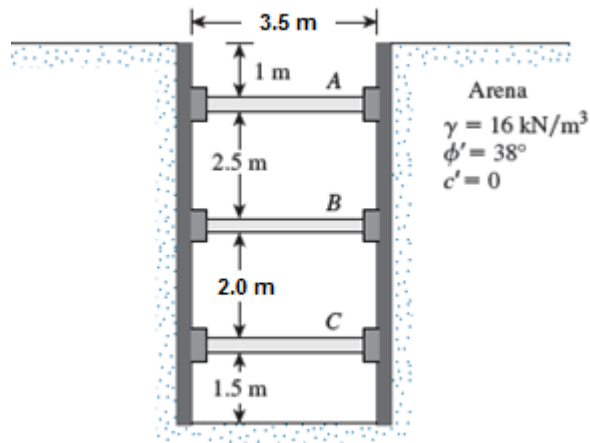
3.8 Ejercicio Propuesto

Consulte el corte apuntalado que se muestra en la figura No 3.41, los datos del suelo son $\gamma_s = 16 \text{ kN/m}^3$, $\phi=38^\circ$ y $c=0$. Los puntales se ubican a 3.5 m centro a centro en planta. Trace la envolvente de presión de tierra y determine las cargas en los puntales en los niveles A, B y C. Además diseñe todos los elementos del sistema.

Propiedades de la madera:

- $\sigma_{adm} = 100 \text{ kg/cm}^2$
- $\tau_{adm} = 10 \text{ kg/cm}^2$
- $E_{madera} = 100 \text{ T/cm}^2$

Figura No 3.41: Corte apuntalado



Fuente: Braja M. Das, Principios de Ingeniería Geotécnica, Capítulo 10, pág. 532, séptima edición

UNIDAD 4: CIMENTACIONES SUPERFICIALES

4.1 Generalidades

Bajo la denominación de cimentaciones superficiales se engloban las zapatas y losas de cimentación, como elemento de transmisión de cargas al terreno a través de superficies de apoyo considerablemente más grandes que su canto o dimensión vertical.

El nivel de apoyo o implementación suele ser reducido (generalmente inferior a 3.0 m) en el caso de zapatas, si bien puede resultar considerable en la cimentación por losa (caso de edificios con varios sótanos). Por ello el concepto de superficial se refiere más a su extensión en planta que a la cota de apoyo, al contrario de lo que sucede en el caso de los pozos o pilotes que, en razón de su penetración en el terreno, reciben el nombre de cimentaciones semiprofundas o profundas.

En la presente unidad se abordarán criterios para el dimensionamiento de los distintos tipos de cimentaciones superficiales, que dependen de las cargas que deberán ser transmitidas al terreno y de la capacidad de carga del mismo.

Bases de diseño

Para estar correctamente diseñada una cimentación debe cumplir las condiciones siguientes:

- Transmitir al terreno las cargas del edificio con deformaciones tolerables, garantizando una seguridad suficiente frente a la rotura o hundimiento.
- Poseer suficiente resistencia como elemento estructural.
- No resultar afectada por la eventual agresividad del terreno.
- Estar suficientemente protegida frente a las modificaciones naturales o artificiales del entorno (cambios de volumen, variaciones del nivel freático, efectos dinámicos, excavaciones próximas, etc.).

El proceso de dimensionamiento comprende:

1. Determinación de la capacidad de carga del terreno.
2. Obtención de la presión de trabajo o admisible, introduciendo coeficientes de seguridad adecuados, siguiendo normativas.
3. Realizar un pre dimensionamiento preliminar de la cimentación
4. Cálculo de las deformaciones esperables
5. Modificar las dimensiones si las deformaciones no son admisibles.

Parámetros de cálculo:

Para el análisis de una cimentación debe partirse, de un estudio geotécnico que defina:

- La naturaleza y estratigrafía del terreno.
- Las propiedades de cada capa existente en la zona de influencia de la cimentación.
- Las condiciones del agua freática.

CAPITULO IV

CIMENTACIONES

- Tipo de cimentación recomendada.
- Procesos constructivos especiales en casos inusuales.
- Valores empíricos de la capacidad de carga admisible o presión de trabajo.

Hasta épocas relativamente recientes las cimentaciones se proyectaban con la carga admisible deducidas de la experiencia local. Estas presiones eran bastante conservadoras y por ello los fracasos no eran muy frecuentes si bien siempre existía la incertidumbre de la seguridad respecto a la rotura o hundimiento.

Al aumentar la altura de los edificios y la importancia de las cargas, este método empezó a ser arriesgado, motivando el desarrollo de bases científicas de proyecto.

Suposiciones para el diseño de zapatas:

El diseño de este tipo de cimentaciones está basado en la suposición, de qué la distribución de presiones en el suelo es lineal (uniforme en el caso de cargas axiales concéntricas). Esta suposición es satisfactoria para efectos de diseño, aunque algunos análisis basados en la teoría de la elasticidad y algunas observaciones de campo han indicado, que la distribución de presiones, en zapatas aisladas con carga axial únicamente, no es uniforme.

4.2 Tipos de cimentaciones superficiales

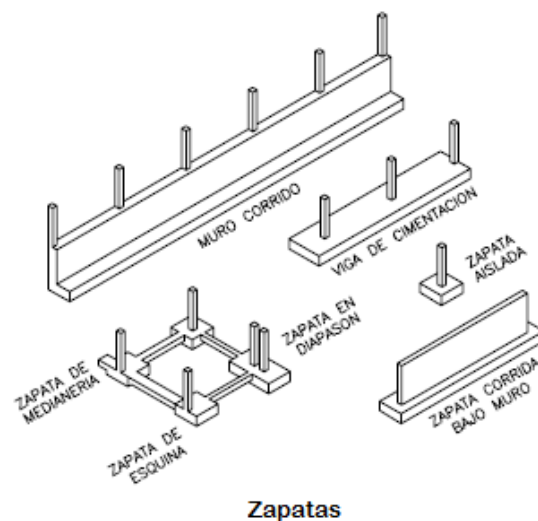
Cuando a nivel de la zona inferior de la estructura, el terreno presenta características adecuadas desde los puntos de vista técnico y económico para cimentar sobre él, la cimentación se denominará superficial o directa.

Los tipos más frecuentes de cimentaciones superficiales son:

- Zapatas aisladas
- Zapatas corridas
- Zapatas combinadas
- Losas de cimentación

La figura No 4.1 muestra los tipos más comunes de cimentación superficial y las distintas combinaciones de estas.

Figura No 4.1: Cimentaciones Superficiales

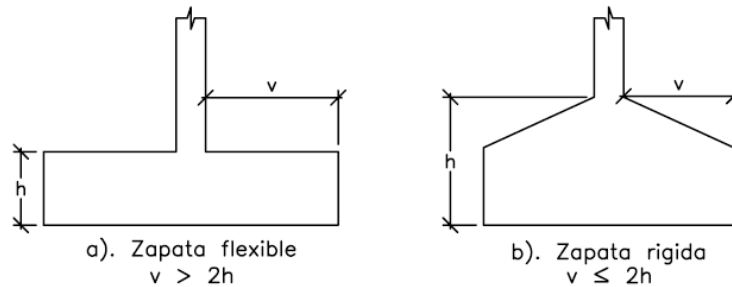


Zapatas

Fuente: <http://www.ingenieriarural.com/Hormigon/Temas/Cimentaciones2011.pdf>

Es también interesante la clasificación de las zapatas, según la relación entre sus dimensiones, en rígidas y flexibles, ver figura No 4.2.

Figura No 4.2: Clasificación según dimensiones



Fuente: <http://www.ingenieriarural.com/Hormigon/Temas/Cimentaciones2011.pdf>

4.3 Distribución de presiones en zapatas

Para el dimensionamiento de una cimentación superficial es preciso conocer todas las fuerzas que actúan sobre ella. Las que transmite la estructura son conocidas de antemano, pero hay otras más complejas, como la distribución de las presiones de reacción del terreno bajo la zapata, que depende del tipo de terreno y de la rigidez de la cimentación.

Comportamiento de zapata flexible

Supóngase que sobre una zapata infinitamente flexible (ver figura No 4.3), apoyada directamente sobre la superficie de un terreno horizontal, se coloca una sobrecarga uniforme. Por efecto de esta sobrecarga, el terreno y la zapata sufrirán una deformación. La deformación será mayor en el centro que en los extremos, y no se limitará al área cargada, sino que se extenderá a ambos lados hasta una cierta distancia. Como la zapata es infinitamente flexible, no es capaz de soportar momentos flectores y, en consecuencia, la distribución de presiones con que el terreno reacciona es idéntica a la distribución uniforme de presiones colocada sobre la zapata.

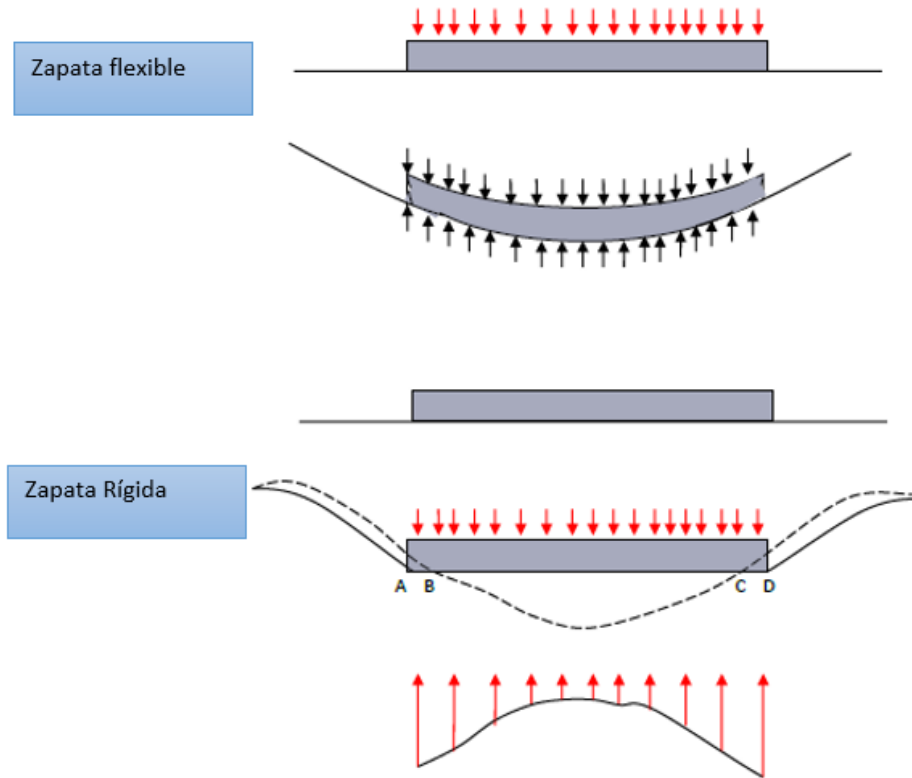
Comportamiento de zapata rígida

Supóngase ahora que sobre el terreno horizontal se coloca una zapata infinitamente rígida. Al situar sobre ella la misma sobrecarga uniforme, se producirá también una deformación, cuya magnitud será muy semejante al valor medio de la deformación en el caso de la zapata flexible.

Sin embargo, la rigidez de la zapata hace imposible la forma del perfil de deformación que se obtenía en el caso de la zapata flexible, de modo que, en las regiones entre los puntos A y B y entre los puntos C y D, la deformación será mayor que la correspondiente a la zapata flexible, mientras que, entre B y C, la deformación de la zapata rígida será menor que el de la zapata flexible. Consecuentemente, las presiones entre A y B y entre C y D serán, en el caso de la zapata rígida, superiores a las correspondientes a la zapata flexible y, por el contrario, entre B y C, las presiones serán menores que la presión uniforme que se coloca sobre la zapata. Resulta así una distribución de presiones bajo la zapata no uniforme, caracterizada por unos valores máximos en los extremos y un valor mínimo en el centro.

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Figura No 4.3: Distribución de presiones en cimentaciones Flexibles y rígidas



Fuente: L. Mendoza (2015), "Cimentaciones Superficiales", Curso Cimentaciones T.E.

Si el terreno fuera elástico y de resistencia infinita las tensiones bajo los bordes A y B serían infinitas. Como la resistencia del terreno no es infinita, esas tensiones podrán, o no, ser muy altas, pero tendrán un valor finito. En el caso de arcillas la distribución de presiones es muy semejante a la teórica del ejemplo anterior. Ver figura No 4.4

La gama de situaciones que se pueden presentar en cuanto a la distribución de presiones del suelo sobre una cimentación rígida se suele idealizar en la práctica del diseño por medio de una de dos hipótesis simplistas:

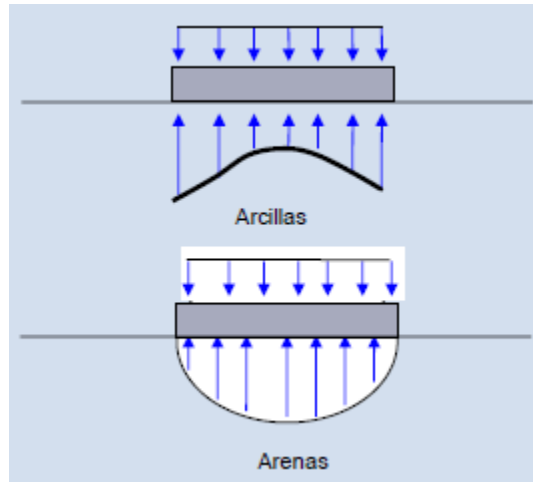
- Se supone una variación lineal de presiones o
- Se supone una uniforme concéntrica con la resultante de cargas.

La primera hipótesis es equivalente a considerar el suelo está constituido por una cama de resortes lineales independientes, de manera que los esfuerzos que se presentan en el suelo son proporcionales a los desplazamientos que sufre la cimentación, para la cual se considera un movimiento de cuerpo rígido.

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Más aún, los resortes sólo toman esfuerzos de compresión, ya que si la cimentación se levanta, se despega del suelo y los esfuerzos se anulan en esa zona.

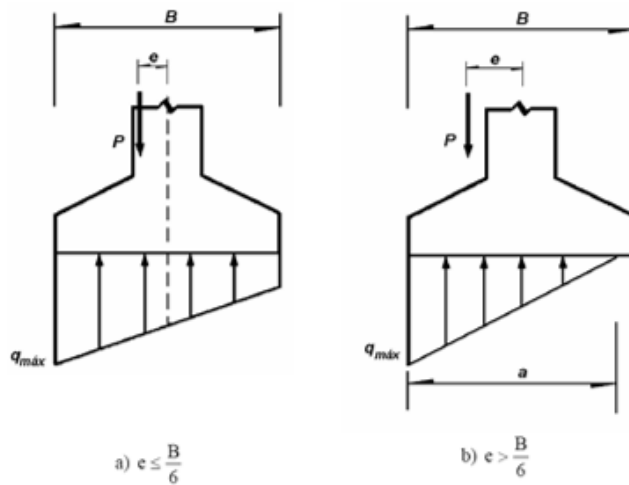
Figura No 4.4: Distribución de presiones en función del tipo de suelo



Fuente: L. Mendoza (2015), "Cimentaciones Superficiales", Curso Cimentaciones T.E.

La aplicación de estas hipótesis a una zapata rígida sujeta a una carga P aplicada con excentricidad e , en una dirección, se muestra en la figura No 4.5

Figura No 4.5: Distribución de presiones a) trapezoidal y b) triangular



Fuente: L. Mendoza (2015), "Cimentaciones Superficiales", Curso Cimentaciones T.E.

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

En el caso más general se distinguen dos situaciones: cuando la excentricidad es menor o igual que un sexto del ancho de zapata, B ($e \leq \frac{B}{6}$), hay compresión bajo toda la zapata y es aplicable **la fórmula general de flexocompresión**, según la cual las presiones en los extremos de la zapata resulta en una distribución trapezoidal (ver figura No 4.6), dando como resultado dos presiones:

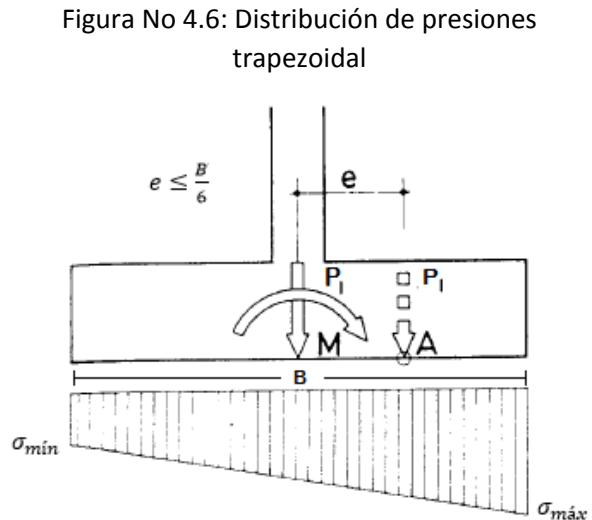
$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{P}{A} \left(1 + \frac{6e}{B} \right)$$

$$\sigma_{m\acute{i}n} = \frac{P}{A} \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$$

O expresado en otra forma, la carga máxima que se puede aplicar a una zapata, si el esfuerzo admisible que acepta el suelo es σ_{adm} , resulta:

$$P_{m\acute{a}x} = \frac{\sigma_{adm}A}{\left(1 + \frac{6e}{B} \right)}$$

$$P_{m\acute{i}n} = \frac{\sigma_{adm}A}{\left(1 - \frac{6e}{B} \right)}$$



Fuente: J. Rodríguez Ortiz et al, "Curso Aplicado de Cimentaciones", Capítulo 3, Cuarta edición

Si la excentricidad e , es mayor que un sexto del ancho de la zapata ($e > \frac{B}{6}$), una parte de la sección está exenta de esfuerzos (figura No 4.7) y la distribución de esfuerzos puede calcularse igualando la magnitud y posición de la resultante de presiones en el suelo con las de la carga aplicada. Se obtiene que el esfuerzo máximo en el suelo es:

$$\frac{\sigma_{m\acute{a}x}aL}{2} = P$$

$$a = 3 \left(\frac{B}{2} - e \right), \text{ por lo que:}$$

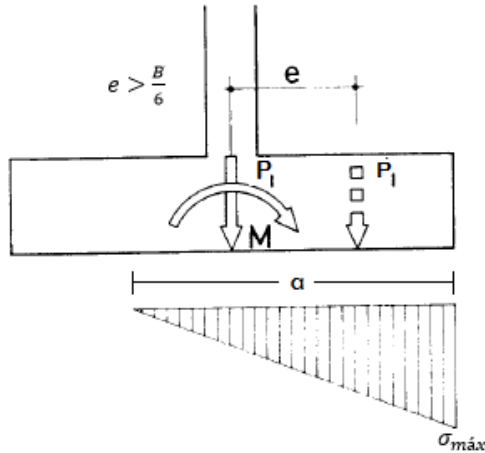
$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{4}{3} \frac{P}{(B - 2e)L}$$

O que la carga máxima que puede aplicarse con una excentricidad $e < \frac{B}{3}$, a un suelo con capacidad admisible σ_{adm} , es:

$$P = \frac{3}{4} \sigma_{adm}(B - 2e)L$$

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Figura No 4.7: Distribución de presiones triangular



Fuente: J. Rodríguez Ortiz et al, "Curso Aplicado de Cimentaciones", Capítulo 3, Cuarta edición

La otra hipótesis, de presión uniforme, da lugar a la misma distribución de presiones que se obtiene con la hipótesis de resortes lineales, sólo cuando la carga es axial (ver figura No 4.8a). Para carga excéntrica, esta segunda hipótesis implica una distribución uniforme de presiones, en un rectángulo equivalente de longitud tal que la magnitud y resultante de los esfuerzos igualan a las de la fuerza actuante (figura No 4.8b). La expresión para la determinación del esfuerzo en el suelo bajo una carga excéntrica resulta:

$$\sigma_{m\acute{a}x} a L = P$$

$$a = 2 \left(\frac{B}{2} - e \right)$$

Igualando:

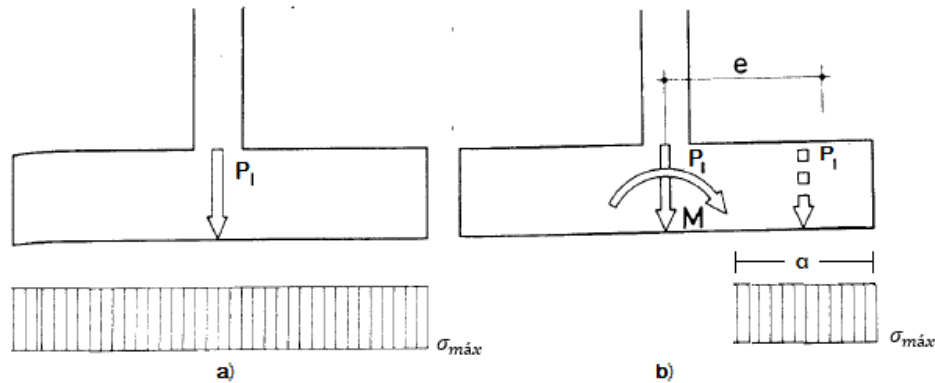
$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{P}{(B - 2e)L}$$

Y la carga axial máxima que se puede aplicar con una excentricidad \$e\$, a un suelo con capacidad admisible \$\sigma_{adm}\$, es de:

$$P = \sigma_{m\acute{a}x} (B - 2e)L$$

Se aprecia que este segundo procedimiento predice resistencias superiores a las que se obtienen con la hipótesis de comportamiento lineal, ya que se basa en la plastificación total del suelo en la condición de falla. Sin embargo el primer procedimiento es hasta ahora el más comúnmente empleado en la práctica.

Figura No 4.8: Distribución de presiones uniforme



Fuente: J. Rodríguez Ortiz et al, "Curso Aplicado de Cimentaciones",
Capítulo 3, Cuarta edición

4.4 Dimensionamiento de zapatas

El dimensionado de la superficie de cimentación, o superficie de contacto cemento o zapata con el terreno, depende de la distribución de presiones en dicha superficie.

Como se vio anteriormente la distribución real de presiones y deformación en el terreno es muy variable, según la rigidez de la zapata y el tipo de terreno. Ésta variabilidad en la forma de distribución de presiones y asentos, puede simplificarse sin excesivo error, en zapatas aisladas utilizando para su cálculo y estudio un diagrama de distribución de presiones lineal.

Dimensionamiento de zapatas

El diseño de cimentaciones involucra una serie de etapas las cuales se enumeran a continuación:

1. Determinación de la presión neta del suelo

La primera etapa en el diseño de toda cimentación, es determinar el área de cimentación requerida, basada en la capacidad de carga admisible del suelo y en las cargas de servicio (cargas factorizadas). La capacidad admisible de carga del suelo es establecida a partir de los principios de la mecánica de los suelos. Los factores de seguridad, empleados en la determinación de la capacidad admisible del suelo, oscilan entre 2 y 3 para cargas de servicio y alrededor de 1.5 para cargas accidentales, éste proceso se abordó en la unidad No 6 de la asignatura Análisis Geotécnico (Capacidad de carga en cimentaciones superficiales).

Determinación de la presión neta del suelo:

El dimensionamiento preliminar de la zapata se efectúa en base a las cargas de gravedad: permanentes y sobrecargas, buscando que la presión admisible del suelo no sea sobrepasada;

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

para la determinación del cimiento se consideran las cargas transmitidas por la columna, el peso de la zapata, el peso del suelo sobre ella y la sobrecarga del terreno, En lugar de considerar las tres últimas, se define el concepto de capacidad portante neta: que es la capacidad del terreno reducida por efecto de la sobrecarga, el peso del suelo y el peso de la zapata y se define así: (ver figura No 4.9).

$$Q_{neta} = Q_{adm} - \gamma_t h_t - \gamma_c h_c - S/C$$

Donde:

Q_{neta} : Capacidad de carga neta

Q_{adm} : Capacidad de carga admisible (su cálculo se abordó en la unidad de capacidad de carga).

γ_t : Peso volumétrico del suelo

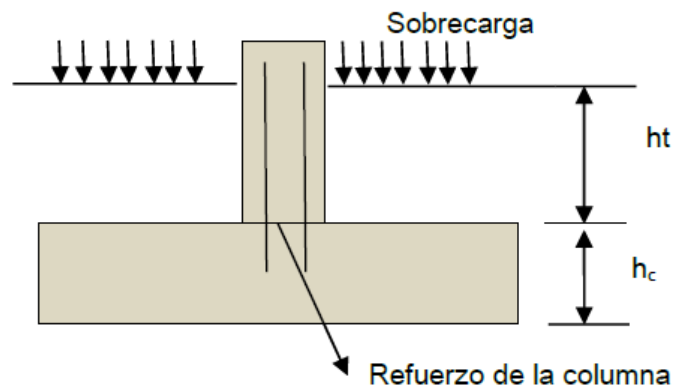
h_t : Altura del suelo sobre la zapata

γ_c : Peso volumétrico del concreto

h_c : Altura de la cimentación estimada en función de la longitud del anclaje del refuerzo de la columna y del recubrimiento necesario.

S/C: sobrecarga del terreno.

Figura No 4.9: Parámetros empleados para la determinación de capacidad de carga neta



Fuente: L. Mendoza (2015), "Cimentaciones Superficiales", Curso Cimentaciones T.E.

2. Dimensionamiento de la zapata:

Una vez determinada la capacidad de carga admisible y neta del suelo procedemos a determinar las dimensiones de la cimentación. Pero el procedimiento varía dependiendo el tipo de zapata.

El área de la cimentación es encontrada al satisfacer la condición $\sigma_{m\acute{a}x} \leq \sigma_{adm}$

3. Determinación de la reacción del suelo (Esfuerzo que se transmite):

Como ya se ha mencionado antes, la distribución de presiones en la base de la zapata puede ser: uniformemente distribuida, de forma trapezoidal o triangular, tal como se vio en el ítem 4.3 de ésta unidad.

4. Verificación del corte, por flexión y por punzonamiento.

Una vez que el área de la cimentación ha sido encontrada, la zapata es diseñada para desarrollar la resistencia necesaria en cortante, flexión y para garantizar además, una buena transmisión de la carga de la columna a la zapata y evitar algún tipo de falla por deslizamiento de las varillas de refuerzo.

Se procede a las respectivas revisiones como parte del diseño estructural, las cargas son factorizadas y el método de diseño utilizado es el método por resistencia. Pero en el curso únicamente abarcaremos el predimensionamiento de los cimientos, es decir, diseño a nivel geotécnico.

En el ítem 4.5 se expone la aplicación de la metodología para calcular las dimensiones de las zapatas según la tipología.

4.5 Dimensionamiento de zapatas sin excentricidad

A continuación se estudia el dimensionamiento de zapatas cargadas concéntricamente para diferentes tipologías, es decir, en las que la resultante pasa justo a través del centro de gravedad de la cimentación.

4.5.1 Zapatas aisladas

Para zapatas cargadas concéntricamente se puede calcular la superficie de apoyo según lo siguiente:

Partiendo de la definición de esfuerzo

$$\sigma = \frac{F}{A} \rightarrow Q_{neto} = \frac{F}{A_{nec}}$$

Zapata Cuadrada:

$$A_{nec} = \frac{(P_m + P_v)}{Q_{neto}}$$
$$A_{nec} = \frac{(P_m + P_v)}{Q_{adm} - \frac{(\gamma_c + \gamma_s)}{2} D_f}$$

Dónde:

$P_m + P_v$ = carga muerta y carga viva respectivamente

A_{nec} = área requerida = $L \times L \gg L = \sqrt{A_{nec}}$

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

γ_c : Peso volumétrico del concreto

γ_s : Peso volumétrico del suelo

Para una zapata rectangular:

$$A_{nec} = \frac{(P_m + P_v)}{Q_{adm} - \frac{(\gamma_c + \gamma_s)}{2} D_f}$$

$$B \times L = \frac{(P_m + P_v)}{Q_{adm} - \frac{(\gamma_c + \gamma_s)}{2} D_f}$$

Se fija una relación entre los lados $L = nB$

En el caso de las zapatas rectangulares, no es aconsejable la relación $L = 2B$.

$A_{nec} = nB^2$, se despeja para B y se obtiene L, de la siguiente manera:

$$L = nB$$

Para zapata circular:

$$\frac{\pi d^2}{4} (\text{área requerida}) = \frac{(P_m + P_v)}{Q_{adm} - \frac{(\gamma_c + \gamma_s)}{2} D_f}$$

Donde:

d = diámetro de la cimentación, el cual debe ser despejado.

Para una zapata corrida

$$B \times 1 = \frac{(P_m + P_v)}{Q_{adm} - \frac{(\gamma_c + \gamma_s)}{2} D_f}$$

4.5.2 Zapatas combinadas

Es posible que no se pueda colocar zapatas centradas si se tiene que ubicar cerca de la línea de propiedad de la construcción, o interfiere con la ubicación de equipos mecánicos u otra estructura especial. En tal caso, la ubicación excéntrica de la columna provoca presiones no uniformes en el suelo aún para cargas de servicio, lo que podría provocar la inclinación de la zapata. Con el propósito de obtener presiones uniformes o casi uniformes, una alternativa es alargar la zapata y colocar sobre ella una o más columnas adyacentes en la misma línea de la zapata en cuestión.

La geometría de una zapata para dos o más columnas es definida de forma tal que el centroide de la zapata coincida con la resultante de las cargas (de servicio) aplicadas a las columnas. Esta condición permite al diseñador asumir que la distribución de presiones es uniforme.

CAPITULO IV

CIMENTACIONES

La zapata combinada puede ser rectangular siempre que la columna cargada excéntricamente, con respecto a una zapata aislada, transmite una carga menor que la de la columna interior.

La suposición básica en el diseño de zapatas combinadas es que ésta sea tratada como un cuerpo rígido, así el diagrama de presiones es lineal. La presión será uniforme si la localización de la carga resultante (incluyendo los momentos de las columnas) coincide con el centroide del área de la zapata. Esta suposición es aproximadamente cierta si el suelo es homogéneo y la zapata es rígida.

El diseño convencional (o rígido) de una zapata combinada rectangular consiste en la determinación de la localización del centroide de la zapata. Luego, la longitud y el ancho pueden ser obtenidos. Con estas dimensiones, la zapata es tratada en la dirección longitudinal, como una viga apoyada sobre dos columnas que sostiene una carga por unidad de longitud (presión del suelo), a partir de lo cual se obtienen los diagramas de cortante y momento flexionante.

El peralte basado en la acción de viga ancha se calcula a partir del diagrama de fuerza cortante. Las secciones críticas para cortante en una dirección y cortante por punzonamiento son determinadas de igual manera que para una zapata aislada.

Con el peralte seleccionado, el acero por flexión puede ser diseñado usando los momentos críticos a partir del diagrama de momento flexionante. Se deberá proveer acero por flexión tanto para momento positivo como para momento negativo. Para este caso los límites en la cuantía de acero son tomados igual que en el diseño de vigas.

Si se calcula en la dirección corta (transversal) los momentos de flexión como para una zapata rectangular aislada, se caería en un serio error. Esto es debido a que la presión de suelo es mayor cerca de las columnas, por su efecto rigidizante sobre la zapata, y es menor en la zona entre columnas. Aquellas zonas cercanas y aproximadamente centradas en las columnas, son más efectivas y pueden analizarse algo similar a las zapatas rectangulares aisladas. No se especifica en el Código ACI el ancho efectivo de tales zonas.

Debe notarse que para diferentes condiciones de carga, las presiones del suelo no serán uniformes. Las zapatas combinadas deben dimensionarse considerando distribución uniforme de las presiones del suelo para cargas de servicio. Para el diseño por resistencia, las cargas últimas y distintas combinaciones de carga con sus respectivos factores, no generaran presión uniforme del terreno, debiendo considerar la excentricidad de la carga en la dirección longitudinal al igual que para una zapata aislada con excentricidad en una dirección.

A continuación se describe el procedimiento para el dimensionamiento de zapatas combinadas rectangulares y trapezoidales.

Zapata Rectangular

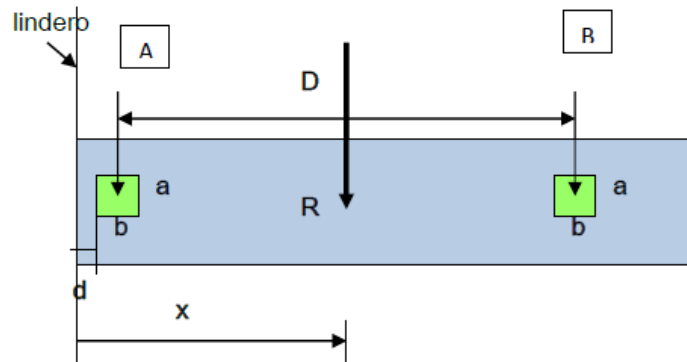
El procedimiento a seguir es el siguiente:

1. Determinar la resultante de cargas de servicio:
 $R = \text{suma de las cargas de servicio} = P_a + P_b.$

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

2. Determinar la posición en que cae la resultante sobre la zapata (X), como se muestra en la figura No 4.10, Haciendo momento respecto a línea de linder o respecto a un eje.

Figura No 4.10: Configuración del sistema en una zapata combinada rectangular



Fuente: L. Mendoza (2015), "Cimentaciones Superficiales", Curso Cimentaciones T.E.

$$RX = P_a \left(\frac{b}{2} + d \right) + P_b \left(\frac{b}{2} + d + D \right)$$

$$X = \frac{P_a \left(\frac{b}{2} + d \right) + P_b \left(\frac{b}{2} + d + D \right)}{R}$$

La longitud de la zapata es la siguiente:

$$L = 2X$$

Luego se calcula el ancho de la zapata:

$$Q_{neto} = \frac{(P_a + P_b)}{A}$$

$$A = \frac{(P_a + P_b)}{Q_{neto}}$$

$$B \times L = \frac{(P_a + P_b)}{Q_{neto}}$$

$$B = \frac{(P_a + P_b)}{Q_{neto} L}$$

Zapata Trapezoidal

Una zapata trapezoidal corrida en ocasiones se utiliza como una cimentación ensanchada y aislada de columnas que soportan grandes cargas donde el espacio es reducido.

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Uno de los criterios que se debe seguir es que la distribución de presiones en la base de la cimentación debe ser uniforme. Este criterio se cumple si la resultante de las cargas pasa por el centroide del área de la zapata.

Otro criterio a tomar en cuenta es que el área más ancha de la zapata se debe ubicar en la columna que transmita la mayor carga, en este caso $P_b > P_a$.

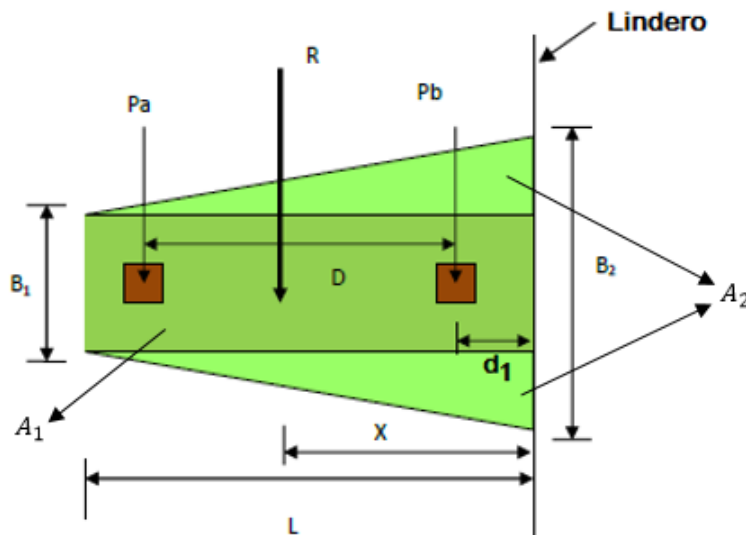
El procedimiento es el siguiente:

1. Determinar la resultante de cargas de servicio
 $R = \text{suma de las cargas de servicio} = P_a + P_b$.
2. Determinar la posición en que cae la resultante sobre la zapata (X), como se muestra en la figura No 4.11, Haciendo momento respecto a línea de lindero o respecto a un eje.

$$RX = P_b d_1 + P_a(D + d_1)$$

$$X = \frac{P_b d_1 + P_a(D + d_1)}{R}$$

Figura No 4.11: Configuración del sistema en una zapata combinada trapezoidal



Fuente: L. Mendoza (2015), "Cimentaciones Superficiales", Curso Cimentaciones T.E.

1. Cálculo del área de la zapata:

$$Q_{neto} = \frac{R}{A} \ggg A = \frac{R}{Q_{neto}}, \text{ También:}$$

$$A = \frac{B_1 + B_2}{2} L \text{ (Área de un trapecioide)}$$

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

$$\frac{2A}{L} = B_1 + B_2 \ggg B_2 = \frac{2A}{L} - B_1$$

Determinando la ecuación que relacione B_1 y B_2 , A y L de la zapata combinada. Para ello considere que R tienen que pasar por el centroide. Dividimos el área total en secciones (ver figura No 4.10).

Haciendo Momento de áreas respecto al lindero:

$$A_T \bar{X} = A_1 \bar{X} + A_2 \bar{X}$$

$$AX = B_1 L \left(\frac{L}{2}\right) + 2 \left[\left(\frac{1}{2}\right) \left(\frac{B_2 - B_1}{2}\right) L \left(\frac{L}{3}\right) \right]$$

$$AX = B_1 \frac{L^2}{2} + \left(\frac{B_2 - B_1}{6}\right) L^2$$

Despejando para B_2 :

Sustituyendo B_2 y despejando para B_1 :

$$B_2 = \left(\frac{6AX - 2B_1 L^2}{L^2} \right)$$

$$B_1 = \frac{2A}{L} \left(\frac{3X}{L} - 1 \right)$$

Sustituyendo en cualquiera de las ecuaciones anteriores se puede encontrar el valor de B_1 y B_2 .

4.5.3 Losas de cimentación

El diseño de una losa de cimentación involucra la definición de un área requerida para distribuir adecuadamente los esfuerzos de la estructura al suelo, la cual es determinada igualando el esfuerzo efectivo del suelo con el esfuerzo actuante, resultante de las acciones de las cargas sin mayorar sobre la estructura:

La carga actuante es definida por la ecuación 4.5 del Código de Cimentaciones de Costa Rica que supone una distribución trapezoidal de los esfuerzos al suelo, cuando la excentricidad de la fuerza resultante sea menor o igual a un sexto del ancho y del largo de la placa. Esta se muestra a continuación:

$$Q_{act} = \frac{P}{A_{req}} \left(1 \pm \frac{6e_b}{B} + \frac{6e_L}{L} \right)$$

Donde:

Q_{act} = carga actuante del suelo (T/m²).

P = cargas sobre la estructura (T).

A_{req} = área requerida por la losa (m²).

e_B = excentricidad de la carga a lo ancho de la losa (m).

e_L = excentricidad de la carga a lo largo de la losa (m).

B = ancho de la losa (m).

L = largo de la losa (m).

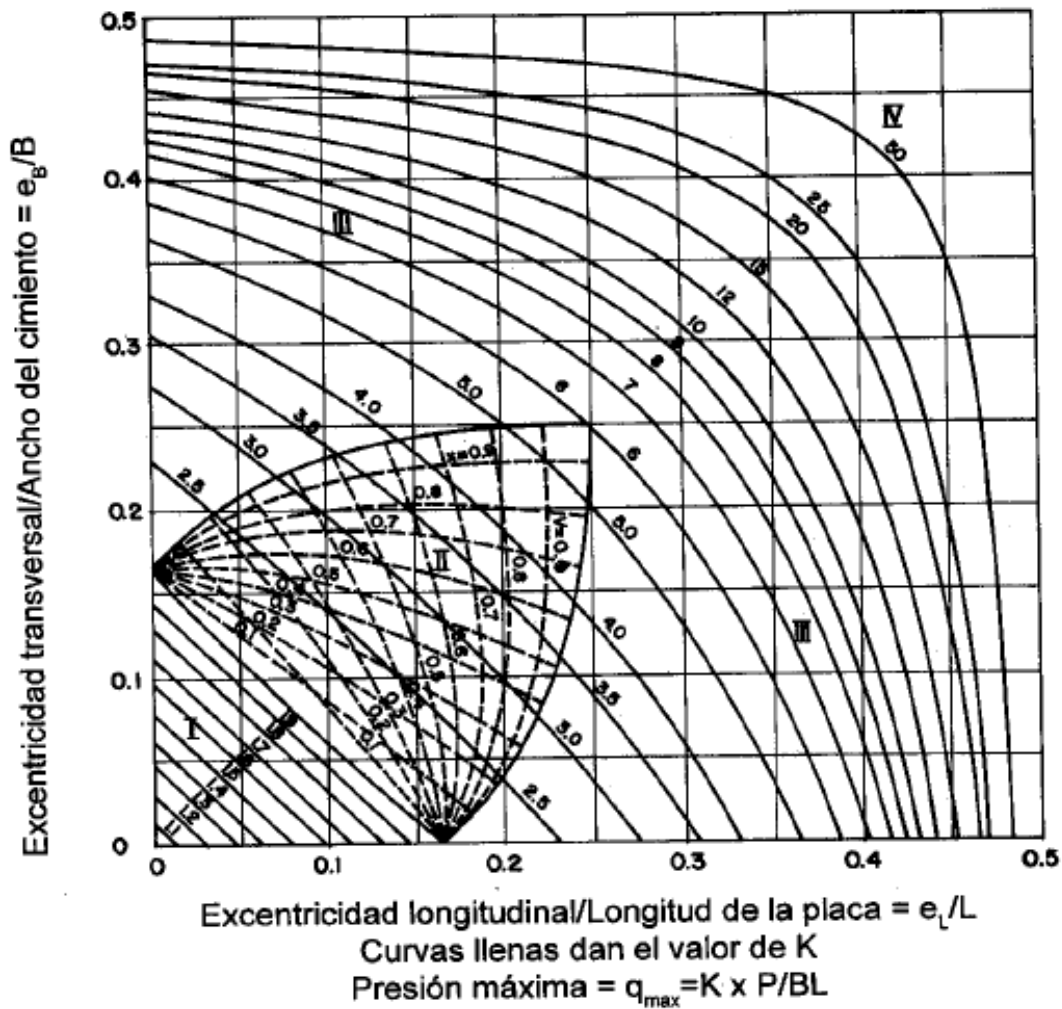
CAPITULO IV
CIMENTACIONES

De lo contrario se debe considerar la ecuación 4.6, del mismo código, que supone una distribución triangular de los esfuerzos al suelo, cuando $\frac{B}{6} < e_b < \frac{B}{2}$ y $\frac{L}{6} e_L < \frac{L}{2}$, como se muestra a continuación:

$$Q_{act} = K \left(\frac{P}{BL} \right)$$

Donde K es una constante que puede ser obtenida de la figura No 4.12.

Figura No 4.12: Valor de la constante K para la determinación de esfuerzos



Fuente: Escuela Ingeniería en construcción, “Análisis y diseño de losa para fundación”, Instituto Tecnológico de Costa Rica.

Además de las cargas que actúan sobre la losa, es importante el considerar el peso de la misma. La determinación del área es realizada por medio de la prueba y el error, por lo que se debe probar valores de ancho y largo de la losa para que satisfaga la ecuación.

4.6 Zapatas con cargas excéntricas

Las zapatas cargadas excéntricamente únicamente se emplean en suelos muy compactados o en roca y también en condiciones en las que el espacio obliga a ubicar zapatas de colindancia. En esos casos, la presión ejercida no será uniformemente distribuida, por lo que tendrá un valor máximo y mínimo dependiendo el caso del que se trate. A continuación se presenta el dimensionamiento de zapatas con excentricidad.

4.6.1 Zapatas Rectangulares

Cuando la actuación de cargas sobre el cimiento produzca, por su excentricidad, presiones no uniformes sobre el terreno, se admitirá en los bordes un aumento del 25 % en la presión siempre que la presión en el centro de gravedad de la superficie de apoyo no exceda del esfuerzo admisible, es decir, que el esfuerzo máximo sea:

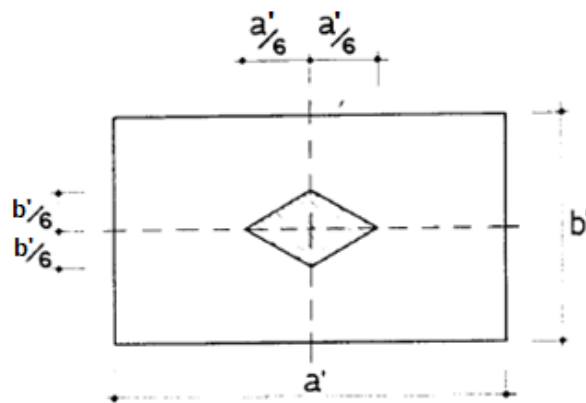
$$\sigma_{max} = \frac{N_1}{a'b'} \left(1 + \frac{6e_x}{a'} + \frac{6e_y}{b'} \right) \leq 1.25\sigma_{adm}$$

Siempre que la presión en el centro de gravedad sea:

$$\sigma_{c.de\ gravedad} = \frac{N_1}{a'b'} \leq \sigma_{adm}, \text{ ver figura No 4.13}$$

Si alguno de los valores de los esfuerzos extremos, se hiciese negativo implicaría que se producen tensiones entre la zapata y el terreno, lo cual con independencia de que se admite que el terreno no es capaz de absorber tensiones, daría lugar a una separación entre zapata y terreno. Esta limitación acota el campo de validez de la ecuación de la flexión compuesta (flexocompresión). Para que sea aplicable la ecuación de la flexión compuesta (flexocompresión), la carga tiene que estar situada dentro del núcleo central de inercia, ver figura No 4.13.

Figura No 4.13: Ábaco para la aplicación de la ecuación de flexocompresión,
Núcleo central de inercia



Fuente: J. Rodríguez Ortiz et al, "Curso Aplicado de Cimentaciones", Capítulo 3,
Cuarta edición

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Los valores de las excentricidades e_x y e_y respecto a los dos ejes tienen que cumplir:

$$\frac{6e_x}{a'} + \frac{6e_y}{b'} \leq 1$$

Siendo e_x y e_y los valores absolutos de las excentricidades, En este caso toda el área de la zapata es activa.

Cuando la carga se encuentra fuera del núcleo central de inercia, es decir, cuando los valores absolutos de las excentricidades cumplan:

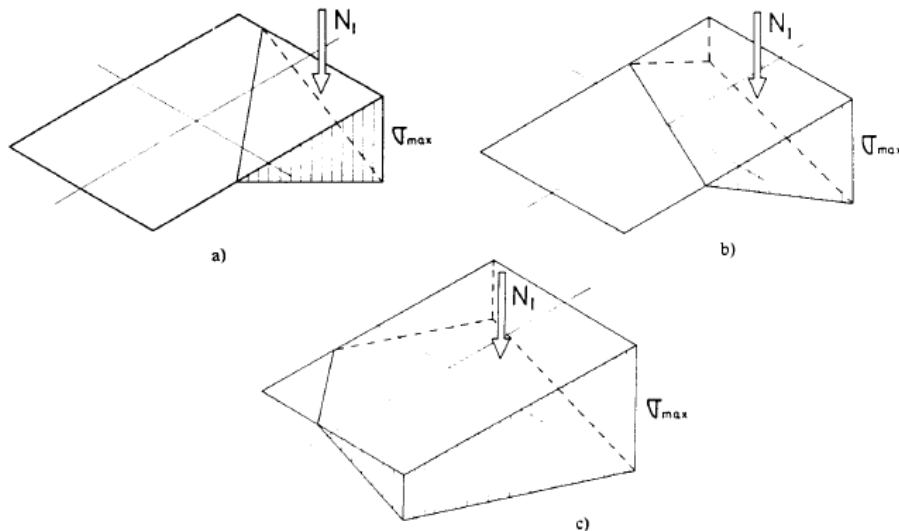
$$\frac{6e_x}{a'} + \frac{6e_y}{b'} > 1$$

Entonces NO es aplicable la ecuación de la flexión compuesta. Para distintas posiciones de la carga N_1 , cuyas excentricidades cumplan la desigualdad anterior, existirá una zona de la zapata inactiva.

Las reacciones del terreno responderán a los esquemas a), b) o c) de la figura No 4.14, según la posición de la carga N_1 .

En consecuencia, para dimensionar la zapata, es necesario plantear el equilibrio, entre la carga N_1 y la resultante de la «cuña» de presiones del terreno.

Figura No 4.14: Reacciones del terreno para diferentes posiciones de la resultante



Fuente: J. Rodríguez Ortiz et al, "Curso Aplicado de Cimentaciones", Capítulo 3, Cuarta edición

El planteamiento analítico del equilibrio es sencillo cuando la cuña es una pirámide figura No 4.14 a), pero complejo para los casos b) y c).

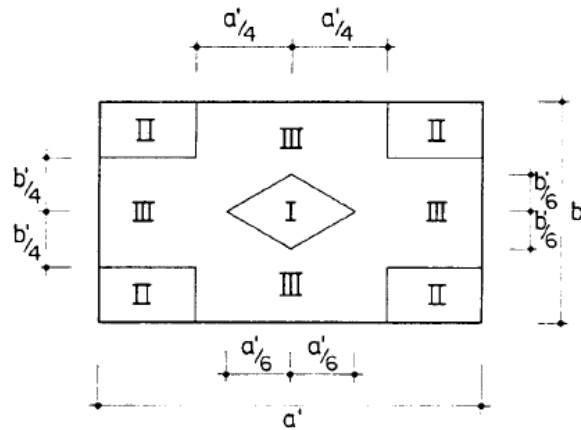
Para estos casos, se han obtenido soluciones gráficas que se dan en forma de tablas o ábacos (Hahn 1946, Dunham 1962, Plock 1963).

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Procedimiento:

Para resolver los casos posibles se divide la zapata en tres zona, ver figura No 4.15.

Figura No 4.15: Zonas de aplicación de la resultante de cargas

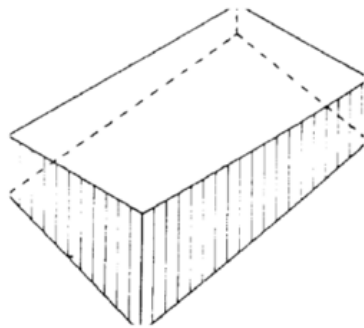


Fuente: J. Rodríguez Ortiz et al, "Curso Aplicado de Cimentaciones", Capítulo 3, Cuarta edición

Zona I

Carga cae dentro del núcleo central de inercia. Es aplicable la ecuación de flexión compuesta, la cuña de presiones es del tipo de la figura No 4.16.

Figura No 4.16: Distribución de presiones en la base de una zapata, cuando la resultante cae en el núcleo central de inercia



$$\sigma_{max} = \frac{N_1}{a'b'} \left(1 + \frac{6e_x}{a'} + \frac{6e_y}{b'} \right)$$

Fuente: J. Rodríguez Ortiz et al, "Curso Aplicado de Cimentaciones", Capítulo 3, Cuarta edición

Zona II

Las excentricidades deberán ser simultáneamente:

$$e_x \geq \frac{a'}{4} \text{ y } e_y \geq \frac{b'}{4}$$

La cuña de presiones tiene forma piramidal estableciendo el equilibrio entre la acción N_1 y la resultante de las presiones R, ver figura No 4.17.

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

$$R = \frac{1}{3} \left(\frac{1}{2} 4c * 4d \right) \sigma_{max} = N_1$$

Siendo:

$$\frac{a'}{2} = e_x + c$$

$$\frac{b'}{2} = e_y + d$$

Se tiene:

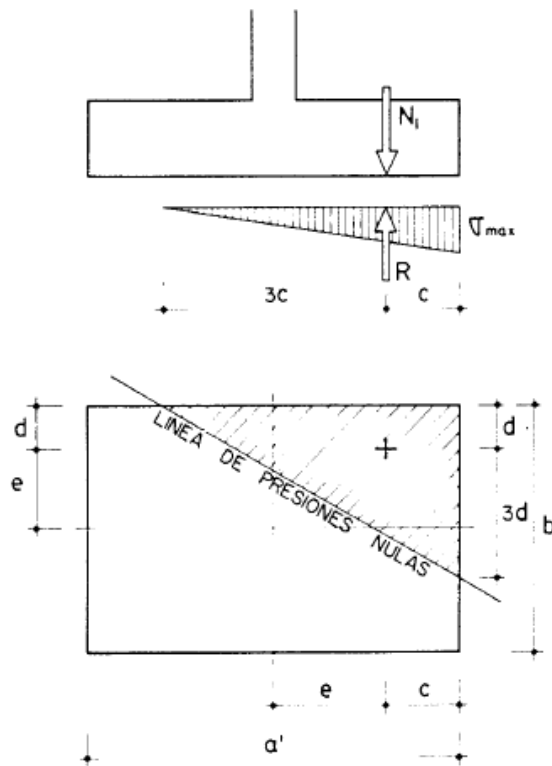
$$\sigma_{max} = \frac{3}{2} \frac{N_1}{(a' - 2e_x)(b' - 2e_y)} \leq 1.25\sigma_{adm}$$

La posición de la línea de presiones nulas queda acotada por los valores.

$$4c = 2(a' - 2e_x)$$

$$4d = 2(b' - 2e_y)$$

Figura No 4.17: Esquema de presiones cuando la resultante de carga cae en la zona II.



Fuente: J. Rodríguez Ortiz et al, "Curso Aplicado de Cimentaciones", Capítulo 3, Cuarta edición

Zona III

Los valores absolutos de las excentricidades deben cumplir:

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

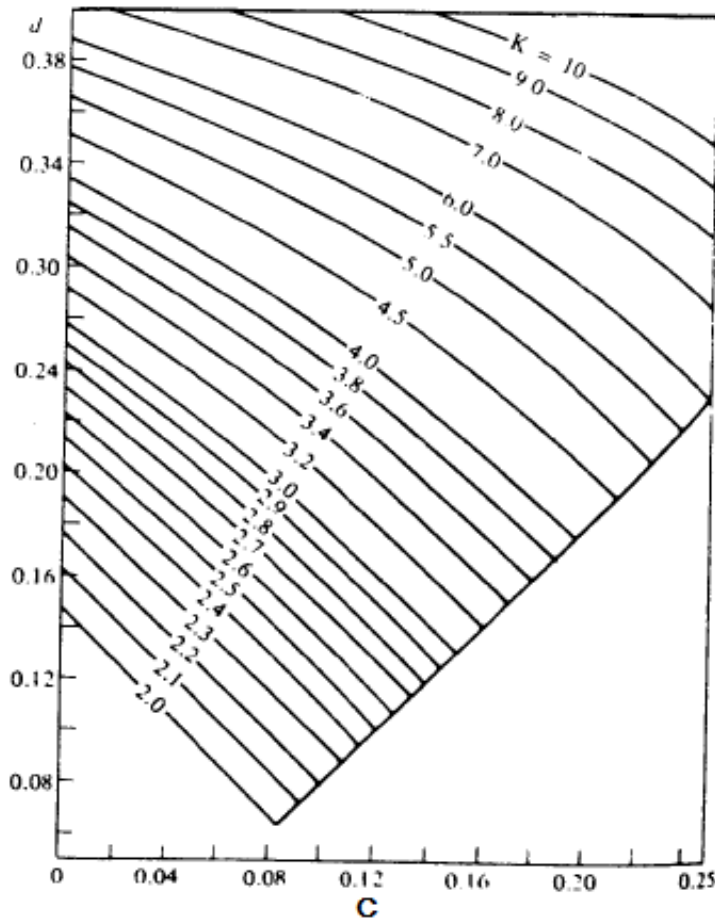
$$\frac{6e_x}{a'} + \frac{6e_y}{b'} > 1$$

Y que simultáneamente no sean:

$$e_x > \frac{a'}{4} \text{ y } e_y > \frac{b'}{4}$$

Para el cálculo del esfuerzo máximo y de la posición de la línea de tensiones nulas, a continuación se detallan ábacos en las figuras No 4.18 y 4.19.

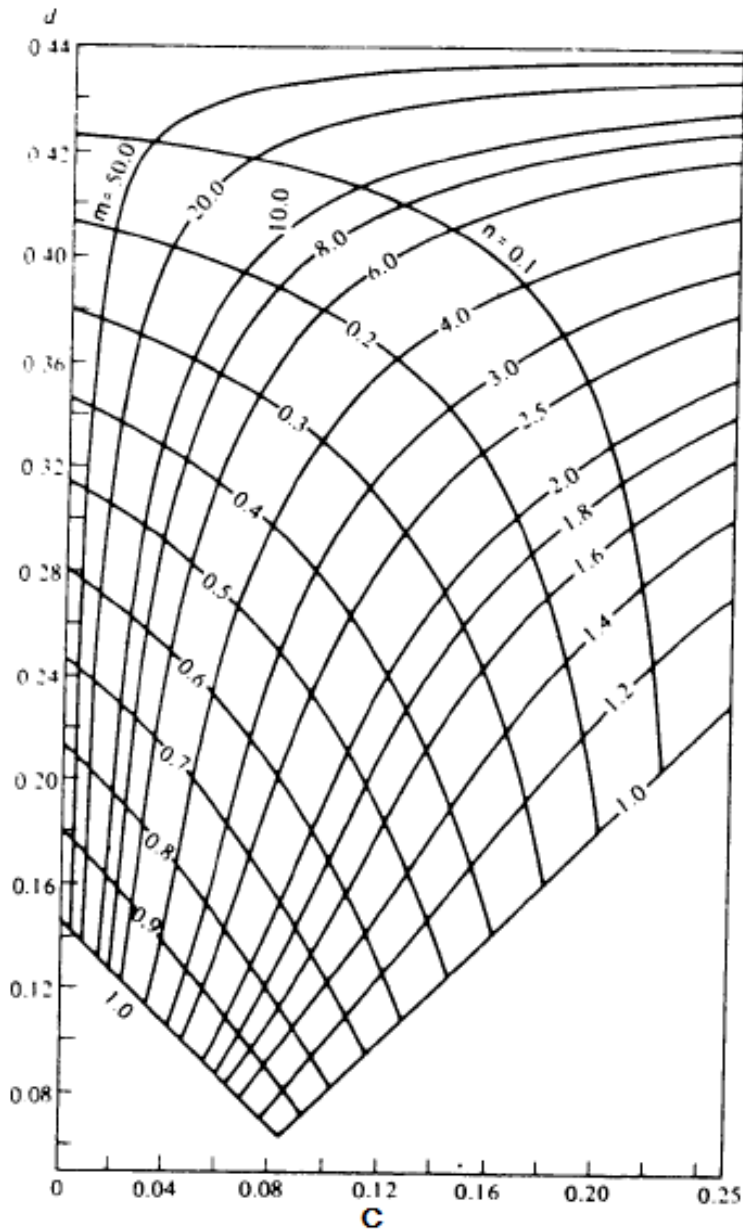
Figura No 4.18: Abaco para determinar los esfuerzos cuando la resultante de carga cae en la zona III



Fuente: J. Rodríguez Ortiz et al, "Curso Aplicado de Cimentaciones", Capítulo 3, Cuarta edición

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Figura No 4.19: Abaco para determinar los esfuerzos cuando la resultante de carga cae en la zona III



Fuente: J. Rodríguez Ortiz et al, "Curso Aplicado de Cimentaciones", Capítulo 3, Cuarta edición

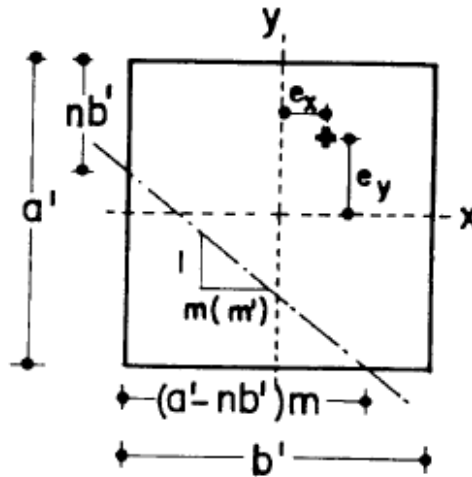
Calculando $C = \frac{e_x}{b'}$, $d = \frac{e_y}{a'}$ se obtienen los valores de n y m que se fijan conforme a la figura No 4.20, la posición de las líneas de presiones nulas.

El máximo esfuerzo se calcula: $\sigma_{max} = K \frac{N_1}{a'b'} \leq 1.25\sigma_{adm}$

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Siendo K los valores dados en el Abaco de la figura No 4.16, en función de c y d, Si $c > d$, se utilizan los ábacos intercambiando c y d, y tomando para la posición de la línea de tensiones nulas m' , en lugar de m, siendo $m' = m \left(\frac{b'}{a'} \right)$.

Figura No 4.20: Diagrama para determinar m y n para ubicar la línea de presiones nulas



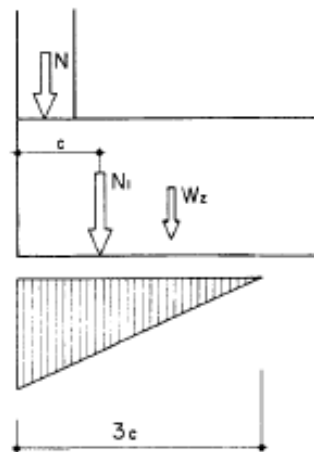
Fuente: J. Rodríguez Ortiz et al, "Curso Aplicado de Cimentaciones", Capítulo 3, Cuarta edición

4.6.2 Zapatas de colindancia

La zapata de colindancia es un caso muy frecuente en edificaciones. El cálculo como zapata aislada se resuelve por el procedimiento para zapatas como carga excéntrica, pero normalmente la presión máxima $\sigma_{m\acute{a}x}$ supera por mucho la presión admisible del suelo, con independencia de los posibles problemas de asentamiento y giros que se pueden generar, por lo que se hace necesario unirla a otra zapata mediante *vigas de fundación*, ver figura No 4.21. A continuación se presenta un cálculo alternativo a dicha condición.

En la figura No 4.22, se muestra el equilibrio de fuerzas para el cálculo de las resultantes.

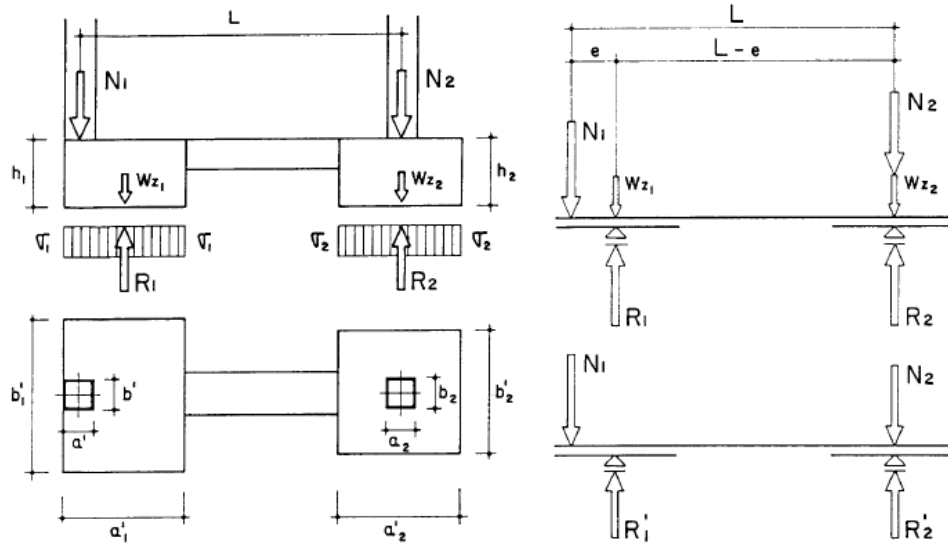
Figura No 4.21: Zapata de colindancia



Fuente: J. Rodríguez Ortiz et al, "Curso Aplicado de Cimentaciones", Capítulo 3, Cuarta edición

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Figura No 4.22: Configuración del sistema, establecimiento de equilibrio



Fuente: J. Rodríguez Ortiz et al, "Curso Aplicado de Cimentaciones", Capítulo 3, Cuarta edición

El procedimiento de cálculo es el siguiente:

1. Predimensionar las zapatas 1 y 2 como si las cargas N_1 y N_2 fuesen centradas, mayorándolas en un 40% aproximadamente la 1 y en un 10% la 2, para tener en cuenta el peso de las zapatas y el incremento en la reacción R_1 .

$$a'_1 * b'_1 = \frac{1.4N_1}{\sigma_{adm}}$$

$$a'_2 * b'_2 = \frac{1.1N_2}{\sigma_{adm}}$$

2. Conocida la dimensión a'_1 y siendo a_1 el ancho de la columna 1, se calcula la excentricidad e :

$$e = \frac{1}{2}(a'_1 - a_1)$$

3. Los valores de las reacciones serán:

$$R_1 = W_{z1} + N_1 \frac{L}{L - e}$$

$$R_2 = W_{z2} + N_2 - N_1 \frac{e}{L - e}$$

Las presiones en el terreno bajo cada una de las zapatas serán

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

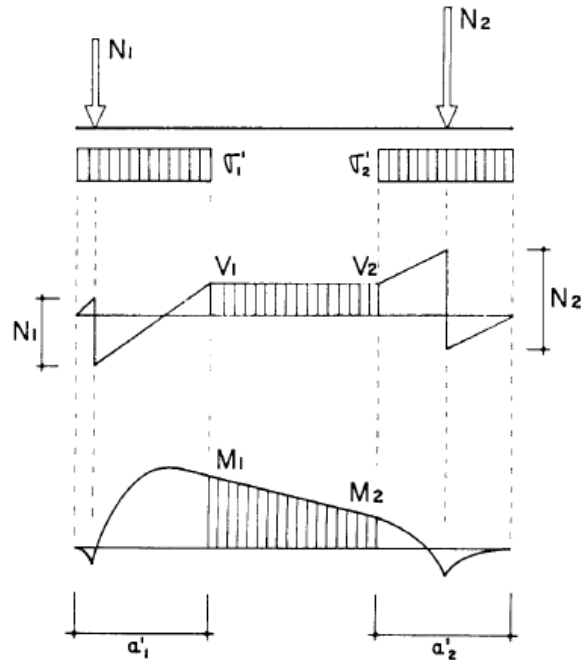
$$\sigma_1 = \frac{R_1}{a'_1 * b'_1} \leq \sigma_{adm}$$

$$\sigma_2 = \frac{R_2}{a'_2 * b'_2} \leq \sigma_{adm}$$

En el caso de no ser σ_1 y σ_2 menor que la σ_{adm} se corrigen los cálculos desde el punto 2, aumentando las dimensiones necesarias.

4. Para el cálculo de la viga de fundación se calculan los cortantes y los momentos flectores generando los respectivos diagramas como muestra la figura No 4.23. Sin embargo no se presenta mayor detalle ya que forma parte del cálculo estructural y nos limitamos al diseño geotécnico.

Figura No 4.23: Diagramas de fuerzas cortantes y momentos flectores

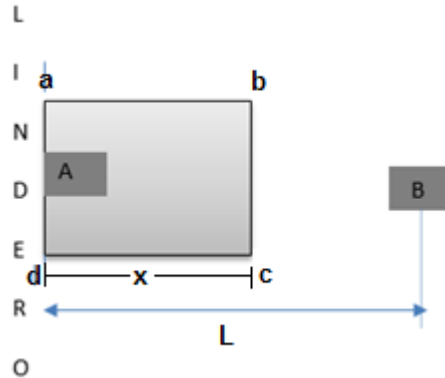


Fuente: J. Rodríguez Ortiz et al, "Curso Aplicado de Cimentaciones", Capítulo 3, Cuarta edición.

Otro método para el diseño de las zapatas de colindancia unidas mediante viga de amarre es el que se muestra a continuación:

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

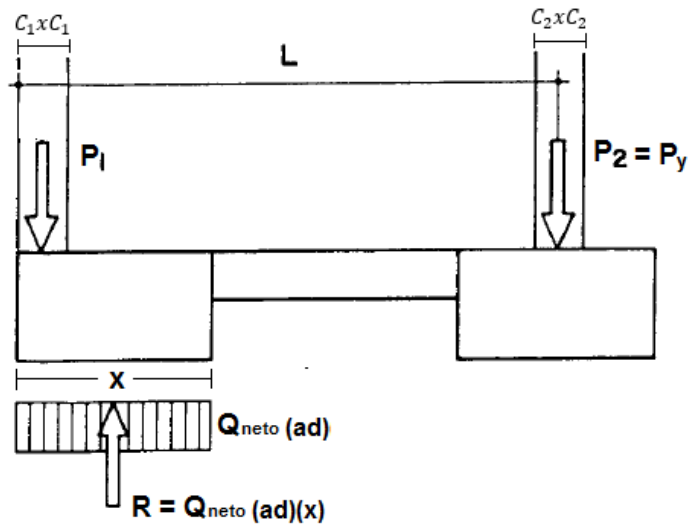
Figura No 4.24: Diseño de zapata con viga de fundación



Fuente: L. Mendoza (2016), "Capacidad de Carga en cimentaciones superficiales", Curso de

En la zapata mostrada en la figura No 4.24 se puede suponer una dimensión "ad" o "ab". En el caso de asignar un valor para la distancia "ad" se debe renombrar la distancia ab como "x", ver figura No 4.25.

Figura No 4.25: Diseño de zapata con viga de fundación



Fuente: Propia

Haciendo sumatoria de momentos en el punto de aplicación de la fuerza P_2 :

$$P_1 \left(L - \frac{C_1}{2} \right) = R \left(L - \frac{x}{2} \right) \gg \text{Se deberá resolver la cuadrática para encontrar el valor de "x"}$$

Haciendo suma de fuerzas verticales:

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

$$P_1 + P_y = R$$

Para encontrar P_y se deberá sustituir el valor de "x" encontrado.

La parte de la carga que deberá cimentarse directamente bajo la columna "B" es:

$$P_2 - P_y = F_y$$

Si la zapata se escoge cuadrada la dimensión B sería:

$$B = \sqrt{\frac{F_y}{Q_{neto}}}$$

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

4.7 Ejercicios Resueltos

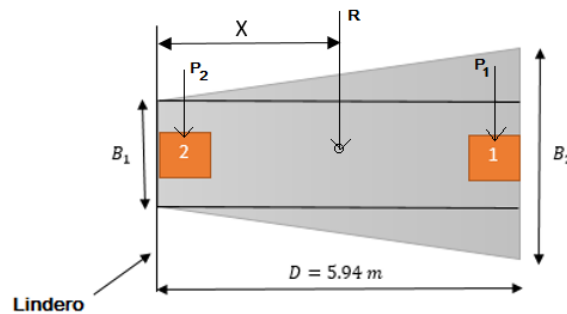
1. Dimensionar la zapata de tipo trapezoidal que servirá para transmitir la carga de dos columnas, ver figura No 4.26.

Columna #1 = $P_m = 1200 \text{ kN}$, $P_v = 816 \text{ kN}$ $A = a_x a_y = 0.46 \times 0.46 \text{ m}$

Columna #2 = $P_m = 900 \text{ kN}$, $P_v = 660 \text{ kN}$ $A = a_x a_y = 0.46 \times 0.46 \text{ m}$

La capacidad de carga admisible del suelo es 190 kPa . La profundidad de desplante = $D_f = 1.7 \text{ m}$, el peso volumétrico del concreto es $\gamma_c = 23.5 \text{ kN/m}^3$ y el del suelo es $\gamma_s = 17.65 \text{ kN/m}^3$. La longitud entre linderos es 5.94 m .

Figura No 4.26: Zapata trapezoidal



Fuente: Propia

Solución:

Cálculo de la resultante

$$P_1 = 1200 + 816 = 2016 \text{ kN}$$

$$P_2 = 900 + 660 = 1560 \text{ kN}$$

$$R = P_1 + P_2 = 2016 + 1560$$

$$\mathbf{R = 3576 \text{ kN}}$$

Haciendo momentos respecto al lindero:

$$RX = P_2 \left(\frac{L}{2} \right) + P_1 \left(D - \frac{L}{2} \right)$$

$$(3576)X = 1560 \left(\frac{0.46}{2} \right) + 2016 \left(5.94 - \frac{0.46}{2} \right)$$

$$\mathbf{X = 3.32 \text{ m}}$$

Capacidad de carga neto

$$Q_{neto} = Q_{adm} - \frac{\gamma_c + \gamma_s}{2} D_f$$

$$Q_{neto} = 190 - \frac{23.5 + 17.65}{2} (1.70) = \mathbf{155.02 \text{ kPa}}$$

$$A = \frac{R}{Q_{neto}} = \frac{3576}{155.02} = 23.07 \text{ m}^2$$

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Calculando dimensiones B_1 y B_2 , para este caso $D=L$ en la ecuación=5.94 m

$$B_2 = \frac{2A}{L} \left(\frac{3X}{L} - 1 \right) = \frac{2(23.07)}{5.94} \left(\frac{3(3.32)}{5.94} - 1 \right)$$

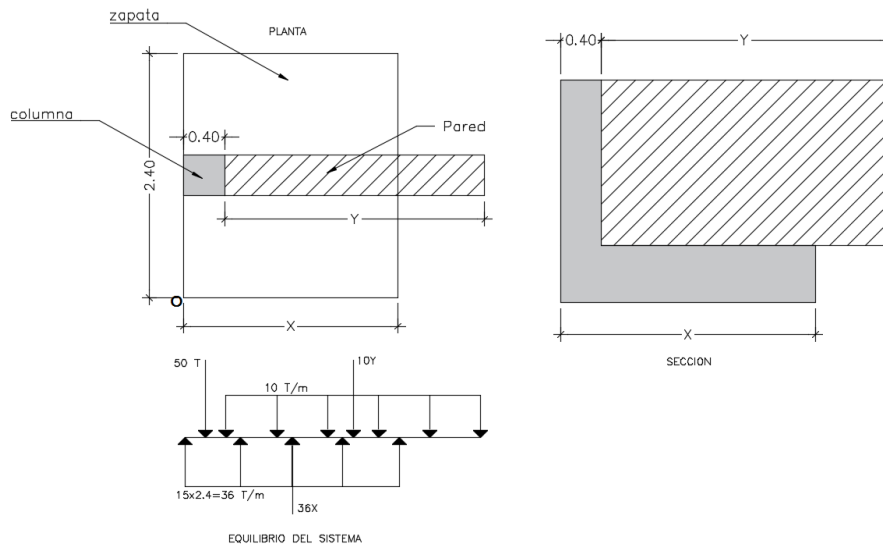
$$B_2 = 5.26 \text{ m}$$

$$B_1 = \left(\frac{6AX - 2B_2L^2}{L^2} \right) = \left(\frac{6(23.07)(3.32) - 2(5.26)(5.94)^2}{(5.94)^2} \right)$$

$$B_1 = 2.50 \text{ m}$$

2. La columna exterior transmite una carga de 50 T, la pared transmite una carga de 10 T/m, la columna tiene sección 0.4x0.4m y se liga al muro de carga de forma perpendicular al lindero (ver figura No 4.27). El esfuerzo neto del suelo es $Q_{neto} = 15 \text{ T/m}^2$, asumir que el largo de la zapata es 2.4 m determine la longitud de la pared necesaria para equilibrar el sistema y la excentricidad.

Figura No 4.27: Pared ligada a columna exterior



Fuente: Propia

Solución:

La reacción del terreno se tiene que es 15 T/m^2 , por lo que para un ancho de 2.4m la capacidad de carga por ml es $15 \text{ T/m}^2 (2.4\text{m}) = 36 \text{ T/m}$, tal como se muestra en el diagrama de fuerzas.

Haciendo equilibrio de fuerzas verticales:

$$\Sigma F_y = 0$$

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

$$-50 - 10Y + 36X = 0 \rightarrow X = \frac{10Y+50}{36}$$

$$X = 0.28Y + 1.39$$

Por equilibrio:

$$\Sigma M_o = 0$$

$$-50 \left(\frac{0.4}{2} \right) - 10Y \left(\frac{Y}{2} + 0.4 \right) + 36X \left(\frac{X}{2} \right) = 0$$

$$-5Y^2 - 4Y + 18X^2 - 10 = 0$$

Sustituyendo la incógnita X en la ecuación obtenida:

$$-5Y^2 - 4Y + 18(0.28Y + 1.39)^2 - 10 = 0$$

Resolviendo la ecuación cuadrática resultante se tiene que:

$$Y = 4.37m \rightarrow \text{Longitud de la pared}$$

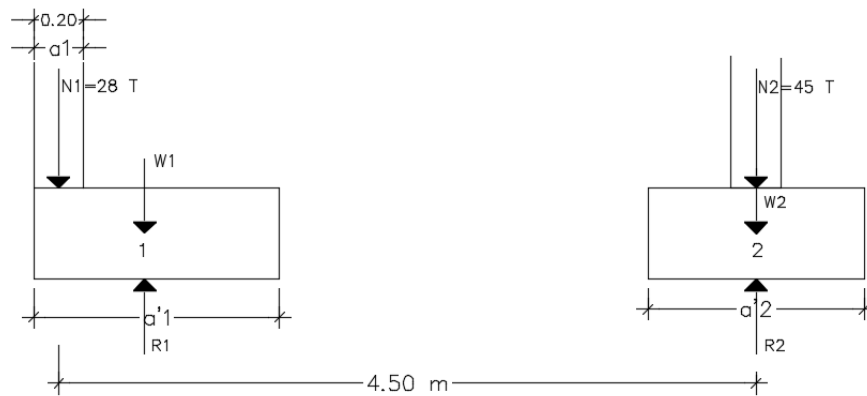
Sustituyendo Y para encontrar X:

$$X = 0.28(4.37) + 1.39$$

$$X = 2.61m \rightarrow \text{Longitud de la zapata}$$

3. Diseñe las zapatas que transmitirán las cargas de la columna 1 y 2 y que estarán ligadas por una viga de amarre como se muestra en la figura No 4.28, el valor de $\sigma_{adm} = 15.5 T/m^2$

Figura No 4.28: Zapatas ligadas por viga de amarre



Fuente: Propia

Solución:

Se sabe que:

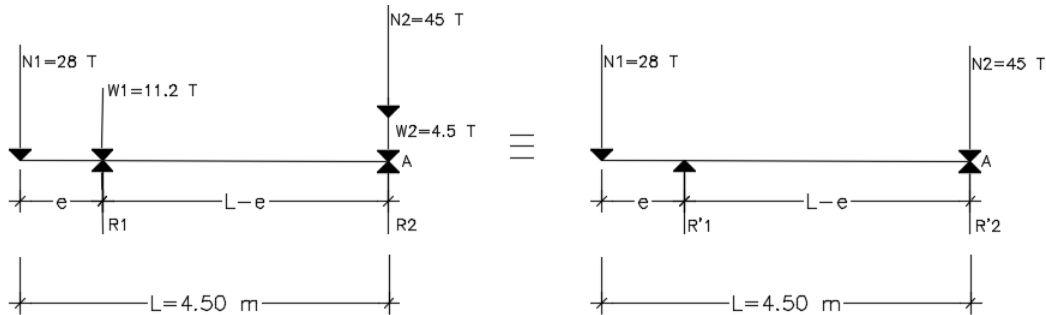
CAPITULO IV
CIMENTACIONES

$$W_1 = 0.4N_1 = 0.4(28) = 11.2 T$$

$$W_2 = 0.1N_2 = 0.1(45) = 4.5 T$$

El sistema de fuerzas se muestra en la figura No 4.29.

Figura No 4.29: Sistema



Fuente: Propia

Las ecuaciones a utilizar para el dimensionamiento son:

$$e = \frac{1}{2}(a'_1 - a_1)$$

$$A_{req} = a'_1 b'_1 = \frac{1.4N_1}{\sigma_{adm}}$$

$$A_{req} = a'_2 b'_2 = \frac{1.1N_2}{\sigma_{adm}}$$

Para la zapata #1:

$$A_{req} = a'_1 b'_1 = \frac{1.4(28)}{15.5} = 2.53 m^2$$

Asumiendo una zapata cuadrada $A_{req} = a'_1 \times a'_1$

$$a'_1 = \sqrt{A_{req}} = 1.59 m \sim 1.60 m$$

Para la zapata #2:

$$A_{req} = a'_1 b'_1 = \frac{1.1(45)}{15.5} = 3.19 m^2$$

Asumiendo una zapata cuadrada $A_{req} = a'_2 \times a'_2$

$$a'_2 = \sqrt{A_{req}} = 1.79 m \sim 1.80 m$$

Por lo que la excentricidad en la zapata #1 es:

$$e = \frac{1}{2}(1.60 - 0.2) = 0.7m$$

Haciendo equilibrio de momentos en el punto A:

$$\Sigma M_A = 0$$

$$-R_1(4.5 - 0.7) + 11.2(4.5 - 0.7) + 28(4.5) = 0$$

$$\mathbf{R_1 = 44.36 T}$$

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

$$\Sigma F_y = 0$$

$$-28 - 11.2 - 4.5 - 45 + 44.36 + R_2 = 0$$
$$\mathbf{R_2 = 44.34 T}$$

Comprobación:

$$\sigma_{resultante\ 1} = \frac{R_1}{A_{req}} = \frac{44.36}{2.53} = 17.53 > \sigma_{adm} \rightarrow \textit{se debe redimensionar}$$

$$\sigma_{resultante\ 2} = \frac{R_2}{A_{req}} = \frac{44.34}{3.19} = 13.9 < \sigma_{adm} \rightarrow \textit{dimensiones ok}$$

4. Una zapata cuadrada transmitirá una carga de 150 kN, el ancho $B=1.5$, la $D_f = 0.7m$, el $\gamma_s = 18 \frac{kN}{m^3}$, el ángulo de fricción interna $\phi=30^\circ$ y la cohesión es nula. La zapata tiene $e_{Ly} = 0.3 m$ y $e_{Bx} = 0.15m$, determinar los esfuerzos que transmite la zapata. El esfuerzo admisible del suelo es 200 kPa.

Solución:

Verificar si puede utilizarse la ecuación de flexocompresión (Resultante cae en zona I):

$$\frac{6(e_x)}{a'} + \frac{6(e_y)}{b'} > 1$$

$$\frac{6(0.15)}{1.5} + \frac{6(0.3)}{1.5} > 1$$

$1.8 > 1 \rightarrow$ *No puede usarse flexocompresión*

Verificando si la resultante cae en la zona II

Las excentricidades deberán ser simultáneamente:

$$e_x \geq \frac{a'}{4} \text{ y } e_y \geq \frac{b'}{4}$$

$$e_x \geq \frac{1.5}{4} \text{ y } e_y \geq \frac{1.5}{4} = 0.375$$

$e_x \text{ y } e_y < 0.375$ *la resultante no cae en la Zona II, la resultante cae en la zona III*

Calculando:

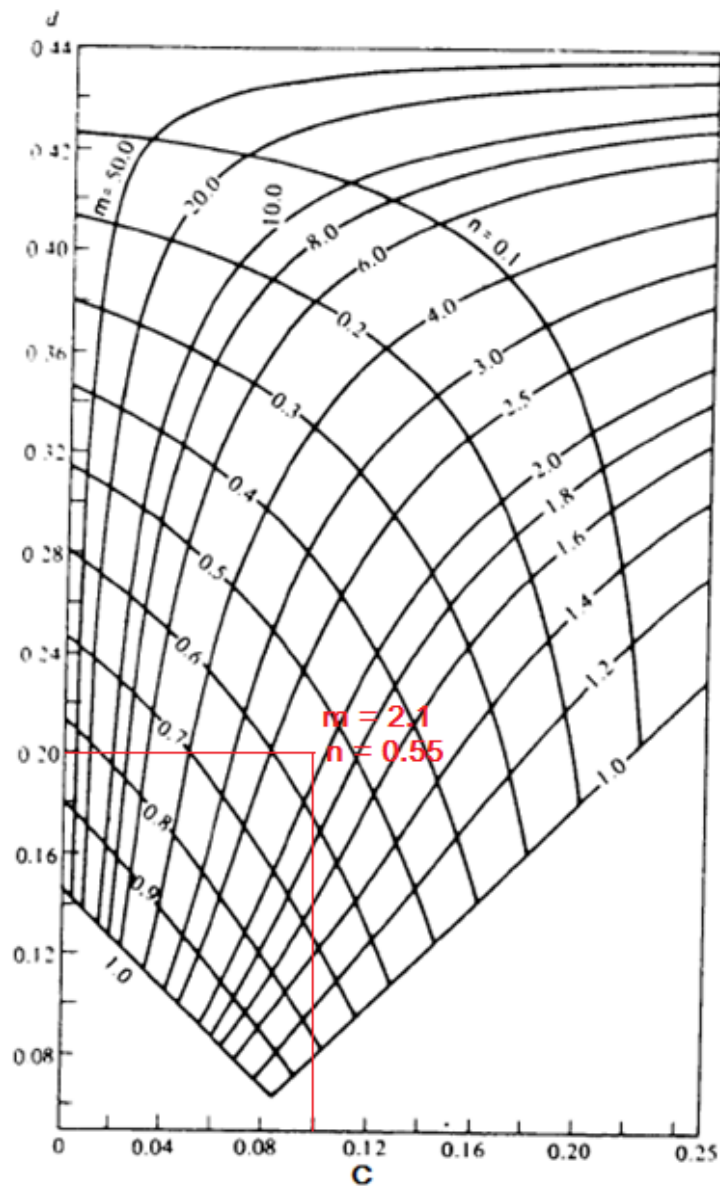
$$C = \frac{e_x}{b'} = \frac{0.15}{1.5} = 0.1$$

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

$$d = \frac{e_y}{a'} = \frac{0.3}{1.5} = 0.2$$

Con c y d se obtienen los valores de n y m que se fijan conforme a la figura No 4.28, lo que nos da la posición de la línea de presión nula.

Figura No 4.28: Abaco para determinar los esfuerzos cuando la resultante de carga cae en la zona III



Fuente: J. Rodríguez Ortiz et al, "Curso Aplicado de Cimentaciones", Capítulo 3, Cuarta edición

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Se plotea c y d en el ábaco y se obtienen los valores para:

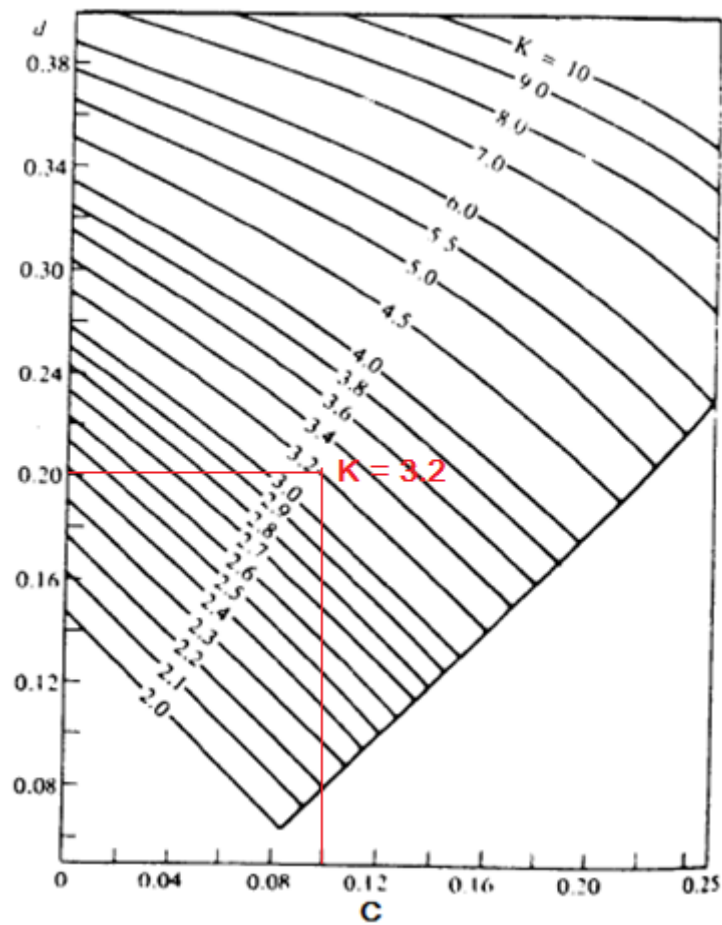
$n = 0.55$

$m = 2.1$

Los valores de K están dados en el Abaco de la figura No 4.30, en función de c y d.

Como $c < d$ se puede utilizar el ábaco tal cual se plantea.

Figura No 4.30: Abaco para determinar los esfuerzos cuando la resultante de carga cae en la zona III



Fuente: J. Rodríguez Ortiz et al, "Curso Aplicado de Cimentaciones", Capítulo 3, Cuarta edición

Siendo $K = 3.2$ obtenido, se procede a calcular el σ_{max} .

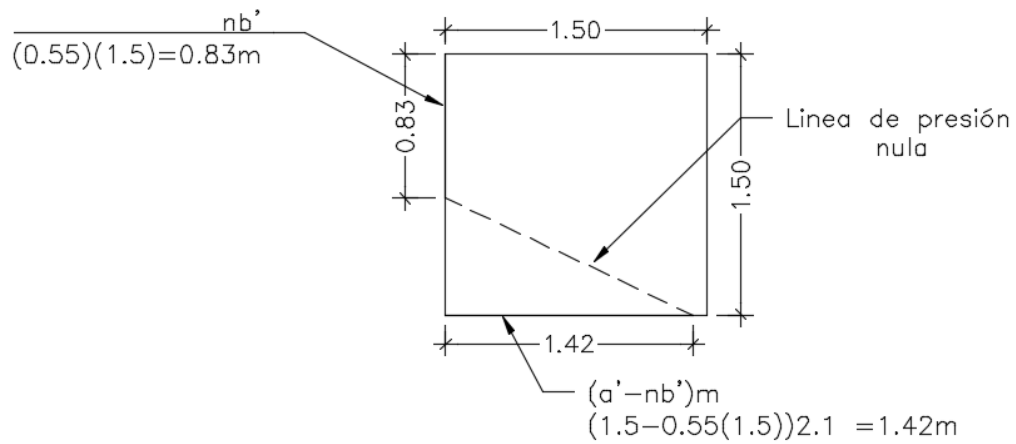
El máximo esfuerzo se calcula y debe cumplir: $\sigma_{max} = K \frac{N_1}{a'b'} \leq 1.25\sigma_{adm}$

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

$$\sigma_{max} = (3.2) \frac{150}{1.5 \times 1.5} = 213.33 \frac{kN}{m^2} \leq 250 \frac{kN}{m^2}$$

En la figura No 4.32 se muestra la línea de presión nula bajo la zapata.

Figura No 4.32: Línea de presión nula en la zapata



Fuente: Propia

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

4.8 Ejercicios Propuestos

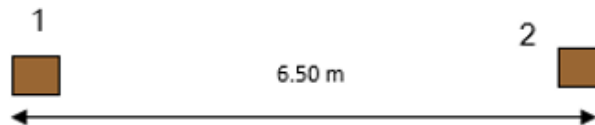
Ejercicio No 1

Dimensione una zapata de tipo trapezoidal, que servirá para transmitir las cargas de dos columnas, las cargas que soportará, cada una de las columnas son las que se detallan a continuación, ver figura No 4.33.

Columna No	Carga Muerta (kN)	Carga Viva (kN)	Dimensiones de columnas
2	500	650	0.6 m X 0.6 m
1	900	800	0.5 m X 0.5 m

La capacidad de carga admisible del suelo es de 190 KPa. La profundidad de desplante es de 1.7 m, el peso volumétrico del concreto se puede tomar de 23.5 KN /m³, y el del suelo es de 17.65KN/m³.

Figura No 4.33: Columnas transmisoras de cargas a columnas

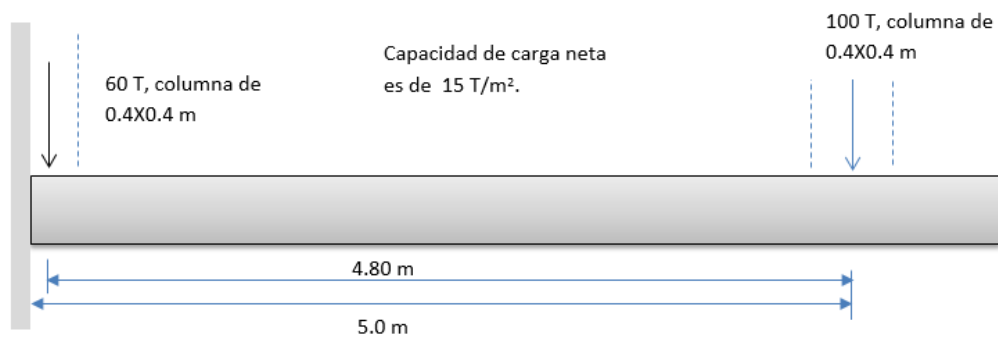


Fuente: L. Mendoza (2015), "Cimentaciones Superficiales", Curso de Cimentaciones T.E.

Ejercicio No 2

Diseñe una zapata rectangular, que transmitirá las cargas que se muestran en la figura No 4.34.

Figura No 4.34: Diseño de zapata rectangular de colindancia



Fuente: L. Mendoza (2015), "Cimentaciones Superficiales", Curso de Cimentaciones T.E.

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Ejercicio No 3

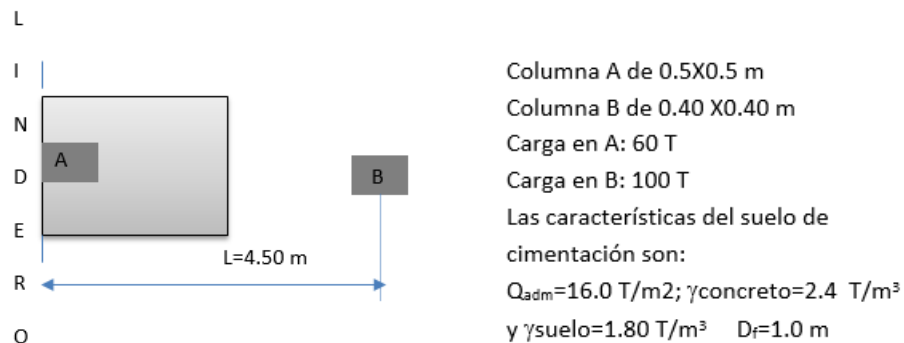
Diseñe una zapata aislada interior de tipo rectangular que soportara una columna cuadrada de sección 0.5m x 0.5 m; la carga muerta que transmitirá será de 2225KN y la carga viva será de 1558 kN. La capacidad de carga neta es de: 300 KPa; la altura de la zapata se puede tomar de 90 cm.

Ejercicio No 4

Diseñe las zapatas que transmitirán las cargas de la columna A y B y que estarán ligadas por una viga de amarre como se muestra en la figura No 4.35.

¿En base a los resultados que recomienda?

Figura No 4.35: Diseño de zapata con viga de fundación



Fuente: L. Mendoza (2015), "Cimentaciones Superficiales", Curso de Cimentaciones T.E.

Ejercicio No 5

Para el sistema mostrado en la figura No 4.36 se requiere se diseñe una zapata que permita transmitir las cargas de tres columnas, según se detalla:

Columna A que transmitirá una carga muerta y viva de 60.0 T

Columna B que transmitirá una carga muerta y viva de 80.0 T

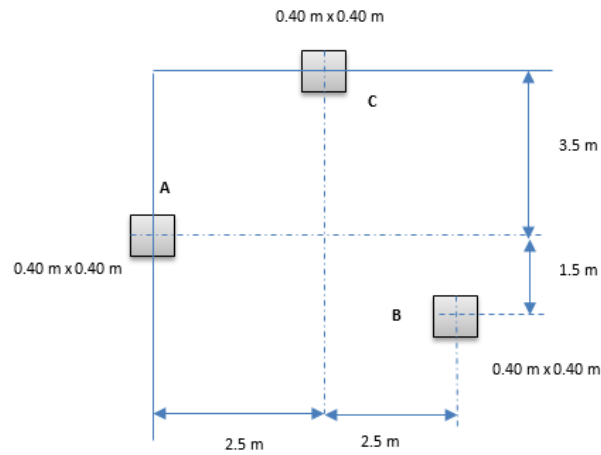
Columna C que transmitirá una carga muerta y viva de 100.0 T

El esfuerzo admisible del suelo es de 17 T/m^2

La profundidad de desplante es de 1.5 m y el peso volumétrico del suelo es de 1.8 T/m^3

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Figura No 4.36: Diseño de zapata combinada



Fuente: L. Mendoza (2015), "Cimentaciones Superficiales", Curso de Cimentaciones T.E.

Ejercicio No 6

Diseño las zapatas que estarán conectadas por una viga de amarre

Diseñar la zapata conectada que se muestra en la figura No 4.37

La columna exterior P_1 está sujeta a $P = 96$ T

La columna interior P_2 está sujeta a $P = 165$ T

La capacidad permisible del terreno al nivel del fondo de Cimentación es de $\gamma_s = 3.5$ kg/cm²

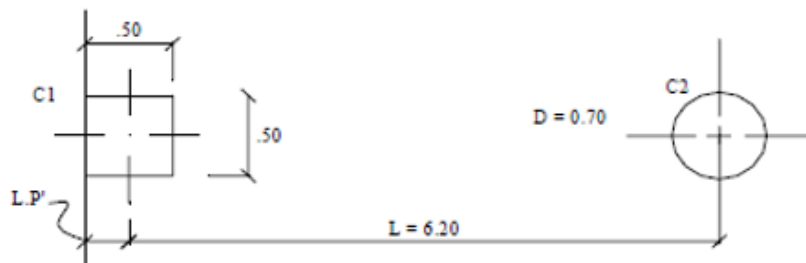
$\gamma_m = 2.4$ T / m³ $\gamma_{suelo} = 1.8$ T/m³

$C_1 = 0.50 \times 0.50$ m²

$C_2 = D = 0.70$ m

$D_f = 1.50$ m

Figura No 4.37: Diseño de zapata combinada



Fuente: L. Mendoza (2015), "Cimentaciones Superficiales", Curso de Cimentaciones T.E.

UNIDAD 5: CIMENTACIONES PROFUNDAS

5.1 Generalidades

Tal como se vio en la unidad No 1 del presente capítulo, las cimentaciones profundas, transfieren las cargas de las estructuras a un estrato resistente a cierta profundidad bajo la superficie del suelo.

De acuerdo con NAVFACDM-7.2, una cimentación se define como profunda cuando desarrolla su capacidad de carga en una profundidad (D_f) mayor que 5 veces el tamaño (B) de la base ($D_f \geq 5B$). En las cimentaciones profundas, el diseño está gobernado por la capacidad de carga más que por el asentamiento. La capacidad de carga en las cimentaciones profundas se basa en la resistencia por punta (Q_p) y en la resistencia por fricción o adherencia (Q_f) a lo largo del fuste del elemento, resistencias que pueden actuar en forma independiente o combinada.

Los pilotes son elementos estructurales de concreto, acero o madera, que se utilizan para transmitir las cargas de la superficie a niveles inferiores dentro de la masa de suelo. Esta transferencia puede ser por una distribución vertical de la carga a lo largo del fuste del pilote o una aplicación directa de la carga al estrato más profundo a través de la punta.

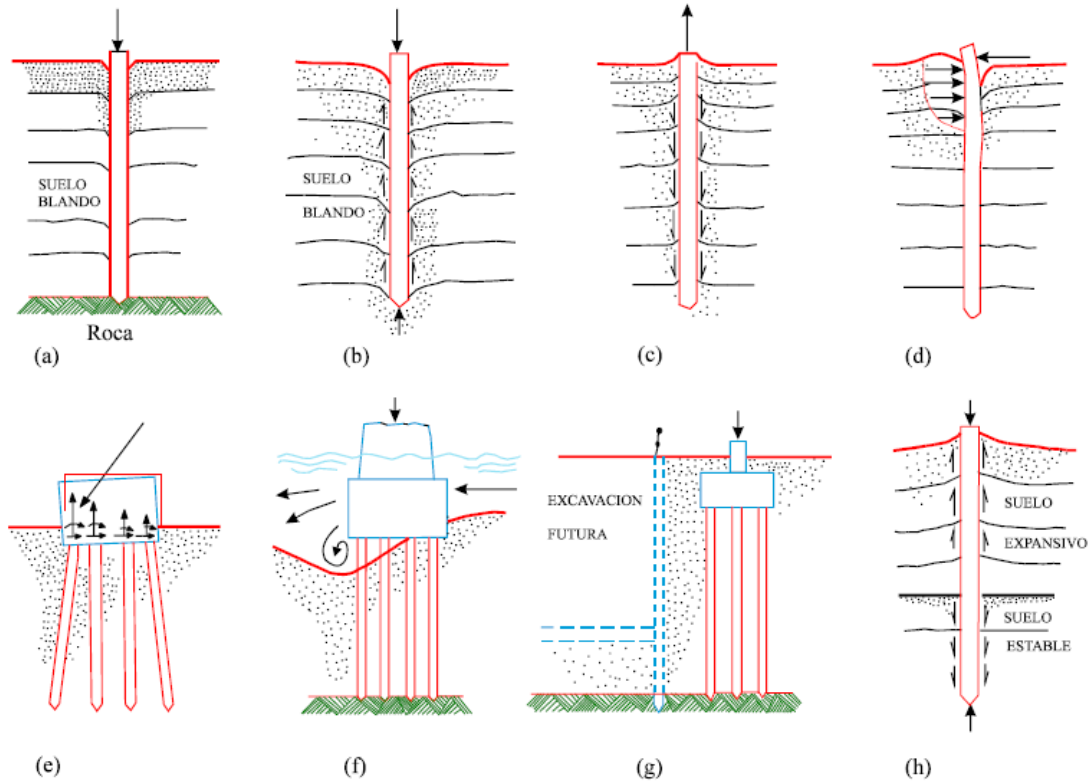
5.2 Funciones y usos de los pilotes

Las cimentaciones profundas se utilizan cuando (ver figura No 5.1):

- La capacidad de carga de las cimentaciones superficiales no cumple con los requerimientos solicitados.
- Los asentamientos de las cimentaciones superficiales son excesivos.
- Las cimentaciones superficiales no son económicas.
- Para resistir las fuerzas de levantamiento, las fuerzas horizontales o como alternativa de cimentación en caso de suelos expansivos, suelos colapsables, o suelos sometidos a los efectos de la erosión y/o la socavación.
- Se utilizan además, para compactar depósitos granulares sueltos y para control de asentamientos de cimentaciones superficiales sobre suelos compresibles.

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Figura No 5.1: Usos de Pilotes

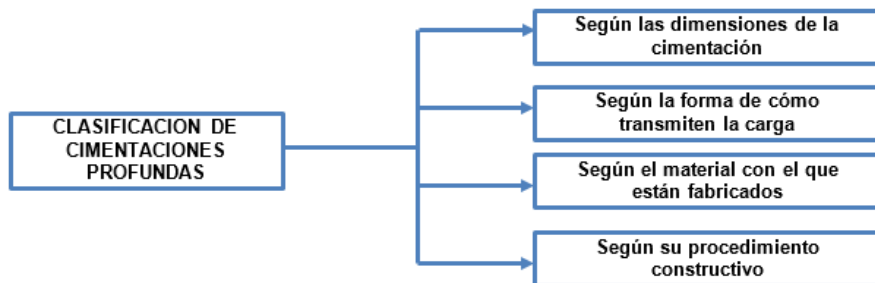


Fuente: L. Mendoza (2016), "Cimentaciones Profundas", Curso de Cimentaciones T.E.

5.3 Clasificación de cimentaciones profundas

En el diseño y construcción de cimentaciones profundas intervienen fundamentalmente cuatro variables: la dimensión de la cimentación, el material con el que están fabricados, su procedimiento constructivo y la forma como transmiten las cargas al subsuelo. A continuación se presenta la clasificación propuesta para las cimentaciones profundas en la figura No 5.2:

Figura No 5.2: Clasificación de las cimentaciones profundas



Fuente: L. Mendoza (2016), "Cimentaciones Profundas", Curso de Cimentaciones T.E.

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

5.3.1 Clasificación según las dimensiones

La clasificación de las cimentaciones profundas se basa en los anchos de sus secciones transversales, tal como se muestra en la tabla No 7.1:

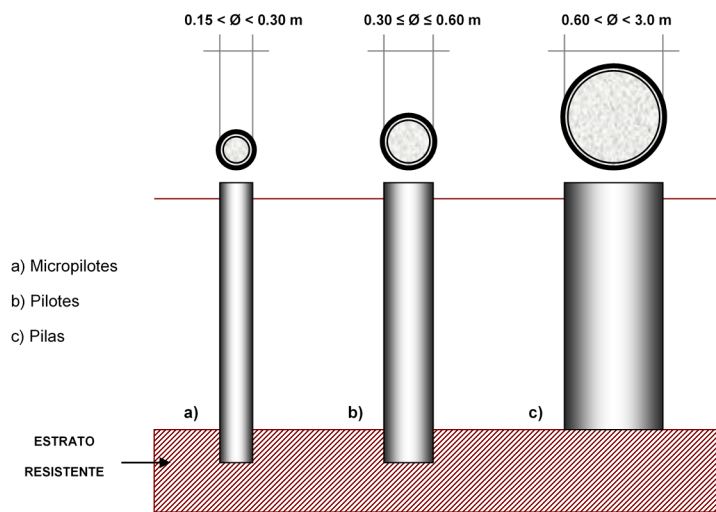
Tabla No 7.1: Clasificación de las cimentaciones profundas de acuerdo a sus dimensiones

Cimentación Profunda	Dimensiones
Micropilotes	Su diámetro varía entre 15 a 30cm
Pilotes	Su diámetro varía entre 30 a 60cm
Pilas	Su diámetro varía entre 60cm a 3.0m

Fuente: L. Mendoza (2016), "Cimentaciones Profundas", Curso de Cimentaciones T.E.

Nota: Para una mayor comprensión, ver figura No 5.3

Figura No 5.3: Clasificación de las cimentaciones profundas según las dimensiones



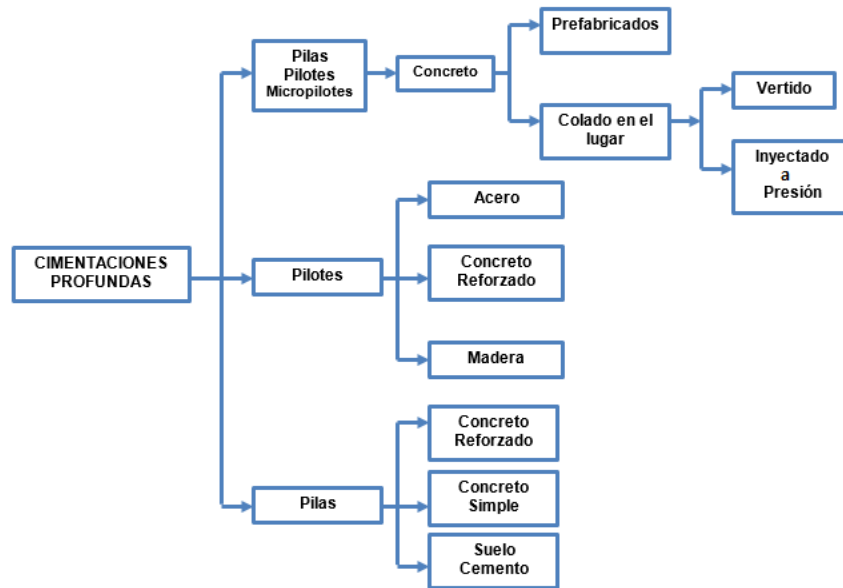
Fuente: L. Mendoza (2016), "Cimentaciones Profundas", Curso de Cimentaciones T.E.

5.3.2 Clasificación según el material con el que están fabricados

Los materiales más utilizados en la fabricación de las cimentaciones profundas son los que se muestran en la figura No 5.4:

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Figura No 5.4: Materiales utilizados para la fabricación de Cimentaciones Profundas



Fuente: L. Mendoza (2016), "Cimentaciones Profundas", Curso de Cimentaciones T.E.

En la tabla No 5.2 se detalla la clasificación de las cimentaciones profundas de acuerdo al material con el que están fabricados.

Tabla No 5.2: Descripción de cimentaciones profundas según el material con el que están fabricados

Material	Cimentación	Descripción
Concreto Prefabricado	Pilotes de concreto prefabricados	Se fabrican con concreto simple, concreto reforzado, presforzado o postensado, empleando cemento Pórtland normal o resistentes a las sales, álcalis y silicatos de acuerdo al medio donde se hincaran. Se fabrican de una sola pieza o en segmentos que se pueden unir con juntas rápidas o soldando placas de acero que se dejan en los extremos de cada tramo precolado.
Concreto Colado en el Lugar	Pilotes y pilas de concreto colados en el lugar	Generalmente se fabrican con concreto reforzado, aunque es factible usar concreto simple cuando se trata de pilas cortas en una región no sísmica. El colado se debe hacer con una tubería tremie o con trompa de elefante para evitar la segregación y contaminación del concreto.
	Micropilotes de concreto colados en el lugar	Se rellenan con un mortero de resistencia 255 Kg/cm ² a 28 días. Suelen utilizarse relaciones agua/cemento de 0.5 o menores y arena como agregado grueso. Una dosificación típica es: Agua (0.5), cemento (1), arena (0.5); (en peso). Sin embargo puede llegarse a relaciones agua/cemento mayores. La consistencia debe ser tal que se garantice el relleno total de la perforación, sin cortes. Pero si hay que

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

		rellenar huecos o realizar inyecciones de compensación conviene un mortero algo más fluido. Para los micropilotes inyectados, la presión de inyección deberá oscilar en el rango de $0.5p_l < p_i \leq p_l$; donde p_l es la presión límite del suelo. Aunque en algunos casos es necesario exceder la presión límite, para lo cual se considera normal, llegar a presiones de 20.4 - 30.6 Kg/cm ² .
Acero	Pilotes de acero	Estos pilotes son de secciones estructurales ligeras o pesadas dependiendo de la carga que transmitirán. Se pueden utilizar tubos de acero que pueden quedar huecos o rellenarse con concreto, así como perfiles estructurales H; también se fabrican tubos de acero con una hélice soldada lateralmente, que se introduce a rotación.
Concreto reforzado	Pilotes de concreto reforzado	Se utilizan pilotes de concreto con puntas de acero como protección durante el hincado; en algunos suelos con condiciones estratigráficas peculiares se han utilizado pilotes que tienen un segmento inferior de tubo de acero y el resto de concreto reforzado. Este tipo de pilotes mixto tiene poco uso.
Madera	Pilotes de madera	Los pilotes de madera son troncos de árboles cuyas ramas y corteza fueron cuidadosamente recortadas. La longitud máxima de la mayoría de los pilotes de madera es de entre 10 – 20m. Para calificar como pilotes, la madera debe ser recta, sana y sin defectos. Pueden dividirse en tres clases: 1). Pilotes clase A que soportan cargas pesadas. El diámetro mínimo del fuste debe ser de 356mm. 2). Pilotes clase B que se usan para tomar cargas medias. El diámetro mínimo del fuste debe ser de entre 305 – 330mm. 3). Pilotes clase C que se usan en trabajos provisionales de construcción. Estos se usan permanentemente para estructuras cuando todo el pilote está bajo el nivel freático. El diámetro mínimo del fuste debe ser de 305mm. En todo caso, la punta del pilote no debe tener un diámetro menor que 150mm. Actualmente es poco su uso.

Fuente: L. Mendoza (2016), "Cimentaciones Profundas", Curso de Cimentaciones T.E.

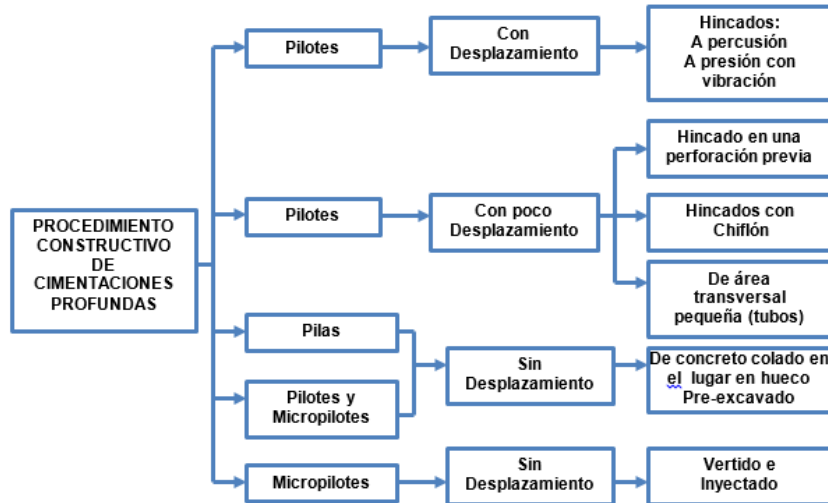
5.3.3 Clasificación según su proceso constructivo

Se han desarrollado numerosos procedimientos constructivos para fabricar y posteriormente instalar en el lugar o para fabricar en el sitio mismo, pilas, pilotes y micropilotes; la característica fundamental que los diferencia es que durante su construcción se induzca o no desplazamiento del suelo que los rodea.

En general, el procedimiento constructivo de las cimentaciones profundas depende de las condiciones del subsuelo, de las especificaciones estructurales, así como de los recursos disponibles, pudiéndose clasificar de acuerdo al desplazamiento del subsuelo generado durante la instalación de los elementos, como se indica figura No 5.5.

CAPITULO IV CIMENTACIONES

Figura No 5.5: Clasificación de cimentaciones profundas según su proceso constructivo



Fuente: L. Mendoza (2016), "Cimentaciones Profundas", Curso de Cimentaciones T.E.

Las pilas siempre se fabrican de concreto simple o reforzado, colado en el sitio en una perforación previamente realizada y por ello caen únicamente dentro del tipo sin desplazamiento., ver figura No 5.6.

En cambio **los pilotes** pueden ser con desplazamiento cuando desalojan un volumen de suelo igual al del pilote, al ser hincados; con poco desplazamiento, que pueden ser pilotes hincados en una perforación previa de menor área que la del pilote mismo, pilotes de área transversal reducida como los perfiles de acero de sección "I" o pilotes hincados con ayuda de chiflón (agua a presión); sin desplazamiento cuando se fabrican en el sitio, de manera semejante a las pilas.

Figura No 5.6: Construcción pilas de cimentación in situ



Fuente: <https://www.youtube.com/watch?v=bhOPG0v9rS>

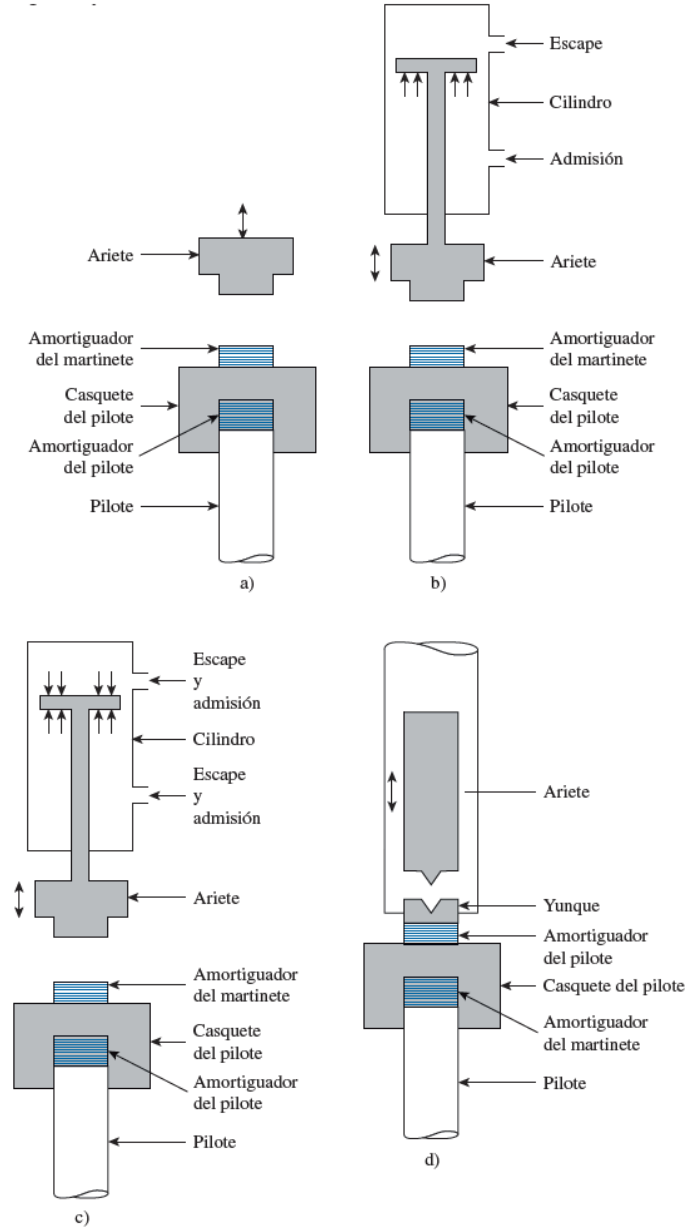
Pilotes Hincados

Los pilotes hincados son introducidos dentro del suelo causando que este se desplace y por tanto se altere, generan un incremento temporal en la presión de poros y una reducción en la capacidad de carga por un tiempo corto, la cual se recupera a largo plazo.

El hincado se realiza ya sea a través del golpeteo mediante la caída de un martinete o utilizando equipo vibratorio. En la figura 5.7 se ilustran varios martinets, a continuación se detalla el proceso de hincado en el suelo del pilote:

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Figura No 5.7: Equipo de hincado de pilotes



Fuente: Braja M. Das, "Fundamentos de Ingeniería de cimentaciones", séptima edición, capítulo 11, pág. 548

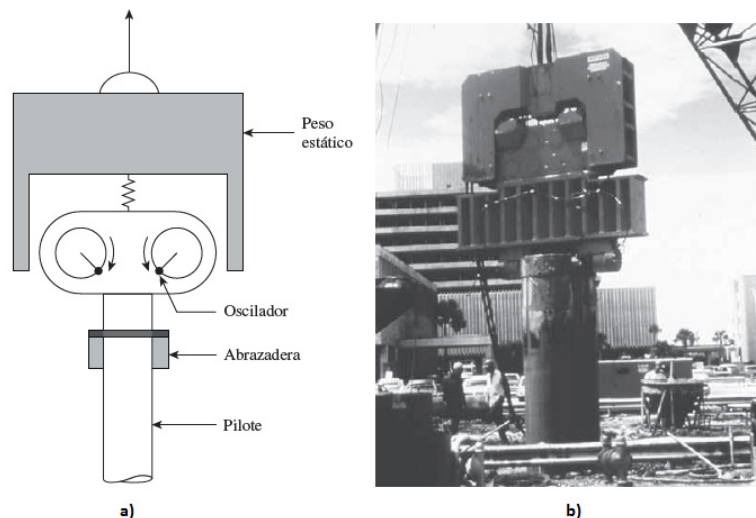
- a) Un martillo de caída libre se eleva con un cabrestante y se deja caer desde una cierta altura H . Es el tipo más viejo de martillo utilizado para el hincado de pilotes. La desventaja principal del martillo de caída libre es su baja frecuencia de golpes, ver figura No 5.7a.

CAPITULO IV CIMENTACIONES

- b) El principio del martinete de aire o vapor de acción simple se muestra en la figura No 5.7b. La parte percusiva, o ariete, se eleva por presión de aire o vapor y luego cae por gravedad.
- c) En la figura No 5.7c se muestra la operación del martinete de aire o vapor de doble acción y diferencial. Se utiliza aire o vapor para elevar el ariete y empujarlo hacia abajo, incrementando así la velocidad de impacto del ariete.
- d) El martinete diesel (figura No 5.7d) consiste esencialmente de un ariete, de un yunque inferior del martillo y de un sistema de inyección de combustible. Primero el ariete se eleva y se inyecta combustible cerca del yunque. Luego se libera el ariete. Cuando el ariete cae, comprime la mezcla aire-combustible, que se enciende. Esta acción empuja el pilote hacia abajo y levanta el ariete. Los martinetes diesel funcionan bien ante condiciones de hincado difíciles. En suelos suaves, el movimiento hacia abajo del pilote es bastante grande y el movimiento hacia arriba del ariete es pequeño. Este diferencial puede no ser suficiente para encender la mezcla aire-combustible, por lo que el ariete se tiene que levantar manualmente.

Los principios de operación de un impulsor de pilotes vibratorio se muestran en la figura No 5.8a. Este impulsor consiste esencialmente en dos pesos contra rotatorios. Los componentes horizontales de la fuerza centrífuga generada como resultado de las masas rotatorias se cancelan entre sí. Como resultado, se produce una fuerza vertical dinámica sinusoidal sobre el pilote que ayuda a hincarlo. La figura No 5.8b es una fotografía de un impulsor de pilotes vibratorio.

Figura No 5.8: Equipo impulsor vibratorio



Fuente: Braja M. Das, "Fundamentos de Ingeniería de cimentaciones", séptima edición, capítulo 11, pág. 549

La *perforación por chorro de agua a alta presión* es una técnica que en ocasiones se utiliza para el hincado de pilotes cuando se necesita que el pilote penetre un estrato delgado de suelo duro (como de arena y grava) subyacente a un estrato de suelo más suave. En esta técnica, se descarga

CAPITULO IV

CIMENTACIONES

agua por la punta del pilote mediante un tubo de 50 a 75 mm de diámetro para erosionar y aflojar la arena y la grava.

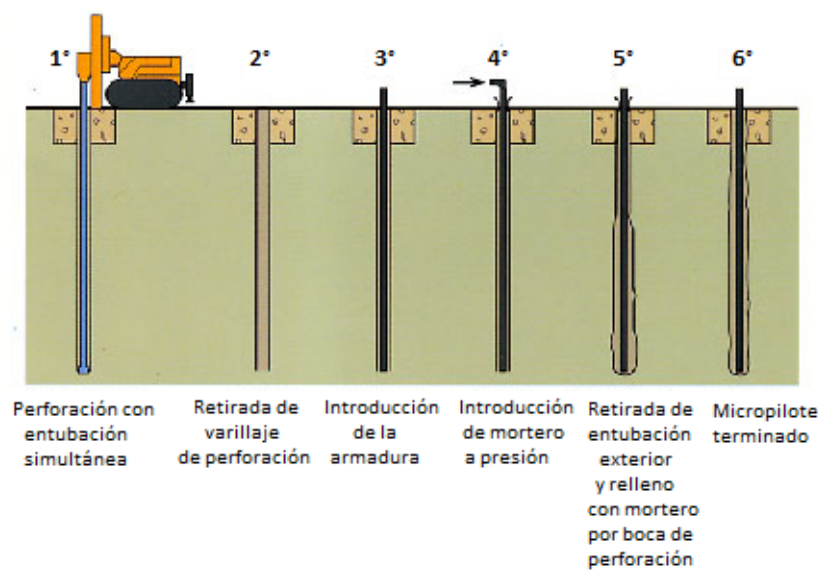
A los pilotes hincados a un ángulo respecto a la vertical, comúnmente de 14 a 20°, se les refiere como *pilotes inclinados*. Los pilotes inclinados se utilizan en grupos cuando se requiere de una capacidad de soporte de carga mayor. Los pilotes también se pueden hincar mediante un barrenado parcial, con barrenas de potencia empleadas para preexcavar parcialmente los agujeros. Luego los pilotes se pueden insertar en los agujeros e hincarlos hasta la profundidad deseada. En suelos blandos, los pilotes con desplazamiento pueden inducir disminución de la resistencia al corte por el remoldeo provocado, en tanto que en suelos granulares pueden generar aumento en la compacidad relativa.

Pilotes prebarrenados

Son cimentaciones profundas sin desplazamiento, construidos en seco con camisa o con lodos de perforación, se realiza previamente la excavación en el suelo y posteriormente son colados in situ. Estos se pueden construir de grandes diámetros y se pueden extender en profundidad para soportar grandes cargas.

Los micropilotes se construyen en excavaciones previamente realizadas, por lo que se ubican como cimentaciones profundas sin desplazamiento, sin embargo en los micropilotes inyectados puede generarse poco desplazamiento. Dicha excavación se realiza por medio de los siguientes métodos: rotación, con barrena helicoidal o rotopercusión, dependiendo de las condiciones del suelo, asimismo, cuando sea necesario se podrá estabilizar las paredes de la excavación a través de lodos bentoníticos o entubación, la cual normalmente es recuperable. El mortero puede colocarse a través de inyecciones o solamente vertidos, (ver figura No 5.9).

Figura No 5.9: Fases de ejecución de micropilotes



Fuente: <https://arquigrafico.com/uso-de-los-micropilotes-en-las-cimentaciones/>

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

En la tabla No 5.3 se muestra la clasificación de las cimentaciones profundas según el proceso constructivo y con base a éste se determina si serán con desplazamiento y sin desplazamiento.

Tabla No 5.3: Clasificación de las cimentaciones profundas según el proceso constructivo

Cimentación Profunda	Condición	Descripción
Pilotes hincados a Percusión	Con desplazamiento	<p>Este procedimiento consiste en hincar a percusión los pilotes con ayuda de un martillo de impacto; los factores importantes que deben considerarse son:</p> <ul style="list-style-type: none"> - La masa y la longitud del pilote - El peso y energía del martillo - El tipo de suelo en que se hinca <p>Usualmente el pilote se sostiene verticalmente o con la inclinación necesaria con una estructura guía en la que desliza el martillo durante la maniobra.</p>
Pilotes hincados a Presión	Con desplazamiento	<p>Estos pilotes se fabrican de concreto en tramos de sección cilíndrica de 1.5 m de largo; la punta es cónica y tiene ahogado el cable de acero de refuerzo que se aloja en el hueco central. El hincado se hace a presión con un sistema hidráulico en cuyo marco de carga se van colocando los tramos del pilote.</p>
Pilotes hincados con Vibración	Con desplazamiento	<p>Esta técnica se emplea en suelos granulares y consiste en excitar al pilote con un vibrador pesado de frecuencia controlada, formado por una carga estática y un par de contrapesos rotatorios excéntricos en fase. El pilote penetra en el suelo por influencia de las vibraciones y el peso del conjunto pilote – vibrador – lastre. Generalmente son pilotes metálicos o tablestacas.</p> <p>Esta técnica también se ha usado para extraer pilotes desviados o de cimentaciones antiguas.</p> <p>Cuando se proyecta aplicar este método, se deben estudiar los fenómenos que las vibraciones pueden ocasionar cuando su frecuencia se acerca a la natural de las estructuras e instalaciones vecinas, especialmente si están cimentadas sobre materiales poco densos, porque en esta condición de resonancia se pueden provocar daños estructurales y hundimientos.</p>
Pilotes Prebarrenados	Sin desplazamiento	<p>La perforación de los pilotes se realizará empleando los útiles apropiados de acuerdo con las características del terreno a perforar. Durante la misma, además deberán tomarse las precauciones necesarias para evitar desprendimientos en las paredes de la excavación (encamisar o utilizar lodos de perforación).</p> <p>Una vez alcanzada la profundidad máxima se procede a la colocación de la armadura e inyección a presión del concreto a través de una tubería que desciende hasta lograr una caída del vertido no superior a los 1.5m. Cabe mencionar que el concreto utilizado es de alto revenimiento para garantizar que no queden espacios vacíos.</p>

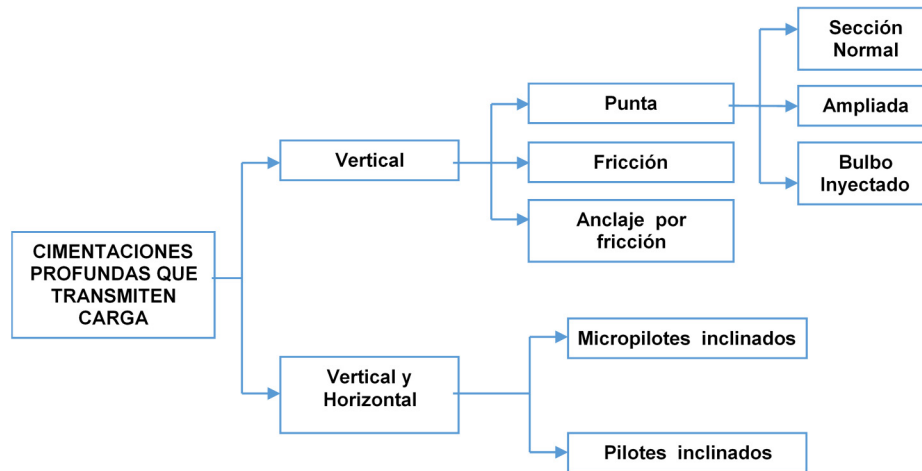
Fuente: L. Mendoza (2016), "Cimentaciones Profundas", Curso de Cimentaciones T.E.

Transmisión de Carga al Subsuelo

Las cimentaciones profundas en general se diseñan y construyen para transmitir cargas verticales por punta a estratos resistentes profundos o por fricción al suelo que lo rodea; los pilotes y micropilotes se usan también para anclar estructuras y para resistir cargas horizontales inducidas por la estructura o por un sismo. En este último caso se colocan inclinados.

El esquema de la figura No 5.10 muestra la clasificación de cimentaciones profundas según como transmiten las cargas al subsuelo.

Figura No 5.10: Clasificación según la transmisión de las cargas



Fuente: L. Mendoza (2016), "Cimentaciones Profundas", Curso de Cimentaciones T.E.

Uso de pilotes inclinados

Se pueden utilizar pilotes inclinados si la resistencia lateral de los pilotes verticales no es adecuada para contrarrestar los esfuerzos horizontales transmitidos a la cimentación o si es necesario aumentar la rigidez de la estructura en su conjunto, ver figura No 5.11c.

Pilotes inclinados hincados

Se deben evitar los pilotes inclinados si se anticipan cargas de fricción negativa y si la estructura está ubicada en zonas sísmicas con coeficiente de aceleración A_a entre 0.19 y 0.29.

Pilotes inclinados prebarrenados

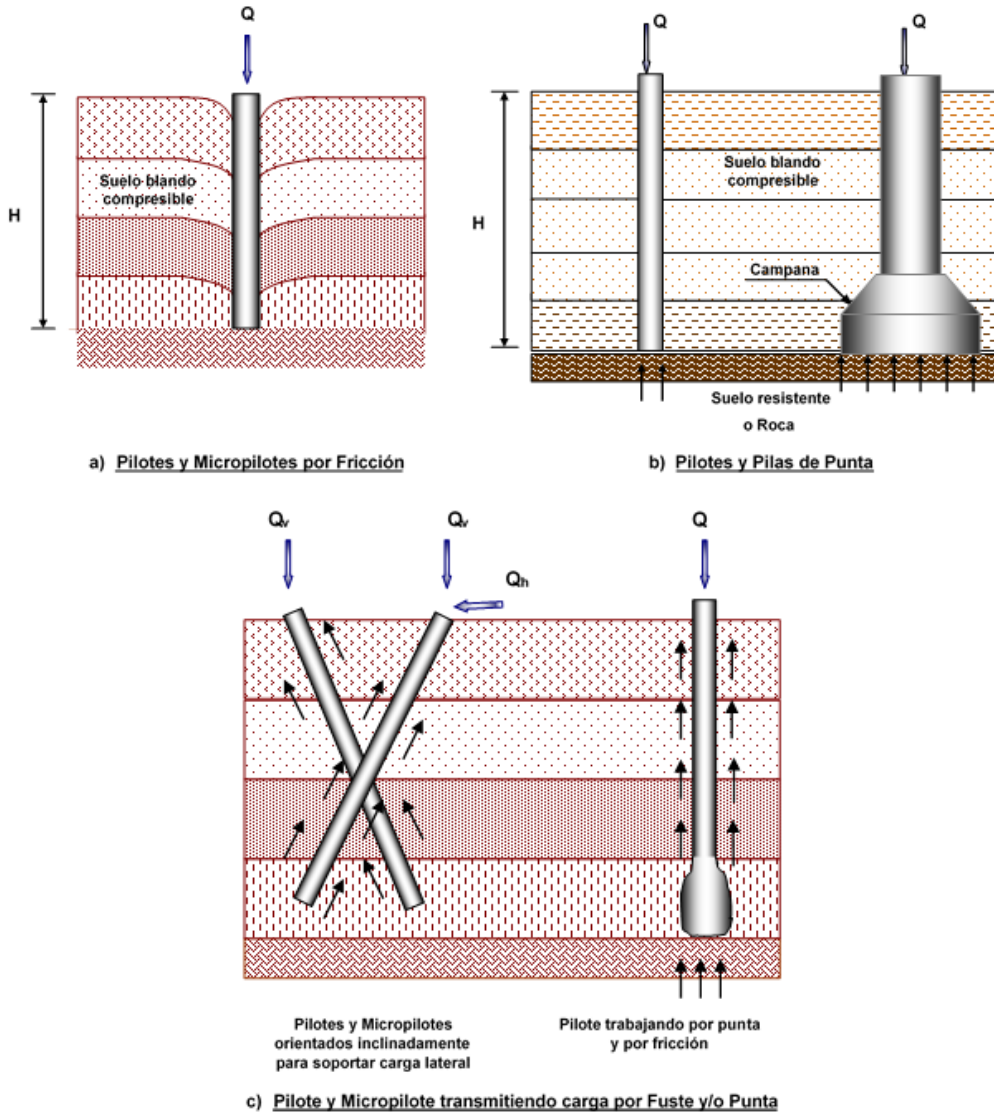
Se debe evitar el uso de pilotes prebarrenados inclinados.

Si se requiere mayor resistencia lateral se puede considerar aumentar el diámetro de los pilotes o bien aumentar el número de pilotes prebarrenados.

La tabla No 5.4 se detalla la clasificación de las Cimentaciones Profundas según la forma como transmiten las cargas al subsuelo.

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Figura No 5.11: Transmisión de cargas al subsuelo



Fuente: L. Mendoza (2016), "Cimentaciones Profundas", Curso de Cimentaciones T.E.

Tabla No 5.4: Descripción de cimentaciones profundas según la transmisión de las cargas

Cimentación	Descripción
Pilotes de punta	<p>Cuando el o los estratos superficiales son de espesor considerable, compresibles y de baja resistencia al esfuerzo cortante, se utiliza pilotes de punta que transmiten prácticamente todo el peso y las cargas de la superestructura Q a un estrato profundo de suelo más resistente o a un estrato de roca (Figura No 5.10a). En ocasiones la densidad de las zapatas es tal, que económica y técnicamente conviene sustituirlas por pilas y pilotes.</p>

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Pilas de punta	Se utilizan cuando el estrato de suelo superficial es blando y compresible, y cuando el peso y cargas de la superestructura Q son importantes. Una ventaja de las pilas radica en que se puede acampanar su base (Figura No 5.10b), aumentando así su carga útil.
Pilas y pilotes de punta con empotramiento	Para incrementar la capacidad de carga de pilas y pilotes se pueden empotrar una profundidad (E) en el estrato resistente. Para pilotes se recomienda hacerlo a una profundidad de 4 a 10 veces su dimensión horizontal (D) dependiendo de la capacidad relativa del material de empotramiento y de la capacidad del equipo disponible, y en pilas la distancia que sea posible constructivamente hablando.
Pilotes de fricción	Son los que transmiten la carga Q al suelo que los rodea; la magnitud de la fricción lateral es función del área perimetral del pilote. Esta solución se utiliza cuando no se encuentra ningún estrato resistente en el que podrían apoyarse pilotes de punta, o cuando el sitio donde se instalarán se localiza en una zona que sufre asentamientos significativos por consolidación regional, ver figura No 5.10c.
Pilotes de anclaje	Se utilizan en zonas con suelos arcillosos expansivos que por su espesor no pueden ser removidos; con estos elementos se pueden absorber los movimientos estacionales que ocurren en la parte superficial de estos suelos, que se traducen en expansiones. Estos pilotes se hincan hasta alcanzar la zona de suelo estable. También se utilizan a veces para evitar el bufamiento por excavación en suelos arcillosos
Pilas y pilotes verticales con carga horizontal	Las fuerzas horizontales permanentes de reacción de una estructura o temporales inducidas por un sismo se pueden recibir, aunque en forma poco eficiente, con pilas o pilotes verticales que tengan empotramiento y características estructurales adecuadas. Funcionalmente, los pilotes inclinados son mejor solución.
Pilotes inclinados bajo cargas horizontales	Los pilotes inclinados con orientación acorde a la dirección en que se presenta la fuerza horizontal o con distintas direcciones cuando deban soportar las fuerzas horizontales que induce un sismo, es más eficiente que al emplear pilas y pilotes verticales con carga horizontal. En el caso de pilotes en muelles y embarcaderos que han de hacer frente a las fuerzas de impacto de los barcos que atracan y en el de cimentaciones de pilotes para pilares de puentes, estructuras para grúas de puente, chimeneas altas y muros de retención, la componente horizontal es relativamente grande y los pilotes verticales no suelen ofrecer mucha confianza para resistir las fuerzas horizontales. Los pilotes inclinados tienen una resistencia mucho mayor a las cargas horizontales ya que una gran parte de la componente horizontal es soportada axialmente por el pilote, ver figura No 5.10c.
Micropilotes por fricción	Es poco frecuente que los micropilotes sean diseñados para soportar las cargas a través de su base. Usualmente éstos transmiten dicha carga por medio de su fuste hacia los diferentes estratos, ofreciendo buena resistencia y evitando así asentamientos diferenciales. Pueden ser utilizados en recalces de estructuras y como anclajes. En el caso de permitir mayor resistencia a esfuerzos inducidos por sismo, los micropilotes pueden colocarse de forma inclinada.

Fuente: L. Mendoza (2016), "Cimentaciones Profundas", Curso de Cimentaciones T.E.

5.4 Fricción Negativa

En un depósito de suelo en el cual o a través del cual, se han instalado pilotes, y si en éste ocurren procesos de consolidación y asentamiento, entonces se dice que en el pilote se inducen fuerzas de fricción negativa. Las cargas de fricción negativa inducidas tienden a reducir la capacidad utilizable de los pilotes, cambiando la dirección de las fuerzas de fricción en el lado del pilote y tendiendo a halarlo hacia abajo.

CAPITULO IV

CIMENTACIONES

La fricción negativa es una carga mientras que la fricción superficial es una resistencia. La fricción negativa se considera en el análisis de capacidad de carga, en aquellos casos en los cuales hay un pilote de punta en un suelo muy denso o duro o en roca, donde la capacidad del pilote es normalmente controlada por la resistencia estructural del mismo y donde los asentamientos del pilote son despreciables. En todos los demás casos de pilotes apoyados en suelos compresibles, donde la capacidad del pilote es controlada por la resistencia de punta y la adherencia o fricción lateral, la fricción negativa se puede considerar como un tema relacionado con el asentamiento.

La fricción negativa puede ocurrir en los siguientes casos:

- a) Un pilote hincado a través de una arcilla blanda sensible llega a un estrato relativamente incompresible. El remoldeo de la arcilla durante el hincado puede ser suficiente para causar asentamiento. Las arcillas blandas marinas o de estuario pueden ser particularmente susceptibles a desarrollar fricción negativa.
- b) Un pilote hincado a través de relleno recientemente colocado llega a un estrato compresible o relativamente incompresible. La fricción negativa resultará de la consolidación del relleno. En rellenos antiguos la fricción negativa disminuye o no existe.
- c) Al disminuir el nivel freático aumentará el esfuerzo vertical efectivo sobre el suelo a cualquier profundidad, lo que inducirá un asentamiento por consolidación en la arcilla. Si un pilote se ubica en el estrato de arcilla, se someterá a una fuerza de arrastre hacia abajo.

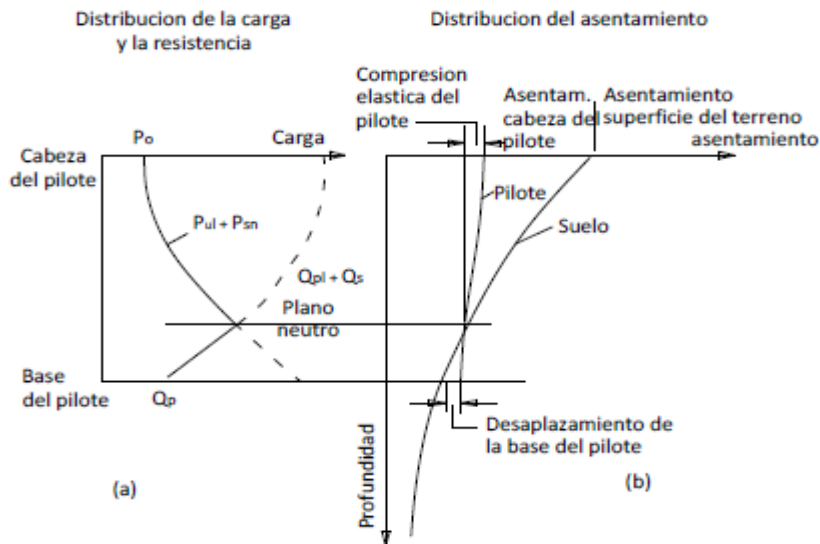
Las observaciones in situ de pilotes existentes, demuestran que la magnitud de la fricción negativa es función del esfuerzo efectivo que actúa sobre el pilote y se puede calcular de manera similar al cálculo de la resistencia positiva del fuste, utilizando los métodos α o λ . Sin embargo, se debe permitir una tolerancia para el posible aumento de la resistencia al corte no drenado, a medida que se produce consolidación, ya que el aumento de la resistencia al corte provoca cargas de fricción negativa más elevadas. Un enfoque alternativo sería utilizar el método β en aquellos casos en los cuales sea necesario considerar las condiciones a largo plazo luego de la consolidación.

Las fuerzas de fricción negativa se pueden reducir aplicando una delgada capa bituminosa sobre la superficie del pilote, de al menos 3 mm de espesor.

Para determinar la longitud del pilote afectada por las fuerzas de fricción negativa es necesario localizar el denominado plano neutro. El plano neutro se define como el plano en el cual el asentamiento del pilote y el asentamiento del suelo son iguales, como se ilustra en la Figura No 5.12b. Por encima del plano neutro el suelo carga al fuste con fricción superficial negativa. Por debajo del plano neutro el pilote deriva apoyo del suelo y en consecuencia la carga total del pilote disminuye. En la Figura No 5.12a se ilustra la distribución de la carga y la resistencia en el pilote.

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

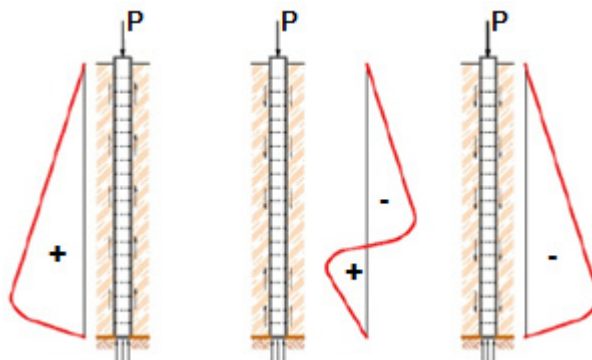
Figura No 5.12: Representación esquemática de las cargas, asentamiento y plano neutro de un pilote



Fuente: M. Galarza Guzmán et al (2012), "Manual de Diseño de Cimentaciones Superficiales y Profundas para Carreteras", Ministerio de Transporte, Colombia.

En el caso de un pilote cuya punta descansa en un estrato muy rígido, la fricción negativa puede producirse en una gran porción del fuste, dado que la punta funcionaría con un apoyo con una capacidad mínima o nula de desplazamiento. La distribución de la fricción negativa a lo largo del fuste sería similar a la mostrada en la (Figura No 5.13), en la que desde la superficie la fricción sobre el fuste aumenta con el incremento del esfuerzo efectivo, para disminuir cerca de la punta del pilote a causa de la disminución del desplazamiento relativo suelo-pilote. La transición en el tiempo de fricción positiva a fricción negativa se presenta de la siguiente forma:

Figura No 5.13: Transición de fricción positiva en el fuste (izquierda), a fricción negativa (derecha)



Fuente: https://www.academia.edu/9528467/Fricci%C3%B3n_Negativa_en_Pilotes

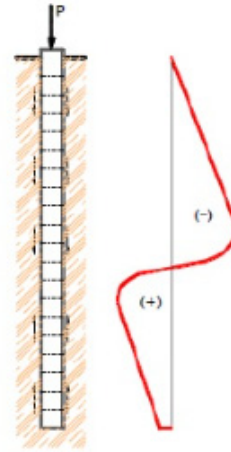
CAPITULO IV CIMENTACIONES

En el caso de pilotes por fricción o flotantes, por equilibrio de fuerzas no es posible que la fricción negativa se desarrolle en todo el fuste.

Dado que la fricción negativa se convierte en una fuerza de arrastre que empuja el pilote hacia abajo, este presenta un incremento en sus asentamientos, por lo que siempre existirá una cierta porción del fuste sometida a fricción positiva que garantiza cierta capacidad portante del elemento (Figura No 5.14).

Los nuevos asentamientos pueden inducir el hundimiento del pilote; así mismo, es posible que los asentamientos requeridos para alcanzar el equilibrio sean inadmisibles para la funcionalidad de la estructura.

Figura No 5.14: Distribución de fricción negativa típica para pilotes de trabajo por fricción o flotantes.



Fuente: https://www.academia.edu/9528467/Fricci%C3%B3n_Negativa_en_Pilotes

Cálculo de la Fricción Negativa

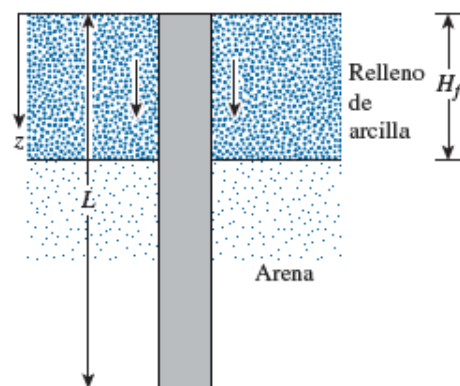
Para el cálculo de la fricción negativa se pueden aplicar las siguientes teorías según sea el caso:

Relleno de arcilla sobre suelo granular (ver figura No 5.15)

De acuerdo al método β de "Resistencia por fricción" presentado por Braja M. Das, el esfuerzo superficial negativo (hacia abajo) sobre el pilote (f_n) es:

$$f_n = K' \sigma'_o \tan \delta$$

Figura No 5.15: Fricción superficial negativa, relleno de arcilla sobre suelo granular



Fuente: Braja M. Das, "Fundamentos de Ingeniería de cimentaciones", Séptima edición, capítulo 11, pág. 613

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Dónde:

K' = coeficiente de presión de tierra = $K_o = 1 - \text{sen}\phi$

σ'_o = esfuerzo vertical efectivo a cualquier profundidad $H\gamma'_f$

γ'_f = peso específico efectivo del relleno = $\gamma_{sat} - \gamma_w$

δ = ángulo de fricción entre el suelo y el pilote $\approx 0.5 - 0.8\phi$

De aquí la fuerza de fricción negativa sobre un pilote es:

$$Q_n = \int_0^{H_f} (pK'\gamma'_f \tan\delta)zdz = \frac{pK'\gamma'_f H_f^2 \tan\delta}{2}$$

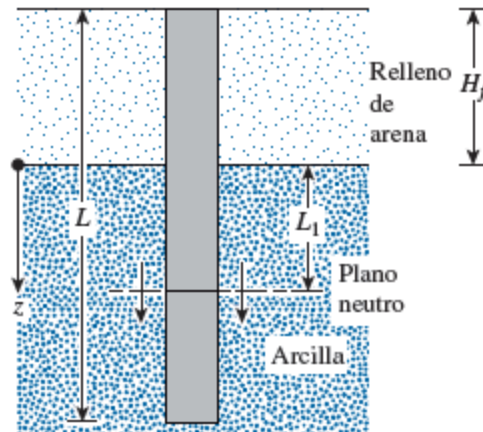
Donde H_f altura del relleno y p es el perímetro del pilote.

Si no se tiene la presencia del nivel freático, el peso específico efectivo del relleno (γ'_f) se deben reemplazar por el peso específico húmedo (γ_f).

Relleno de suelo granular sobre arcilla (ver figura No 5.16)

En este caso, la evidencia indica que el esfuerzo superficial negativo sobre el pilote puede existir de $z = 0$ a $z = L_1$, a la que se le refiere como *profundidad neutra*.

Figura No 5.16: Fricción superficial negativa, relleno de suelo granular sobre arcilla



Fuente: Braja M. Das, "Fundamentos de Ingeniería de cimentaciones", Séptima edición, capítulo 11, pág. 613

La profundidad neutra para pilotes que trabajan por fricción se puede determinar como sigue (Bowles, 1982):

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

$$L_1 = \frac{(L - H_f)}{L_1} \left[\frac{L - H_f}{2} + \frac{\gamma_f H_f}{\gamma'} \right] - \frac{2\gamma_f H_f}{\gamma'}$$

Donde γ'_f y γ' = pesos específicos del relleno y del estrato de arcilla subyacente, respectivamente.

Para pilotes que trabajan por punta, se puede suponer que la profundidad neutra está ubicada en la punta del pilote (es decir, $L_1 = L - H_f$).

Una vez que se determina el valor de L_1 , la fricción superficial negativa unitaria a cualquier profundidad de $z = 0$ a $z = L_1$ es:

$$f_n = K' \sigma'_o \tan \delta$$

Dónde:

K' = coeficiente de presión de tierra = $K_o = 1 - \sin \phi$

σ'_o = esfuerzo vertical efectivo a cualquier profundidad $\gamma'_f H_f + \gamma' z$

δ = ángulo de fricción entre el suelo y el pilote $\approx 0.5 - 0.7 \phi$

γ'_f = peso específico efectivo del relleno = $\gamma_{sat} - \gamma_w$

$$Q_n = \int_0^{L_1} p f_n dz = \int_0^{L_1} p K' (\gamma'_f H_f + \gamma' z) \tan \delta dz$$

$$Q_n = (p K' \tan \delta \gamma'_f H_f) L_1 + \frac{L_1^2 p K' \gamma' \tan \delta}{2}$$

Si no se tiene la presencia del nivel freático, los pesos específicos efectivos del suelo y del relleno ($\gamma'_f + \gamma'$) se deben reemplazar por pesos específicos húmedos ($\gamma_f + \gamma$).

5.5 Dimensionamiento de pilotes

El dimensionamiento a nivel geotécnico, consiste en determinar la longitud y el diámetro del pilote, que dependerán de las características resistentes del terreno; a continuación se presenta algunos criterios para la determinación de ambos:

Longitud de Pilotes

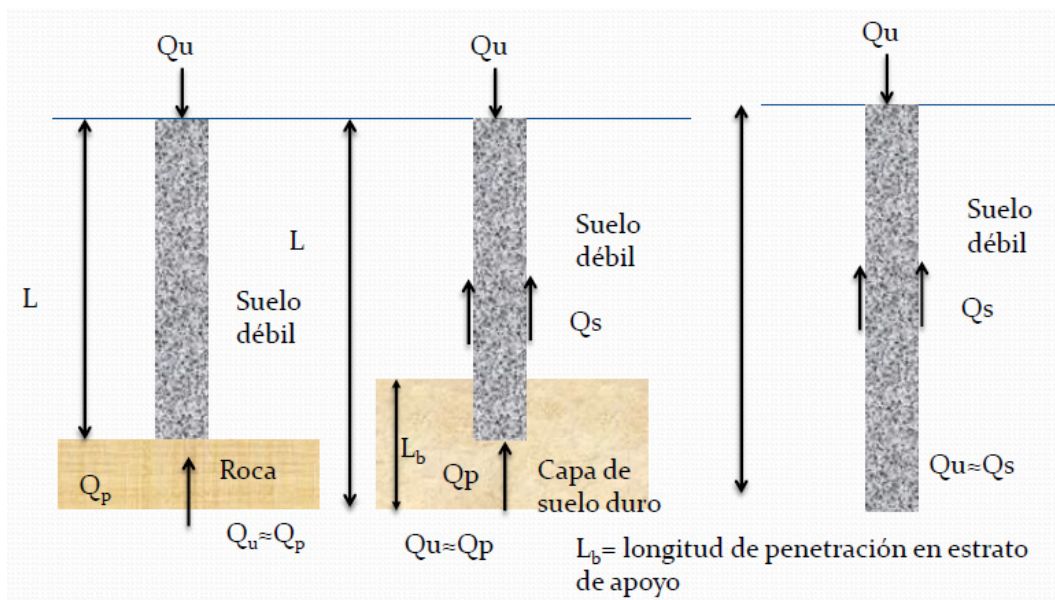
La longitud aproximada del pilote es calculada con el estudio del perfil del suelo y la compresibilidad y resistencia de cada estrato. Básicamente, la longitud de los pilotes resistentes por punta dependen de la profundidad a la que se encuentra el estrato resistente (ver figura No 5.17), de modo que no se produzcan deformaciones perjudiciales o fallas; en cuanto a los pilotes de fricción, estos deben ser lo suficientemente largos como para distribuir los esfuerzos en el suelo que los rodea, de modo que el asentamiento sea mínimo y la seguridad del grupo de pilotes sea la adecuada.

CAPITULO IV CIMENTACIONES

Esta longitud también depende de la compactación del suelo (en el caso de un gran número de pilotes en grupo), de la presencia de mica o limo (que actúan como lubricantes en los suelos granulares), y de la reducción de las presiones de sobrecarga debidas a la extracción de tierra en las excavaciones profundas.

En nuestro país únicamente se utilizan pilotes pre-excavados por lo que la capacidad de carga es desarrollada únicamente a través de la punta y la longitud se determina a partir del estudio de suelos considerando la profundidad del estrato resistente; de contarse con la contribución de la fricción en el fuste ésta es tomada como factor de seguridad.

Figura No 5.17: Apoyo de pilotes en estrato resistencia



Fuente: L. Mendoza (2015), "Cimentaciones Profundas", Curso de Cimentaciones T.E.

Diámetro del pilote

El proceso para la selección del diámetro del pilote es asumir un diámetro inicial, conocido el diámetro, la longitud y las propiedades del suelo, se calcula la capacidad de carga y finalmente se comprueba que las cargas transmitidas por la estructura no superen la capacidad del pilote. En la selección del diámetro se deben considerar los diámetros típicos que pueden conseguirse de acuerdo a la maquinaria y al equipo disponible. Se debe considerar que actualmente en el país, no contamos con mecanismo de hincado de pilotes.

5.6 Grupo de pilotes

Para entender el efecto que genera un grupo pilotes en el suelo, se va a recurrir al concepto de bulbo de presiones. Se entiende por bulbo de presiones la zona que encierra el terreno que se

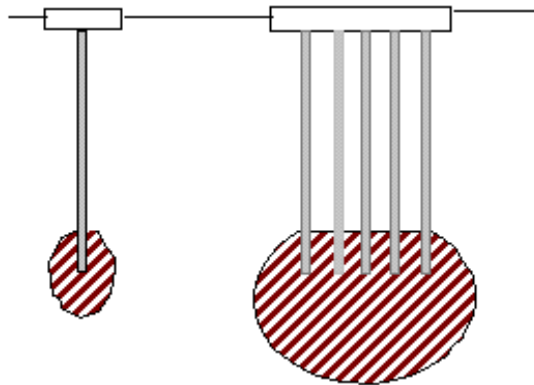
CAPITULO IV

CIMENTACIONES

ve más afectado por la presencia de la cimentación y, además, la zona que influye y colabora en la capacidad portante del pilote y en su deformabilidad.

Si estudiamos el comportamiento, de los pilotes cuando se encuentran próximos (trabajando como grupo), los bulbos individuales se van fundiendo creando un único bulbo de mayor volumen. Este bulbo no sólo encierra zonas con incrementos de tensión diferentes, sino que alcanza una profundidad mayor que en el caso del pilote aislado. Por ello se origina en el terreno una deformación mayor de la que se produciría si los pilotes estuvieran separados y con la misma carga, ver figura No 5.18.

Figura No 5.18: Comparación de bulbo de presión de un pilote individual y un grupo de pilotes



Fuente: L. Mendoza, "Cimentaciones Profundas", curso de Cimentaciones T.E.

La Falla de un Grupo de Pilotes puede ser en bloque o individual, como se muestra en la figura No 5.19. El tipo de falla sobreviene según la distancia que existe entre los pilotes, a este espaciamiento que distingue un tipo de falla del otro se le llama *Espaciamiento Crítico*.

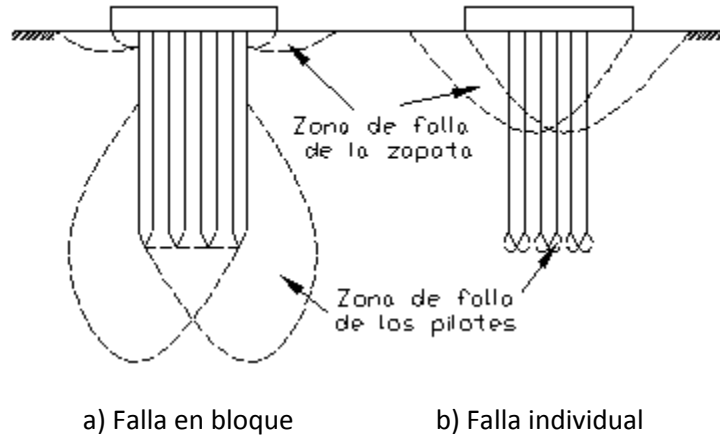
Si los pilotes están muy juntos, el grupo actúa como un bloque, tanto que si están muy separados la falla sobreviene a los pilotes individualmente, haciéndolos penetrar.

En los suelos sin cohesión, la capacidad del pilote individual aumenta al reducirse el espaciamiento, debido al aumento de la resistencia del suelo por la compactación. La capacidad del grupo de pilotes puede ser mayor que la suma de las capacidades individuales, debido a que al momento de hincar los pilotes en arenas aumenta la densidad relativa.

En los suelos cohesivos la capacidad del grupo de pilotes aumenta con la separación entre ellos, mientras que la capacidad individual del pilote no aumenta.

En estos suelos se dará probablemente una falla de bloque, donde los pilotes y el suelo entre ellos se consideran como una sola pila grande.

Figura No 5.19: Modos de falla en grupos de pilotes



Fuente: L. Mendoza, "Cimentaciones Profundas", curso de Cimentaciones T.E.

5.6.1 Determinación del número de pilotes

Para el cálculo del número de pilotes que son necesarios bajo una zapata o cabezal, se considera la acción de una carga permanente compuesta por las cargas de gravedad, transmitidas por la estructura a través de las columnas y placas, y el peso propio de la zapata cabezal. Así se tiene:

$$n = \frac{(P_{cm} + P_{cv}) * K}{Q_{adm}}$$

Dónde:

n = número de pilotes

P_{cm} , P_{cv} : carga muerta y carga viva respectivamente.

K : coeficiente que reemplaza al peso propio de la zapata, $K = 1.1$.

Q_{adm} : Capacidad de carga admisible del pilote.

5.6.2 Distribución de pilotes

La separación final de los pilotes está basada en el análisis de la acción de conjunto del grupo de pilotes. Los pilotes se colocan a distancias tales que la capacidad del grupo de pilotes actuando como una unidad igual a la suma de las capacidades individuales de los pilotes.

Puede ser necesaria una mayor separación en arenas compactas y en arcillas resistentes para reducir al mínimo la presión lateral producida por el desplazamiento.

En ciertos tipos de suelo, especialmente en arcillas compresibles, la capacidad de pilotes individuales dentro de un grupo separado puede ser menor que el equivalente de un pilote individual. Sin embargo, debido a su efecto insignificante, esto puede ignorarse en el diseño. A cambio, la preocupación principal ha sido que la capacidad del bloque del grupo pueda ser menor que la suma de las capacidades de los pilotes individuales. Como regla general, *si la separación (S) es mayor a 2 - 3 veces el diámetro, entonces el bloque de falla es más improbable.*

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

$S < a 2.5D$ puede dificultar su hincado.
 $S > a 4D$ aumenta el costo de la zapata cabezal.

Algunos criterios a tomar en cuenta referente a este tema son los siguientes:

- Es de vital importancia que el grupo de pilotes en suelos friccionantes y cohesivos se acomoden de tal forma que se logre la distribución de carga en áreas mayores.
- Se deben evitar concentraciones grandes de pilotes debajo del centro del fuste. Esto puede ocasionar que la concentración de carga resulte en asentamientos locales y falla en el fuste del pilote. La variación de la longitud de los pilotes en el mismo grupo puede tener efectos similares.
- Para cargas de pilote de hasta 300kN, la distancia mínima del fuste del pilote deberá de ser de 100 mm. Para cargas mayores que 300 kN, esta distancia deberá ser mayor a 150 mm.

Por lo general, la siguiente fórmula puede usarse para determinar la separación de pilotes:

Para Pilotes friccionantes: $S = 2.5D + 0.02L$

Para pilotes de cohesión: $S = 3.5D + 0.02L$

Dónde

D = Diámetro del pilote

L = Longitud del pilote

S = Distancia de centro a centro de pilotes (separación).

En la tabla No 5.5 se muestra la separación mínima entre pilotes según S. Teng:

Tabla No 5.5: Separación de pilotes sugerida por S. Teng

Funcionamiento de pilotes	separación mínima
Pilote de Punta	$2D \leq S \leq 2.5D$
Pilote de Punta (Estrato Rocoso)	$2D \leq S$ ó 0.60m
Pilotes de Fricción	$3D \leq S \leq 5D$

Fuente: L. Mendoza, "Cimentaciones Profundas", curso de Cimentaciones T.E.

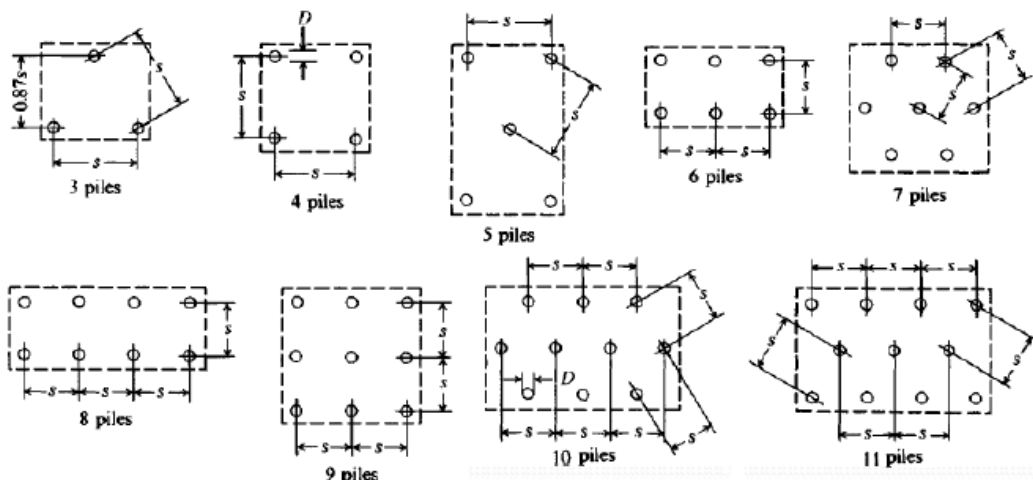
Distribución de pilotes:

Preferentemente los pilotes se dispondrán en hileras o de manera que estando repartidos en al menos dos filas paralelas, formen triángulos equiláteros entre ellos, siempre y cuando las condiciones de espacio lo permitan.

En la figura No 5.20, se muestran posibles distribuciones de pilotes según el número presente.

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Figura No 5.20: Distribución de grupos de pilotes



Fuente: L. Mendoza, "Cimentaciones Profundas", curso de Cimentaciones T.E.

Especificaciones AASHTO

Para el diseño de puentes por el método LRFD, las separaciones entre los centros de los **pilotes hincados** no deberán ser menores que el mayor valor entre 750 mm o 2.5 veces el diámetro o el ancho de los pilotes. La distancia entre el lateral de un pilote y el borde más próximo de la viga de amarre o de la zapata cabezal deberá ser mayor que 225 mm pilotes prebarrenados.

La separación entre los centros de los **pilotes prebarrenados** debe ser el mayor valor entre 3.0 diámetros o la separación requerida para evitar la interacción entre pilotes adyacentes. Si se requieren separaciones menores, la documentación técnica debe especificar la secuencia constructiva y se deben evaluar los efectos de interacción entre pilotes adyacentes.

Las recomendaciones más habituales se refieren al espaciamiento entre pilotes para considerar o no la reducción de la eficiencia del grupo de pilotes, considerando también los errores de ejecución, las desviaciones con respecto a la vertical y el riesgo de daño en pilotes próximos que pueden originarse si el espaciamiento es pequeño. En la tabla No 5.6 se incluye una relación de las recomendaciones dadas por diferentes normativas en relación al espaciamiento:

Tabla No 5.6: Recomendaciones de espaciamiento entre pilotes, según distintas Normativas

Código	Espaciamiento entre pilotes
Código de Edificación de Los Ángeles	máximo (0.75 m; 2D)
Código Edificación Nacional de Canadá	3D
Código de la ciudad de Nueva York	máximo (0.60 m; 2D)
Normas húngaras	trabajo por punta: 3D
	Trabajo por fuste: máximo (4D; L/10; DL)
Normas Tecnológicas de la Edificación	(2.75D a 3D)

Fuente: <http://bibing.us.es/proyectos/abreproy/4788/fichero/PILOTES.pdf>

CAPITULO IV CIMENTACIONES

Nota: D es el diámetro del pilote y L la longitud del mismo.

5.6.3 Dimensionamiento de zapata cabezal

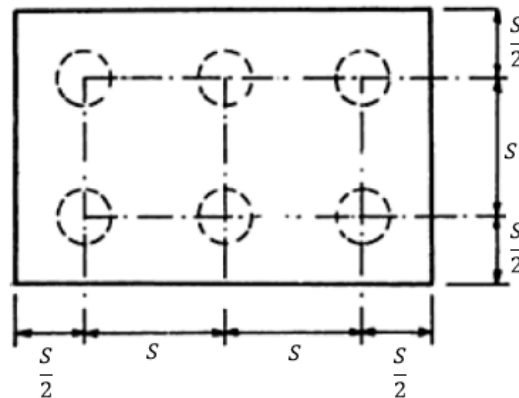
Una vez conocido el número de pilotes necesarios para la transferencia de carga y la separación de los mismos, se procede al dimensionamiento de la zapata cabezal (específicamente el largo y ancho).

Los pilotes se disponen en hileras paralelas formando cuadros o triángulos equiláteros y se calcula el área de la zapata cabezal, considerando lo siguiente:

- Si el área de las zapata cabezales es considerablemente menor que la mitad del área total cubierta por la estructura, los pilotes se disponen en grupos que contienen zapatas comunes.
- Si el área es mayor que la mitad del área ocupada por la estructura se proyecta una losa soportada por un grupo de pilotes, en este caso la separación de los pilotes se aumenta hasta conseguir una distribución regular.

Una vez obtenida la configuración de los pilotes, el siguiente paso es determinar el ancho y largo total de la zapata, un criterio utilizado para determinar la distancia del centro del pilote externo al borde de la zapata cabezal se tome como de $\frac{S}{2}$, como se muestra en la figura No 5.21.

Figura No 5.21: Dimensionamiento de zapata cabezal



Fuente: L. Mendoza, "Cimentaciones Profundas", curso de Cimentaciones T.E.

5.7 Eficiencia de grupos de pilotes

La eficiencia de un grupo de pilotes (E), se conoce como la relación entre la capacidad de carga del grupo y la suma de las capacidades del número de pilotes que lo integren, dicho parámetro puede ser determinado a partir de la ecuación siguiente:

$$E = \frac{Q_g}{n * Q_u}$$

Dónde:

CAPITULO IV CIMENTACIONES

Q_g = Capacidad de carga última del grupo de pilotes.

Q_u = Capacidad de carga última de un pilote.

n = número de pilotes.

El comportamiento que se tiene, en un grupo de pilotes hincados en arena, es que estos compactan al suelo, aumentando su capacidad portante. Ensayos en modelos han demostrado que los factores de eficiencia de grupo de pilotes hincados en arena pueden llegar hasta 2.

En pilotes excavados, la acción de excavación en lugar de aumentar, reduce la compactación, por lo que el factor de eficiencia del grupo es difícil que sea mayor que 1.

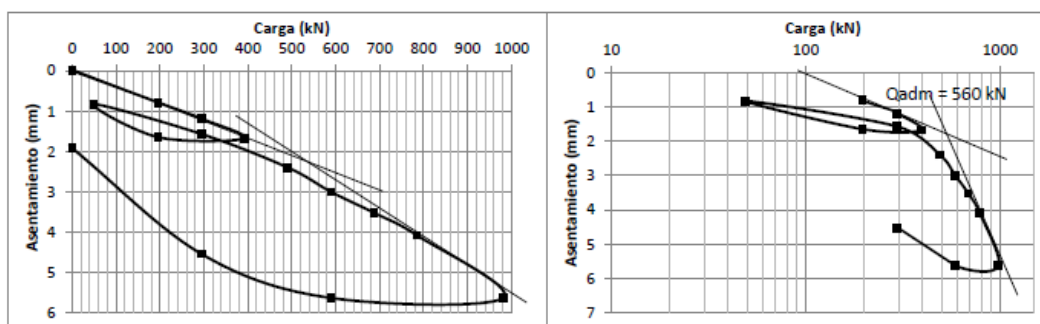
5.8 Métodos de Interpretación de ensayos de capacidad de carga en pilotes

En la unidad correspondiente a Capacidad de carga de Cimentaciones Profundas, abordamos el tema del ensayo de carga realizado en pilotes de prueba con el objetivo de comprobar la resistencia proporcionada por el pilote en el sitio.

Ahora bien, a continuación se analizarán los gráficos obtenidos de dicho ensayo, los cuales consisten de gráficos carga-deformación que con ayuda de criterios brindados por diversos autores, servirían de guía para determinar la capacidad de carga real de un pilote.

En la Figura No 5.22, se presentan las curvas de carga vs asentamiento obtenidas en un ensayo de carga, en la cual es posible notar un tramo inicial que corresponde a un primer ciclo de carga-descarga, donde se presenta un comportamiento prácticamente elástico. En cuanto al segundo ciclo es notable que el tramo inicial de la curva se comporta de forma paralela a la curva obtenida durante el primer ciclo, mostrando la recompresión del suelo. Adicionalmente se puede visualizar el inicio de los desplazamientos plásticos, que se ubican en torno de 560 kN, punto que se distingue más fácilmente en la curva de escala semilogarítmica, donde se intersectan las líneas tangentes a las curvas inicial y final.

Figura No 5.22: Curva carga vs asentamiento en escala aritmética y semi-logarítmica (Pilote KO)



Fuente: <http://www.bdigital.unal.edu.co/6840/1/43987506.2011.pdf>

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

El criterio más usado para definir la carga de rotura en un gráfico carga vs deformación, es aquel que muestra un cambio brusco en la curva obtenida, pero en la mayoría de los casos, la pendiente de la curva varía gradualmente, no pudiendo establecerse en forma definida la carga de rotura.

Otra observación hecha a este criterio, es que frecuentemente la escala adoptada para el trazado de la curva carga vs deformación no es escogida con criterio bien definido. Para uniformizar los criterios de escala, se ha sugerido que la curva carga vs deformación sea escogida de tal forma que la recta que corresponde a la deformación elástica del pilote PL/AE forme un ángulo de 20° con la horizontal. Sin embargo éste no es criterio reglamentado, y en vista de que en mecánica de suelos no existe un criterio uniforme para establecer la carga de rotura se mencionarán algunos de estos criterios.

A manera de resumen, en la tabla No 5.7, se muestran algunos criterios recopilados por Vesic para determinar la capacidad de carga de un pilote a partir de los gráficos carga-deformación de los ensayos de carga.

Tabla No 5.7: Criterios de falla recopilados por Vesic aplicados al gráfico carga-deformación

No	Criterio	Descripción	Uso y/o Autor
1	Limitando el asentamiento total	absoluto: 1" (25.4 mm)	(Holanda, Código de Nueva York).
		relativo: a) 10% del diámetro del pilote. b) Desplazamiento en la punta mayor (D/30).	a) Inglaterra b) Norma Brasileña, ABNT, 1980
2	Limitando la deformación plástica	a) 0.25 pulgadas (6.35 mm) b) 0.33 pulgadas (8.40 mm) c) 0.50 pulgadas (12.7 mm)	a) AASHTO b) Magnel c) Código de Boston
3	Limitando la relación deformación plástica/deformación elástica	1.5	Cristiani y Nielsen
4	Limitando la relación deformación/carga	Total: 0.01 in/T	California, Chicago
		Incremental: a) 0.03 in/T b) 0.05 in/T	a) Ohio b) Raymond Co
5	Limitando la relación deformación plástica/carga	a) Total 0.01 in/T b) Incremental 0.03 in/T	a) New York b) Raymond Co

Fuente: Propia

Por su parte, Fellenius (1980) también recopiló varios criterios de falla aplicables al gráfico carga-deformación:

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

- a) Método de Davisson ("The Offset Limit Load"). La carga límite propuesta es definida como la carga que corresponde a una deformación que excede la compresión elástica del pilote, es decir en el estado plástico, por un valor X dado por:

$$X = 3.8 + \frac{D}{120}$$

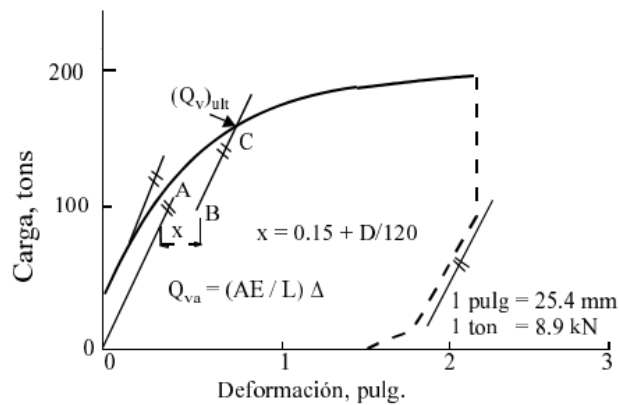
Dónde:

D = diámetro (mm) y X en (mm)

El criterio de "The Offset Limit Load" está representado por una línea recta en la curva de carga-desplazamiento (Figura No 5.23) y la intersección entre ellas indica la carga límite de la prueba.

El método de Davisson se aplica a ensayos de velocidad de penetración constante, si se aplica a ensayos con carga mantenida, resulta conservador.

Figura No 5.23: Criterio de The Offset Limit Load



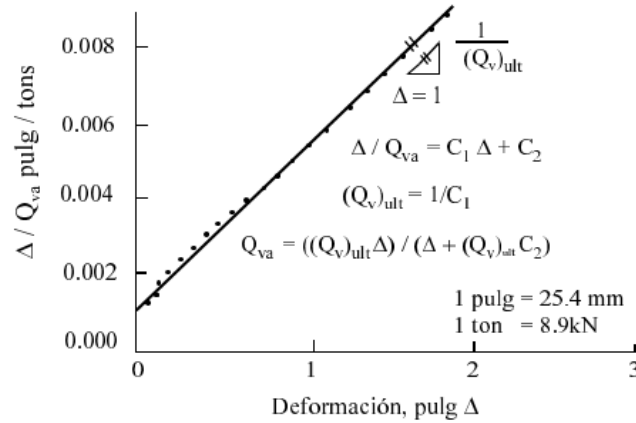
Fuente: <http://www.bdigital.unal.edu.co/6840/1/43987506.2011.pdf>

- b) Método de Chin.

Se admite que la curva carga-deformación cerca a la rotura es hiperbólica. En este método el asentamiento es dividido por su correspondiente carga y el gráfico pasa a ser una curva de deformación/carga vs deformación. Los puntos obtenidos tienden a formar una recta y la inversa de la pendiente es la carga de rotura. Este método se aplica a pruebas rápidas o lentas, ya que el tiempo de aplicación de los estados de carga es constante, ver figura No 5.24.

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Figura No 5.24: Método de Chin

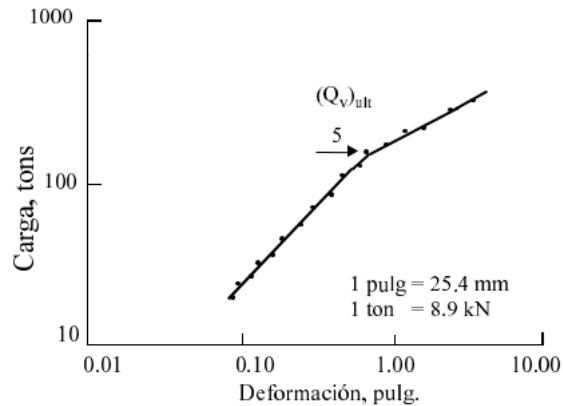


Fuente: L. Mendoza, "Cimentaciones Profundas", curso de Cimentaciones T.E.

c) Método de De Beer

La curva carga vs deformación es llevada a un gráfico log-log. Para los valores de carga mayores, los puntos tienden a caer en dos rectas y su intersección es la carga de rotura, vea la figura No 5.25.

Figura No 5.25: Método de De Beer



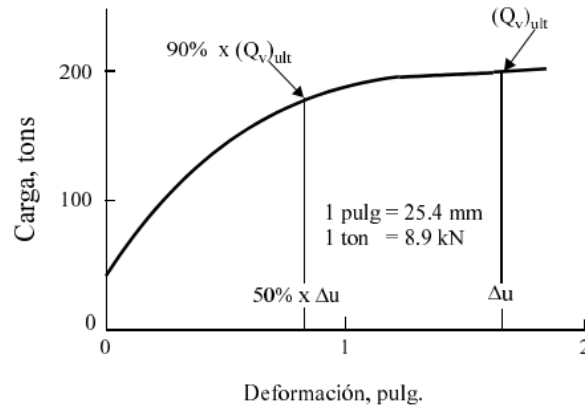
Fuente: L. Mendoza, "Cimentaciones Profundas", curso de Cimentaciones T.E.

d) Criterio de 90% de Brinch-Hansen.

La carga de rotura será aquella cuyo asentamiento es el doble del asentamiento medido para una carga que corresponde al 90% de la carga de rotura, ver figura No 5.26.

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Figura No 5.26: Criterio de 90% de Brinch-Hansen.



Fuente: L. Mendoza, "Cimentaciones Profundas", curso de Cimentaciones T.E.

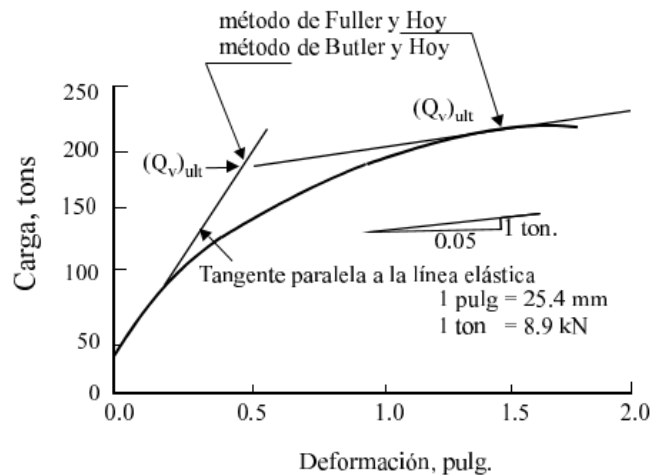
e) Método de Fuller y Hoy.

De acuerdo a este criterio, la carga de rotura es aquella que corresponde al punto en la curva carga-deformación tangente a una recta de inclinación 0.05 in/T, ver figura No 5.27.

f) Método de Butler y Hoy.

La carga de rotura es definida como aquella correspondiente al punto de intersección de dos rectas tangentes, la primera corresponde a la tangente a la curva y que tenga una inclinación de 0.05 in/T y la segunda recta tangente es aquella paralela a la línea de compresión elástica del pilote y tangente a la curva, ver figura No 5.27.

Figura No 5.27: Métodos de Fuller y Hoy & Butler y Hoy



Fuente: L. Mendoza, "Cimentaciones Profundas", curso de Cimentaciones T.E.

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

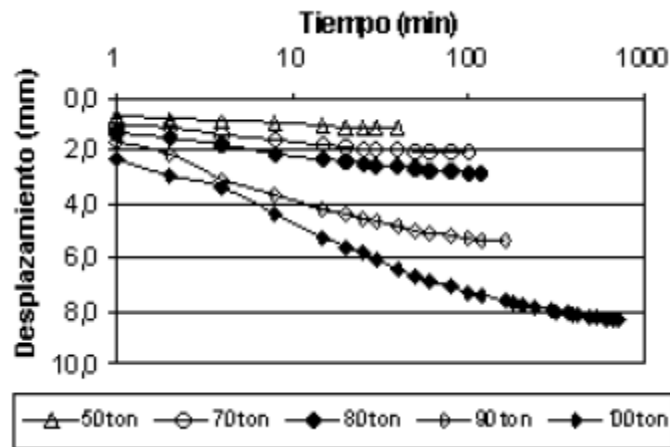
g) Metodología propuesta por Valencia et al; 2008

El análisis de resultados se realiza con base en las variaciones de los asentamientos definidos a partir de gráficos de desplazamiento en función del tiempo en escala logarítmica (Figura No 5.26), considerándose el tramo lineal presente al final de la curva, a semejanza del calculado en el coeficiente de consolidación secundario para el ensayo de consolidación (se debe tener en cuenta, que aquí el coeficiente es presentado en mm y no en términos de deformación específica y se le denomina “coeficiente de desplazamiento”).

En este análisis se definen entonces unas tasas de estabilización en los desplazamientos, las cuales son luego dibujadas en relación a las cargas, y de acuerdo con los gráficos obtenidos, el punto de encuentro entre las líneas de tendencia trazadas en la figura “carga aplicada vs. coeficiente de desplazamiento” (tangentes a la curva) definirían el inicio de los desplazamientos plásticos.

(Valencia, et al; 2008). Entonces, en el gráfico obtenido se pueden evidenciar tres segmentos de línea recta. La primera corresponde a la movilización de las paredes de la pila y el suelo por la fricción lateral, el segundo tramo corresponde a la movilización inicial de la punta del pilote junto con el fuste y finalmente el tercero corresponde a la plastificación completa del elemento (Camapum, et al; 2009).

Figura No 5.28: Tiempo vs. Desplazamiento” escala semi logarítmica. (Valencia, et al; 2008)



Fuente: <http://www.bdigital.unal.edu.co/6840/1/43987506.2011.pdf>

h) Metodología de Van der Veen (1953)

La metodología propuesta por Van der Veen (1953) representa la curva de carga vs desplazamiento que ha sido ampliamente utilizada en el Brasil para extrapolar las curvas obtenidas en pruebas de carga que no fueron llevadas a la ruptura o cuando el ensayo de carga

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

no indica una ruptura nítida. Se puede considerar que éste método tiene dos hipótesis básicas: la forma de la curva carga vs asentamiento de tipo exponencial y el modo de ruptura física que corresponde a desplazamientos teóricamente infinitos (Fontana, 2000).

El método de Van der Veen ajusta el gráfico resultante de la prueba de carga a una curva con una formulación exponencial, como se muestra en la ecuación (Pousada e Carreiro, 2004):

$$Q = Q_u(1 - e^{-\alpha s})$$

Dónde:

- Q= Carga correspondiente al desplazamiento
- s y α = Coeficiente que depende de las características del pilote y del suelo, el cual define la forma de la curva.

Para desplazamientos grandes, la curva se torna asintótica hasta una recta vertical definida como un límite de carga de valor denominado Q_u . Se tiene entonces que (Bezerra, 2003):

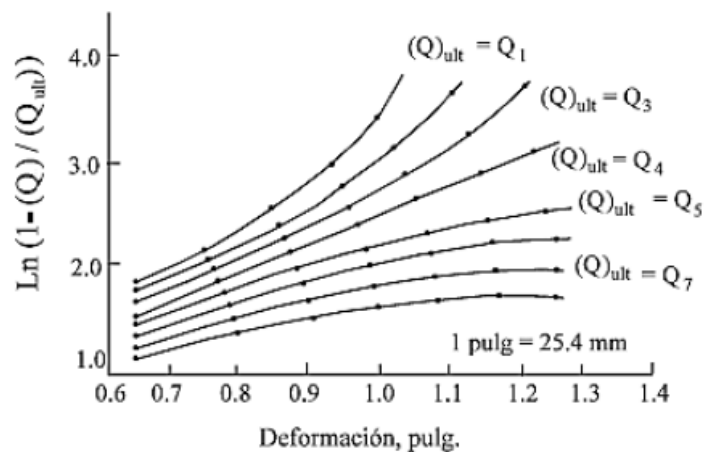
$$1 - e^{-\alpha s} = \frac{Q}{Q_u}$$

Finalmente se calculan los valores del ajuste exponencial dados por la siguiente ecuación partiendo de un valor de carga cualquiera " Q_u " y luego se dibujan en un gráfico en función del desplazamiento s:

$$\alpha s = -\ln\left(1 - \frac{Q}{Q_u}\right)$$

Es entonces que, al realizar tanteos con diferentes valores de " Q_u ", y obtener el resultado del gráfico de la ecuación anterior en función del desplazamiento (Figura No 5.29) **y se obtenga un comportamiento lineal**, el valor adoptado de " Q_u " que lo originó corresponderá a la carga de ruptura (Valencia et al, 2008).

Figura No 5.29: Extrapolación de la curva según el método de Van der Veen. (Alva, 1993)



Fuente: <http://www.bdigital.unal.edu.co/6840/1/43987506.2011.pdf>

CAPITULO IV

CIMENTACIONES

Aoki (1976), observó que en general, la recta obtenida (correspondiente a la carga de ruptura) no pasa rigurosamente por el origen del gráfico, presentando un intercepto. De acuerdo con esto, Aoki propuso una inclusión de un intercepto en la ecuación recta (llamado β), de modo que la expresión de la curva carga-desplazamiento pasaría entonces a tener la siguiente expresión:

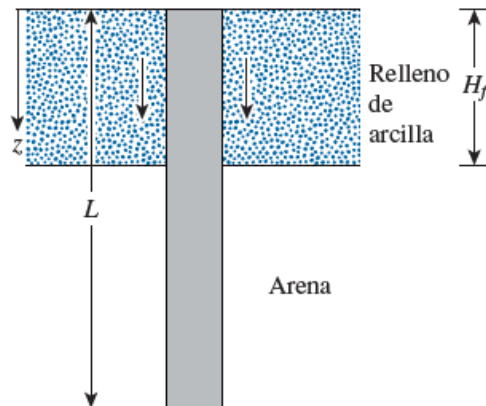
$$Q = Q_u(1 - e^{\beta - \alpha s})$$

Existe una discusión en cuanto a la confiabilidad en la extrapolación de las curvas resultado de las pruebas de carga, pues en las obtenidas, las curvas de carga vs desplazamiento que se encuentren apenas en el tramo lineal “cuasi-elástico” puede conducir a obtener valores de ruptura exagerados. De acuerdo con Velloso e López (2002), las extrapolaciones por el método de Van der Veen son confiables si el desplazamiento máximo alcanzado durante la prueba fue por lo menos el 0.01D (Pousada e Carreiro, 2004).

5.9 Ejercicios Resueltos

1. En la figura No 5.30, sea $H_f = 2.0 \text{ m}$. El pilote tiene sección transversal circular con un diámetro de 0.30 m. Para el relleno que está arriba del nivel freático, $\gamma_s = 16 \text{ kN/m}^3$ y $\phi = 32^\circ$. Determine la fuerza de fricción total. Utilice $\delta = 0.6\phi$.

Figura No 5.30: Pilote sometido a fricción lateral



Fuente: Braja M. Das, "Fundamentos de Ingeniería de cimentaciones",
Séptima edición, capítulo 11, pág. 613

Solución:

Utilizando la ecuación:

$$Q_n = \frac{pK'\gamma_f H_f^2 \tan \delta}{2}$$

Dónde:

$$p = \text{perímetro pilote} = \pi (0.30) = 0.942 \text{ m}$$

$$K' = 1 - \text{sen} \phi = 1 - \text{sen} 32^\circ = 0.47$$

$$\delta = 0.6(32^\circ) = 19.2^\circ$$

Por consiguiente:

$$Q_n = \frac{(0.942)(0.47)(16)(2^2) \tan 19.2^\circ}{2} = 4.93 \text{ kN}$$

$$\mathbf{Q_n = 4.93 \text{ kN}}$$

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

2. Los datos mostrados en la tabla No 5.31 corresponden a los resultados obtenidos en un sondeo realizado en campo, en el cual se realizaron pruebas de penetración estándar (SPT). La cimentación que se ha proyectado es mediante pilotes. Se pide determinar la longitud del pilote y su diámetro, tomando en cuenta que el pilote transmitirá una carga de 392 kN, con base a las pruebas en laboratorio realizadas a las muestras extraídas durante el ensayo, los parámetros del suelo en el estrato de apoyo es $\phi = 30^\circ$ y $\gamma_s = 17 \text{ kN/m}^3$.

Tabla No 5.31: Resultados de penetración estándar

PROF. en (mts.)	RESISTENCIA A LA PENETRACIÓN				ESTRATO	HUMEDAD %	CLASIFICACIÓN
	20	15	15	" N "			
0.50	4	3	3	6	ESTRATO DE ARENA GRUESA, MEDIA Y FINA	25.8	LIMO ORGANICO ARENOSO (OL) Color Café, con 8.6% de mat. orgánica, no plástico, contiene 25% de arena gruesa, media y fina.
1.00	4	2	2	4		25.1	" " " "
1.50	4	3	4	7		20.7	" " " "
2.00	7	3	3	6		23.7	LIMO ARENOSO (ML) Café Claro, con pómez, no plástico, contiene 30% de arena gruesa, media y fina.
2.50	6	5	5	10		22.5	" " " "
3.00	11	11	9	20		17.0	" " " "
3.50	23	17	16	33		12.7	" " " "
4.00	25	8	9	17		13.1	" " " "
4.50	13	5	7	12		16.5	LIMO ORGANICO ARENOSO (OL) Café oscuro, con 8.6% de mat. orgánica, no plástico, con 30% de arena gruesa, media y fina.
5.00	13	10	10	20		12.9	ARENA LIMOSA (SM) Café Claro, con pómez, no plástica, contiene 60% de arena gruesa, media y fina.
5.50	18	13	13	26	14.5	" " " " contiene 65% de arena gruesa, media y fina.	
6.00	22	15	17	32	14.2	" " " " contiene 70% de arena gruesa, media y fina.	
6.50	26	17	17	34	13.1	" " " "	
7.00	22	18	23	41	19.0	" " " "	
7.50	42	24	34	58	11.6	" " " " contiene 60% de arena gruesa, media y fina.	
8.00	48	41	46	87	14.8	" " " "	
8.50	45	37	27	64	16.3	" " " "	
9.00	20	14	12	26	21.2	LIMO ARENOSO (ML) Café Claro, con pómez, no plástico, contiene 30% de arena media y fina.	
9.50	16	8	8	16	24.0	" " " "	
10.00	15	8	8	16	25.9	" " " "	

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

PROF. en (mts.)	RESISTENCIA A LA PENETRACIÓN				ESTRATO	HUMEDAD %	CLASIFICACIÓN
	20	15	15	" N "			
10.50	17	10	13	23		28.3	LIMO ARENOSO (ML) Café Claro, con pómez, no plástico, contiene 30% de arena media y fina.
11.00	22	16	15	31		29.6	ARENA LIMOSA (SM) Café Claro, con pómez, no plástica, contiene 70% de arena gruesa, media y fina.
11.50	18	11	6	17		35.0	LIMO ORGANICO ARENOSO CON FINOS PLASTICOS (OL) Café, con 8.6% de mat. orgá, 30% de arena gruesa, media y fina. LL=42.0%, LP=17.0% e IP=15.0%.
12.00	6	6	5	11		33.7	" " " "
12.50	5	22	50	72		35.9	ARENA LIMOSA ORGANICA CON FINOS PLASTICOS (SM) Café, con 8.6% de mat. orga, 70% de arena gruesa, media y fina. LL=42.0%, LP=17.0% e IP=15.0%.
13.00	50	-	-	> 80		-	RECHAZO A LA PENETRACION

Fuente: Suelos y Materiales (2013), Estudio Geotécnico

Solución:

Asumiremos un diámetro inicial de 40 cm, posteriormente calcularemos la capacidad de carga para dicho diámetro.

De la tabla No 5.28 es posible observar que el estrato de apoyo está a una profundidad de 13 m, encontrando rechazo a la penetración, ahora bien se debe determinar la profundidad que el pilote debe penetrar en dicho estrato, se tienen las siguientes opciones:

- Se puede considerar una penetración igual a $3D = 3(0.4) = 1.20m$.
- Según Meyerhof se debe penetrar en el estrato resistente una profundidad igual a:

$$D' = 4B \tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$D' = 4(0.4) \tan \left(45^\circ + \frac{30}{2} \right) = 2.77 m \approx 3.0m$$

Se opta por penetrar el pilote en el estrato resistente una $L = 3.0 m$, por lo que la longitud del pilote es 16 m.

Calculando la capacidad de carga para un pilote de 40 cm de diámetro y una Longitud de 16m. Tal como se vio en la unidad de Capacidad de carga en cimentaciones profundas existen diversas teorías para su cálculo, en este caso utilizamos la teoría de Meyerhof:

$$Q_p = A_p q' N_q^*$$

Para $\phi=30$, el valor de $N_q^* \approx 56.7$ (tomado de tablas)

$$q' = \gamma L = (17)(16) = 272 \text{ kN/m}^2$$

Por consiguiente: $Q_p = \left(\pi \frac{(0.4)^2}{4} \right) (272)(56.7) = 1938 \text{ kN}$

$$Q_{adm} = \frac{1938}{3} = 646 \text{ kN}$$

Comparando con:

$$Q_p = (0.5 p_a N_q^* \tan \phi) A_p$$

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

$Q_p = (0.5 * 100 * 56.7 * \tan 30) \left(\pi \frac{(0.4)^2}{4} \right) = 205.68 \text{ kN}$, por consiguiente se toma el menor de ambos: **205.68 kN**

$$Q_{adm} = \frac{205.68}{3} = 68.56 \text{ kN}$$

Se comprueba que la capacidad de carga del pilote $Q_{adm} = 68.56 \text{ kN}$ es inferior a la carga que será transmitida. En conclusión hay que evaluar otra dimensión del pilote y volver a evaluar.

3. Se requiere transmitir una carga de 390 T, a través de pilotes cuya capacidad de carga admisible es $Q_{adm} = 36 \text{ T}$ con diámetro de 40cm. Determine el número de pilotes necesarios y diseñe la zapata cabezal, asuma una separación entre pilotes de 3D.

Solución:

Número de pilotes

$$n = \frac{(P_{cm} + P_{cv}) * K}{Q_{adm}}$$

Donde:

$K = 1.1$, ver ítem 5.5.1 de ésta unidad

$$n = \frac{(390) * 1.1}{36} \approx 12 \text{ pilotes}$$

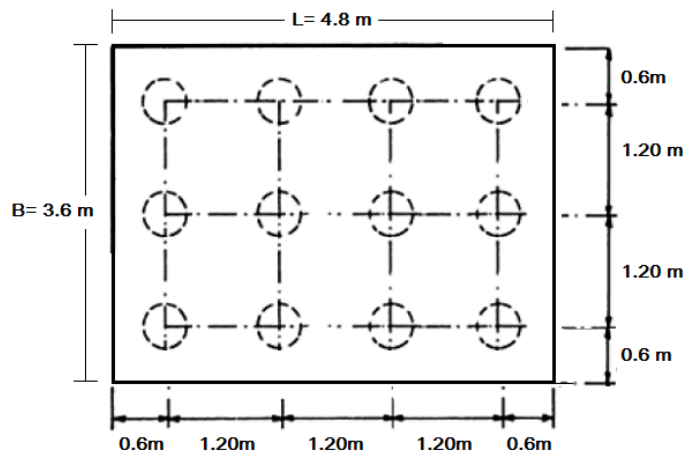
Diseño de zapata cabezal

Con una separación entre pilotes igual a 3D, la zapata cabezal se muestra en la figura No 5.32.

La separación entre pilotes, $S = 3D = (3) (0.4) = 1.20 \text{ m}$

La distancia de los pilotes perimetrales al borde de la zapata cabezal es: $\frac{S}{2} = \frac{1.20}{2} = 0.6 \text{ m}$.

Figura No 5.32: Diseño de la zapata cabezal



$$B = (1.20 \times 3) = 3.6 \text{ m}$$

$$L = (1.20 \times 4) = 4.8 \text{ m}$$

Fuente: Propia

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

4. Interpretación de ensayos de carga

Pilote KO

Esta prueba denominada “Pilote KO” corresponde a un ensayo elaborado sobre un pilote hincado y prefabricado de concreto ($f'c = 5000$ psi), con sección cuadrada de dimensiones 0.35x0.35m y una profundidad cercana a los 15 metros. Según el informe suministrado por la empresa que realizó el estudio de suelos del proyecto en cuestión, se tomó como referencia un perfil estratigráfico que define las condiciones más aproximadas al pilote ensayado. Dicho perfil estará conformado por los estratos cuyas propiedades se describen en la tabla No 5.29.

Tabla No 5.29: Características de los estratos

Descripción del perfil geotécnico	DATOS									Pasa malla No		
	Cota en superficie (+11 m)	Prof (m)	γ_h (kNm ³)	σ' (kNm ²)	Ncampo (No go/0,3m)	W(%)	LL	LP	IP	40	100	200
Limo con arena y caracolejo gris oscuro	11,2	0,15	18	10	3							
Limo arenoso algo arcilloso, vetas de arcilla gris y caracolejo	12,7	1,65	18	13,2	3							
Arena fina algo limosa poca plasticidad gris oscura veta camelitas oxidó oscuras	13,7	2,65	17	20,2	11							
	14,2	3,15	17	23,7	30							
	15,0	3,95	17	29,3	30							
Limo arcilloso arenoso gris oscuro, rastros de caracolejo	15,7	4,65	16,5	33,9	3	42,8	52,9	28,1	24,8			91
	17,2	6,15	16,5	37,8	3							
Vetas de limo arenoso arcilloso, vetas de arena fina limo arcilloso, gris y camelita oscura	17,7	6,65	16,5	46,9	18							
	18,7	7,7	16,5	53,7			46,70	19,7	27,0	90		62,4
	19,7	8,65	16,5	59,9	28							
Arcilla limosa gris verde oscura, vetas grises y amarillas oscuras, lentes de yeso	20,2	9,15	16,5	63,1	10							
	20,7	9,7	16,5	66,7		27,8	57,8	22,3	35,5			95
	21,7	10,7	16,5	72,9	18							
	22,7	11,7	16,5	79,4	18							
Vetas de limo arcilloso arenoso, camelito amarillo oscuro, vetas de arcilla algo limosa, grises y camelitas amarillas, vetas de arena sin plasticidad	23,7	12,7	16,5	85,9	17							
	24,7	13,7	16,5	92,4	10							
	25,5	14,5	16,5	97,9		27,1	60,1	25,3	34,8			95
	26,2	15,2	16,5	102,1	18							
	27,2	16,2	16,5	108,6	16							

Fuente: <http://www.bdigital.unal.edu.co/6840/1/43987506.2011.pdf>

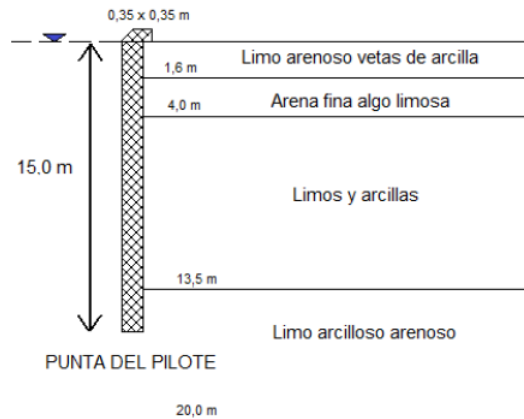
Solución:

Al observar la figura No 5.33, se puede representar de manera clara el mecanismo de trabajo de la fundación, de acuerdo con el perfil del suelo previamente descrito.

CAPITULO IV

CIMENTACIONES

Figura No 5.33: Perfil estratigráfico



Fuente: <http://www.bdigital.unal.edu.co/6840/1/43987506.2011.pdf>

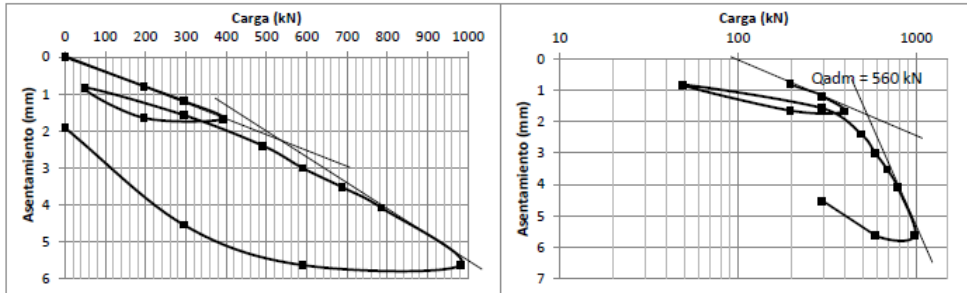
El ensayo realizado pertenece a una obra civil marítima, el cual fue desarrollado tiempo después de haber hincado el pilote; es importante tener en cuenta que no se llevó a cabo la rotura porque posteriormente el pilote sería usado en la obra. De acuerdo con el informe suministrado, el ensayo se realizó para dos ciclos de carga, en el primero se llevó el sistema hasta una carga de trabajo de 400 kN realizando incrementos sucesivos; y en el segundo hasta 1000 kN, donde instantáneamente se partió desde la carga de trabajo y se ejecutaron los incrementos respectivos.

En la Figura No 5.34, se presentan las curvas de carga vs asentamiento, en la cual es posible notar un tramo inicial que corresponde a un primer ciclo de carga-descarga, donde se presenta un comportamiento prácticamente elástico.

En cuanto al segundo ciclo es notable que el tramo inicial de la curva se comporta de forma paralela a la curva obtenida durante el primer ciclo, mostrando la recompresión del suelo. Adicionalmente se puede visualizar el inicio de los desplazamientos plásticos, que se ubican en torno de 560 kN, punto que se distingue más fácilmente en la curva de escala semilogarítmica, donde se intersectan las líneas tangentes a las curvas inicial y final.

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Figura No 5.34: Curva carga vs asentamiento en escala aritmética y semi-logarítmica (Pilote KO)

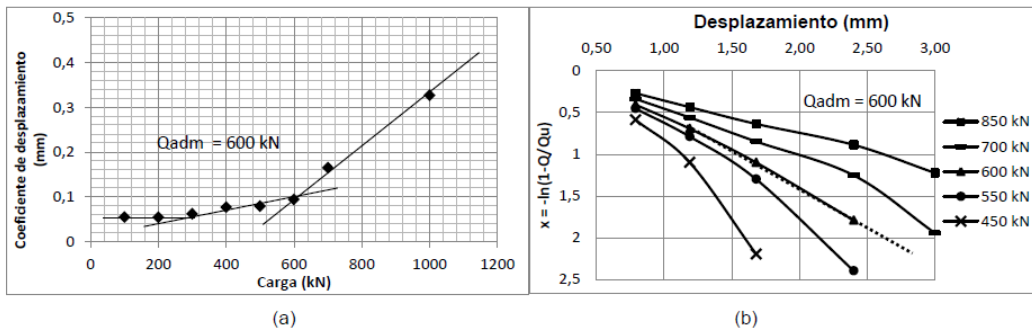


Fuente: <http://www.bdigital.unal.edu.co/6840/1/43987506.2011.pdf>

Cabe anotar que la ruptura del sistema no se visualiza en la gráfica obtenida, aunque al prolongar dicha curva y percibir la falla del elemento, del suelo contiguo al pilote es quien realmente determinara la capacidad última o admisible de la fundación.

Al utilizar la metodología de los “coeficientes de desplazamiento” como se observa en la figura No 5.35 existen dos variaciones de comportamiento, una en 300 kN y la otra aproximadamente en 600 kN; el primer tramo corresponde a la interacción entre las paredes del pilote y del suelo, interpretándose que el fuste trabaja hasta este punto en un rango elástico; y a partir de 300 kN se inicia la movilización de la punta que trabaja elásticamente de forma simultánea con el fuste, hasta el punto de iniciar la plastificación de todo el conjunto pilote (fricción-punta-suelo).

Figura No 5.35: Método de los coeficientes de desplazamiento (a) y Van der Veen (b) realizado sobre KO



Fuente: <http://www.bdigital.unal.edu.co/6840/1/43987506.2011.pdf>

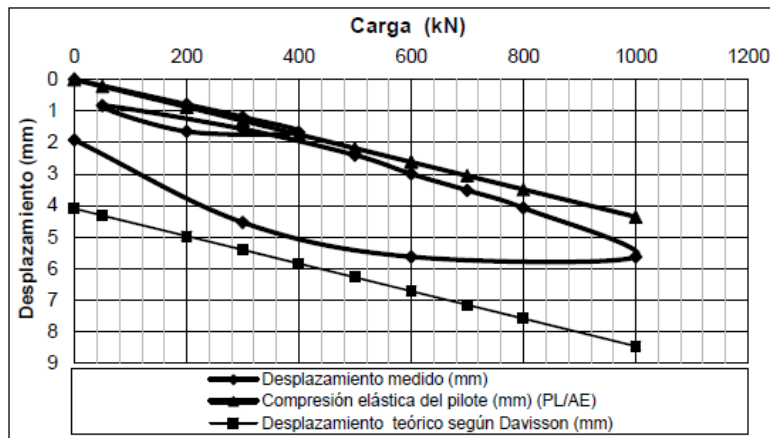
Al comparar con los resultados obtenidos al aplicar la metodología anterior, es posible asumir una carga admisible ya que las plastificación final del conjunto (la falla) no sería tan abrupta, mostrando que se necesitaría muchísima más carga de la aplicada para llegar al estado en que la

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

base de la fundación este completamente plastificada. Con referencia a los resultados expresados en la figura No 5.34b basados en el método de Van der Veen, se puede apreciar la coherencia entre las metodologías aplicadas.

Por otra parte, al analizar los resultados obtenidos al aplicar el método de Davisson (Figura No 5.35), no fue posible determinar la carga de rotura, ya que la recta correspondiente al desplazamiento expresado no corta en ningún punto a la curva de carga vs desplazamiento; es posible que para la obtención de dicho valor los desplazamientos debieron ser mayores, reflejando que a este elemento de fundación se le pudo haber aplicado una mayor carga para llegar a la rotura. Teniendo en cuenta lo expresado por dicho autor, la carga última a determinar corresponde al movimiento que excede la compresión elástica del pilote (en este caso para Q máxima aplicada ≈ 4.36 mm) por 0.15 pulgadas (≈ 4.00 mm) más un factor igual al diámetro del pilote dividido por 120 pulgadas, indicando que se debió producir un desplazamiento aproximado de 8.47mm, y según la figura No 5.36 la curva presentó el máximo desplazamiento alrededor de 5.63 mm.

Figura No 5.36: Método Davisson aplicado sobre ensayo realizado en KO

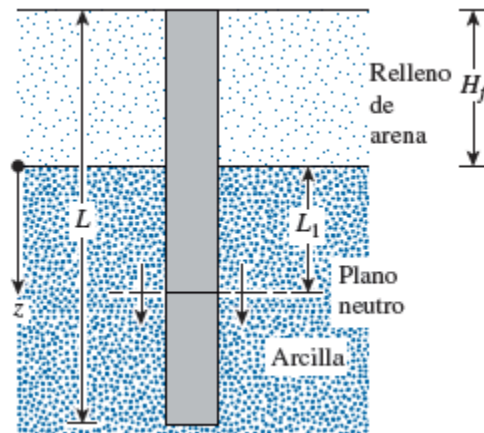


Fuente: <http://www.bdigital.unal.edu.co/6840/1/43987506.2011.pdf>

5.10 Ejercicios Propuestos

1. En la figura No 5.37, sea $H_f = 2$ m, diámetro del pilote = 0.305 m, $\gamma_f = 16.5$ kN/m³, $\phi_{arcilla} = 34^\circ$, $\gamma_{sat}(arcilla) = 17.2$ kN/m³ y $L = 20$ m. El nivel freático coincide con la parte superior del estrato de arcilla. Determine la fuerza de fricción hacia abajo. Suponga que $\delta' = 0.6\phi_{arcilla}$.

Figura No 5.37: Pilote sometido a fuerza de fricción hacia abajo



Fuente: Braja M. Das, "Fundamentos de Ingeniería de cimentaciones", Séptima edición, capítulo 11, pág. 613

2. Con base a un estudio de suelos se ha determinado que existe la necesidad de cimentar a través de cimentaciones profundas y que la profundidad del estrato resistente se encuentra en la cota 725, el NPT se ha planteado en la cota 700. Se pide determinar la longitud del pilote y su diámetro, tomando en cuenta que el pilote transmitirá una carga de 456 kN, con base a las pruebas en laboratorio realizadas a las muestras extraídas durante el ensayo, los parámetros del suelo en el estrato de apoyo es $\phi = 30^\circ$ y $\gamma_s = 17$ kN/m³.
3. Se requiere transmitir una carga de 420 T, a través de pilotes de $L = 25$ m y diámetro de 40 cm cuya capacidad se ha determinado en 36 T. Determine el número de pilotes, la capacidad de carga del grupo, las dimensiones de la zapata cabezal y la eficiencia.
4. Este elemento corresponde a un pilote de las mismas características constructivas de KO, con la diferencia que este se encuentra a una profundidad cercana a los 17 m, ver tabla No 5.30.

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Tabla No 5.30: Caracterización geotécnica y perfil de suelo que corresponde al Pilote TO

Descripción del perfil geotécnico	DATOS				
	Cota en superficie (+0,2m)	Prof (m)	γ_h (kN/m ³)	σ' (kN/m ²)	Ncampo (No gol/0,3m)
<i>Capa vegetal limo y caracolejo</i>	0,3	0,1	15	0,5	5
	2,2	2	15	11,0	5
<i>Arcilla gris con vetas amarillas</i>	5,2	5	15	26,0	6
<i>Limo algo arenoso con partículas de caracolejo, amarillo oscuro y vetas grises</i>	6,15	5,95	17	32,6	16
	7	6,8	17	44,6	
<i>Arcilla amarilla oscura con vetas oxido y grises</i>	7,7	7,5	18	50,2	28
	9,15	8,95	18	61,8	17
	10,9	10,7	18	75,8	24
	11,6	11,4	18	81,4	
<i>Arcilla gris oscura con vetas oxido y rastros orgánicos</i>	12,3	12,10	18	87,0	21
	13,7	13,50	18	98,2	41
	14	13,80	18	100,6	
<i>Limo gris oscuro con vetas oxido en la parte superior</i>	15,6	15,40	20	120,0	31
	16,85	16,65	20	129,1	39
	18,25	18,05	20	143,1	32
	19,95	19,75	20	160,1	37

Fuente: <http://www.bdigital.unal.edu.co/6840/1/43987506.2011.pdf>

Según el informe suministrado se tomó como referencia otro perfil estratigráfico que define las condiciones más aproximadas al pilote ensayado. Dicho perfil describe que desde la superficie del terreno (Cota +0.2m) hasta la cota de -2.2m se detecta la presencia de capa vegetal y caracolejo de baja densidad, luego subyace una arcilla gris de compacidad media a blanda con resistencia a la penetración estándar de 6 golpes por pie, la cual no aporta fricciones laterales altas. Incrementando la profundidad aproximadamente hasta la cota -11,6 m, se encuentran arcillas y limos con resistencia a la penetración de 16 a 28 las cuales aportan fricciones laterales efectivas y compresibilidades bajas. Desde -12,3m hasta la cota próxima a -17,0m donde se encuentra la punta del pilote existen limos arcillosos grises oscuros con resistencias a la penetración estándar de 21 a 41 golpes por pie, con límites líquidos menores a los del resto del perfil.

UNIDAD 6: TALUDES

6.1 Introducción

Tanto por el aspecto de inversión como por las consecuencias derivadas de su falla, los taludes constituyen hoy en día, una de las estructuras ingenieriles que exigen mayor cuidado por parte del proyectista. Con la expansión de los canales del ferrocarril y de las carreteras se provocaron los primeros intentos para realizar un estudio racional en éste ámbito, pero no fue sino hasta el advenimiento de la Mecánica de Suelos cuando fue posible aplicar normas y criterios al diseño de taludes.

Estas normas y criterios apuntan directamente a la durabilidad del talud, es decir, a su estabilidad a largo plazo.

Existen en el medio una serie de inestabilidades en taludes o laderas ya sea provocadas por fenómenos naturales como provocadas por el ser humano, dentro de estas se pueden observar las fotografías de la figura No 6.1:

Figura No 6.1: Fotografía de taludes



CAPITULO IV
CIMENTACIONES



Fuente: L. Mendoza (2015), "Estabilidad de taludes", Curso de Cimentaciones T.E.

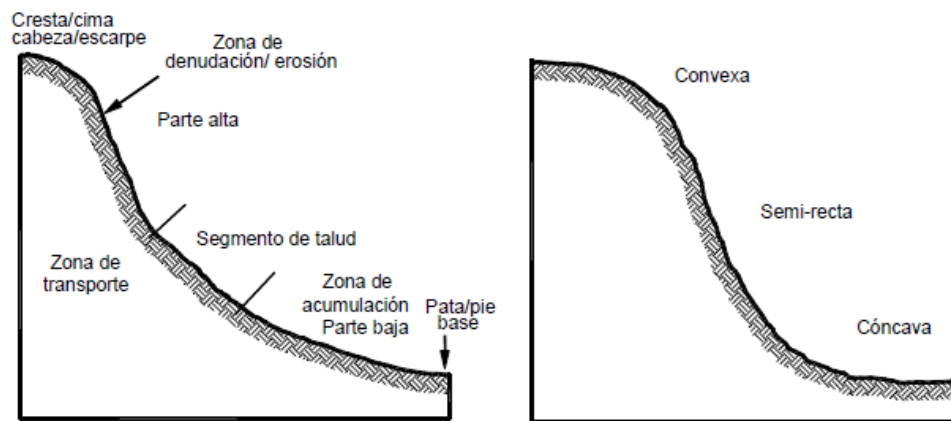
Definición de Talud

Se entiende por talud a cualquier superficie inclinada respecto de la horizontal que hayan de adoptar permanentemente las estructuras de tierra. No hay duda que el talud constituye una estructura compleja de analizar debido a que en su estudio coinciden los problemas de mecánica de suelos y de mecánica de rocas, sin olvidar papel básico que la geología aplicada desempeña en la formulación de cualquier criterio aceptable.

Partes de un talud

El talud comprende una parte alta o superior convexa con una cabeza, cima, cresta o escarpe, en la cual ocurren procesos de denudación o erosión, una parte intermedia semirecta (cuerpo) y una parte baja o inferior cóncava con un pie, pata o base, en la cual ocurren principalmente procesos de depositación (Figura No 6.2).

Figura No 6.2: Partes generales de un talud



Fuente: J. Suárez, "Deslizamientos", Capítulo 8: Conformación de la Superficie del Talud

En un talud o ladera se pueden identificar las siguientes partes:

Pie, pata o base

El pie corresponde al sitio de cambio brusco de pendiente en la parte inferior del talud o ladera. La forma del pie de una ladera es generalmente cóncava.

Cabeza, cresta, cima o escarpe

Cabeza se refiere al sitio de cambio brusco de pendiente en la parte superior del talud o ladera. Cuando la pendiente hacia abajo de este punto es semi-vertical o de alta pendiente se le denomina "escarpe". Los escarpes pueden coincidir con coronas de deslizamientos. La forma de la cabeza es generalmente convexa.

CAPITULO IV CIMENTACIONES

Altura

Es la distancia vertical entre el pie y la cabeza, la cual se presenta claramente definida en taludes artificiales, pero es complicada de cuantificar en las laderas debido a que el pie y la cabeza generalmente no son accidentes topográficos bien marcados.

Altura de nivel freático

Distancia vertical desde el pie del talud o ladera hasta el nivel de agua, la presión en el agua es igual a la presión atmosférica. La altura del nivel freático se acostumbra medirla debajo de la cabeza del talud.

Pendiente

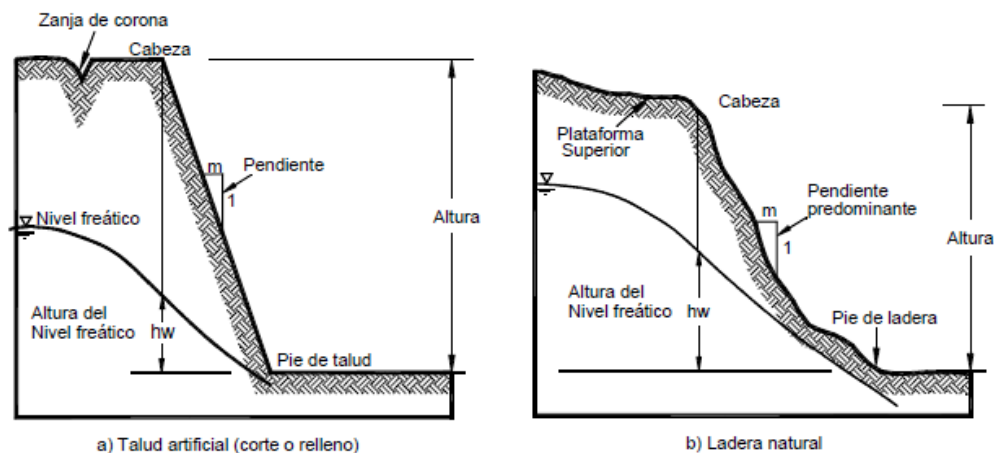
Es la medida de la inclinación de la superficie del talud o ladera. Puede medirse en grados, en porcentaje o en relación $m:1$, en la cual m es la distancia horizontal que corresponde a una unidad de distancia vertical. Ejemplo: $45^\circ = 100\% = 1H: 1V$.

Los suelos o rocas más resistentes y duros generalmente forman laderas de mayor pendiente y los materiales de baja resistencia o blandos tienden a formar laderas de baja pendiente.

Clasificación de los taludes

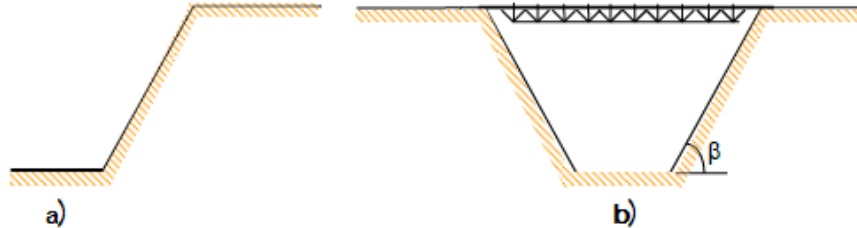
Cuando el talud se produce en forma natural sin intervención humana, se denomina *ladera natural* o simplemente *ladera* (ver figura No 6.3b). Cuando los taludes son hechos por el hombre se denominan *cortes* o *taludes artificiales* (ver figura No 6.3a); según sea la génesis de su formación, así se tiene que en un corte se realiza una excavación en una formación térrea natural (desmontes, dan lugar a un solo talud), en tanto que los taludes artificiales son los lados inclinados de los terraplenes o en excavaciones si se presenta un talud a cada lado se denomina trinchera, ver figura No 6.4.

Figura No 6.3: Clasificación de los taludes natural o artificial



Fuente: J. Suárez, "Deslizamientos", Capítulo 8: Conformación de la Superficie del Talud

Figura No 6.4: Tipos de taludes artificiales: a) Desmorte, b) Trinchera



Fuente: L. Mendoza (2015), "Estabilidad de taludes", Curso de Cimentaciones T.E.

Los taludes artificiales se construyen con la pendiente más elevada que permite la resistencia del terreno, manteniendo unas condiciones aceptables de estabilidad.

El diseño de taludes en ingeniería civil alcanza alturas máximas de 40 o 50 m, se proyectan para ser estables a largo plazo. Sin embargo las cotas mineras pueden alcanzar profundidades de varios centenares de metros.

Definición de estabilidad

Se entiende por estabilidad a la seguridad de una masa de suelo contra la falla o movimiento. Como primera medida es necesario definir criterios de estabilidad de taludes, entendiéndose por criterios a algo tan simple como el predecir la inclinación apropiada en un corte o en un terraplén, la pendiente apropiada es la más escarpada en tanto que el talud se sostenga sin caerse.

Los problemas relacionados con la estabilidad de laderas naturales difieren radicalmente de los que se presentan en taludes proyectados por los ingenieros. Las diferencias importantes radican en primer lugar, en la naturaleza de los materiales involucrados y en segundo lugar, en todo un conjunto de circunstancias que dependen de cómo se formó el talud y de su historia y de las influencias antrópicas que ejerce en la actualidad o haya ejercido en el pasado.

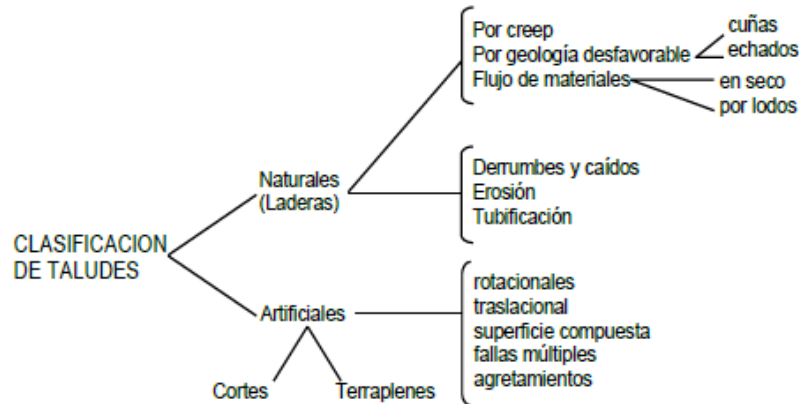
Mecanismos de falla en taludes

Se denomina deslizamiento a la rotura y al desplazamiento del suelo situado debajo de un talud, que origina un movimiento hacia abajo y hacia afuera de toda la masa que participa del mismo.

Los deslizamientos pueden producirse de distintas maneras, es decir en forma lenta o rápida, con o sin provocación aparente, etc. Generalmente se producen como consecuencia de excavaciones o socavaciones en el pie del talud. Sin embargo, existen otros casos donde la falla se produce por desintegración gradual de la estructura del suelo, aumento de las presiones intersticiales debido a filtraciones de agua, etc.

Rico y del Castillo (1980), proponen una clasificación de falla en taludes y laderas, que se muestra en la figura No 6.5.

Figura No 6.5: Clasificación de fallas en taludes y laderas por Rico y del Castillo



Fuente: L. Mendoza (2015), “Estabilidad de taludes”, Curso de Cimentaciones T.E.

Los tipos de fallas más comunes en taludes son:

- Deslizamientos superficiales (creep)
- Movimiento del cuerpo del talud
- Flujos

➤ **Deslizamientos superficiales (creep)**

Cualquier talud está sujeto a fuerzas naturales que tienden a hacer que las partículas y porciones de suelo próximas a su frontera deslicen hacia abajo. Se refiere esta falla al proceso más o menos continuo, y por lo general lento, de deslizamiento ladera abajo que se presenta en la zona superficial de algunas laderas naturales.

El creep suele involucrar a grandes áreas y el movimiento superficial se produce sin una transición brusca entre la parte superficial móvil y las masas inmóviles más profundas. No se puede hablar de una superficie de deslizamiento.

Figura No 6.6: Deslizamiento en un talud por saturación



Fuente: A. De Matteis (2003), “Estabilidad de Taludes” Universidad Nacional de Rosario

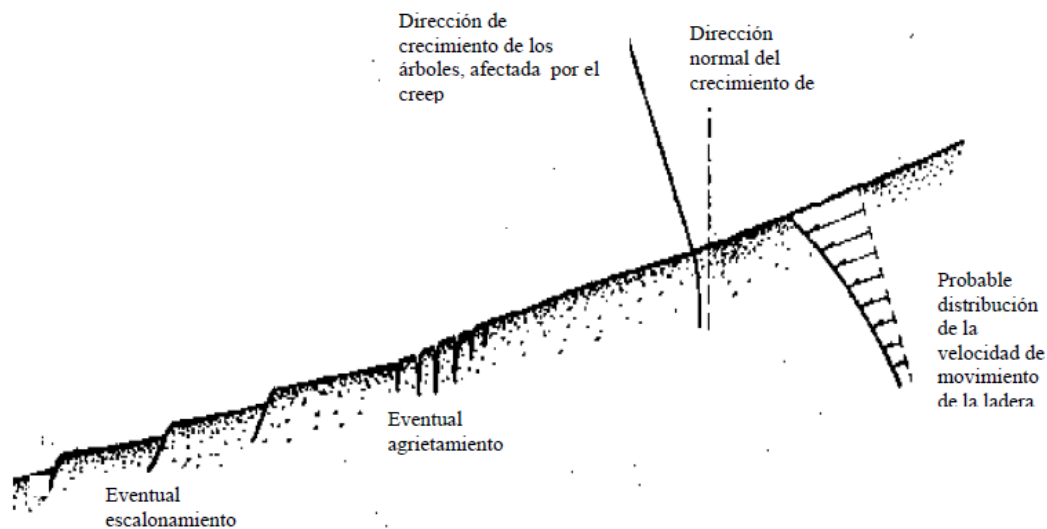
CAPITULO IV

CIMENTACIONES

Existen dos clases de deslizamientos: el **estacional**, que afecta solo a la corteza superficial de la ladera que sufre la influencia de los cambios climáticos en forma de expansiones y contracciones térmicas o por humedecimiento y secado, y el **masivo**, que afecta a capas de tierra más profundas, no interesadas por los efectos ambientales y que, en consecuencia, solo se puede atribuir al efecto gravitacional.

El fenómeno se pone de manifiesto cuando se nota que los árboles y postes están inclinado respecto de la vertical, cuando se evidencian agrietamientos o escalonamientos en el talud, ver figura No 6.7.

Figura No 6.7: Indicadores que indican la presencia de un movimiento superficial (creep)



Fuente: A. De Matteis (2003), "Estabilidad de Taludes" Universidad Nacional de Rosario

Movimiento del cuerpo del talud

Puede ocurrir en taludes movimientos bruscos que afecten a masas considerables de suelo, con superficies de falla que penetran profundamente en su cuerpo. Se considera que la superficie de falla se forma cuando en la zona de su futuro desarrollo actúan esfuerzos cortantes que sobrepasan la resistencia al corte del material; a consecuencia de ello sobreviene la ruptura del mismo, con la formación de una superficie de deslizamiento a lo largo de la cual se produce la falla.

Estos fenómenos se los denomina "deslizamientos de tierras" y puede estudiarse dos tipos bien diferenciados.

➤ **Falla Rotacional**

En primer lugar se define una superficie de falla curva, a lo largo de la cual ocurre el movimiento del talud (ver figura No 6.8a). Esta superficie forma un trazo con el plano del papel que puede asimilarse, por facilidad y sin mayor error a una circunferencia, aunque pueden existir formas

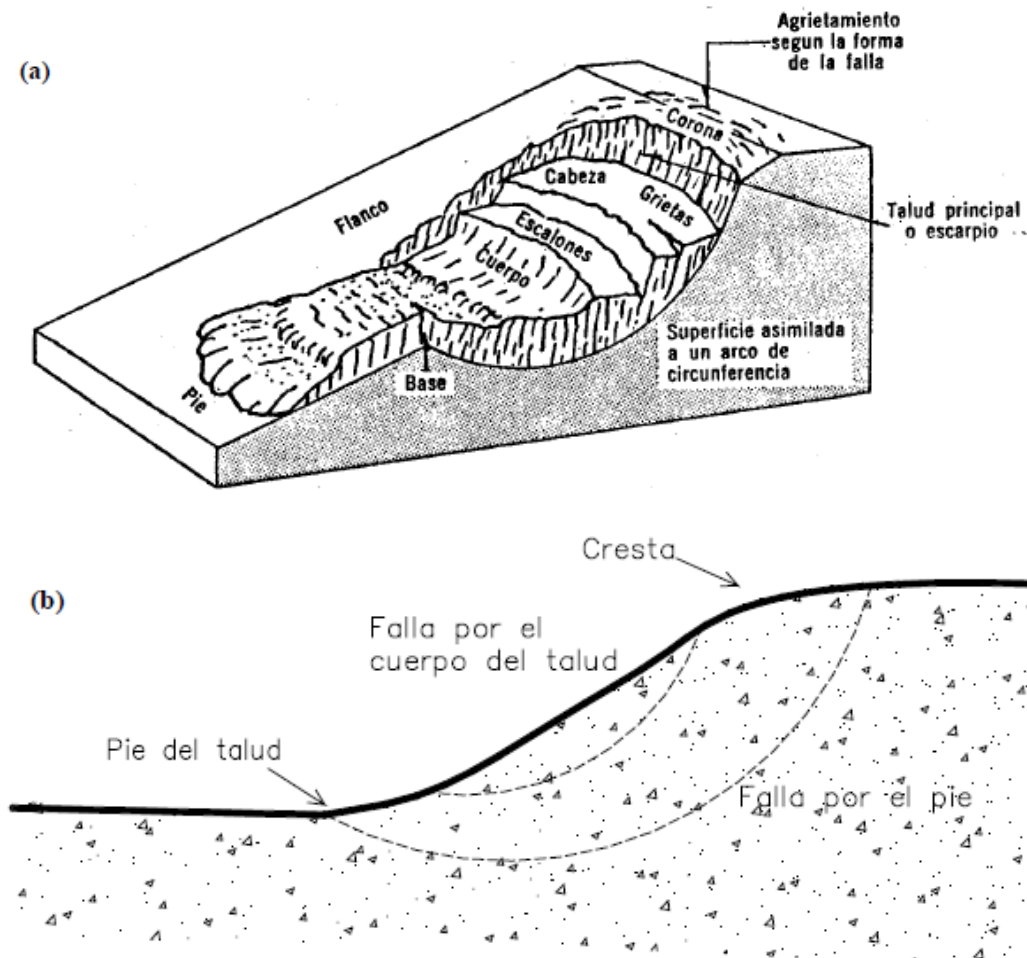
CAPITULO IV
CIMENTACIONES

algo diferentes, en la que por lo general influye la secuencia geológica local, el perfil estratigráfico y la naturaleza de los materiales. Estas fallas son llamadas de rotación.

Este tipo de fallas ocurren por lo común en materiales arcillosos homogéneos o en suelos cuyo comportamiento mecánico esté regido básicamente por su fracción arcillosa. En general afectan a zonas relativamente profundas del talud, siendo esta profundidad mayor cuanto mayor sea la pendiente.

Las fallas por rotación se denominan según donde pasa el extremo de la masa que rota (ver figura No 6.8b). Puede presentarse pasando la superficie de falla por el cuerpo del talud (falla local), por el pie, o adelante del mismo afectando al terreno en que el talud se apoya (falla en la base). Cabe señalar que la superficie de este último tipo de falla puede profundizarse hasta llegar a un estrato más resistente o más firme de donde se encuentra el talud, provocando en este punto un límite en la superficie de falla.

Figura No 6.8: (a) Nomenclatura de una zona de falla, (b) Distintos tipos de falla



Fuente: A. De Matteis (2003), "Estabilidad de Taludes" Universidad Nacional de Rosario

➤ **Falla Traslacional**

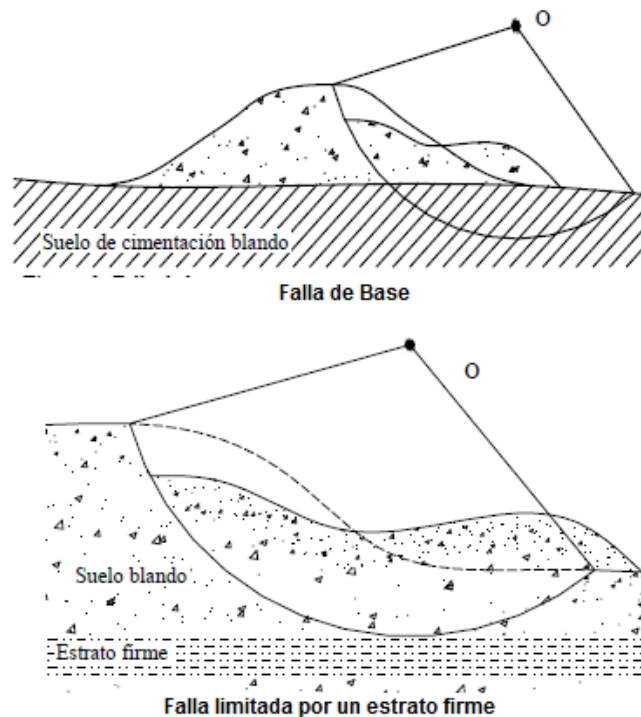
Estas fallas por lo general consisten en movimientos traslacionales importantes del cuerpo del talud sobre superficies de falla básicamente planas, asociadas a la presencia de estratos poco resistentes localizados a poca profundidad del talud. La superficie de falla se desarrolla en forma paralela al estrato débil y se remata en sus extremos con superficies curvas que llegan al exterior formando agrietamientos, ver figura No 6.9.

Los estratos débiles que favorecen estas fallas son por lo común de arcillas blandas o de arenas finas o limos no plásticos sueltos. Con mucha frecuencia, la debilidad del estrato está ligada a elevadas presiones de poro en el agua contenida en las arcillas o a fenómenos de elevación de presión de agua en estratos de arena (acuíferos). En este sentido, las fallas pueden estar ligadas también al calendario de las temporadas de lluvias de la región.

Las fallas del material en bloque, muchas veces están asociadas a discontinuidades y fracturas de los materiales que forman un corte o una ladera natural, siempre en añadidura al efecto del estrato débil subyacente, ver figura No 6.10.

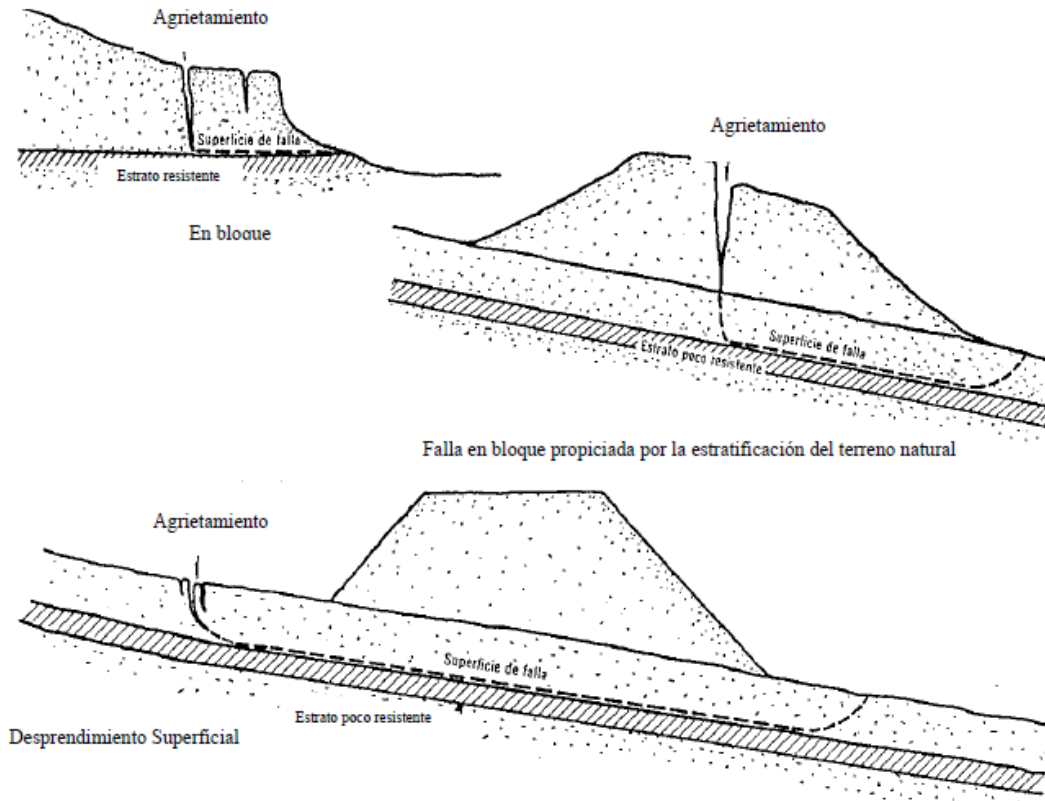
Las fallas de una franja superficial son típicas de laderas naturales formadas por materiales arcillosos, producto de la meteorización de las formaciones originales. Se suelen provocar por el efecto de la sobrecarga impuesta por un terraplén construido sobre la ladera. En estas fallas el movimiento ocurre casi sin distorsión.

Figura No 6.9: Falla Traslacional según la superficie de deslizamiento



Fuente: A. De Matteis (2003), "Estabilidad de Taludes" Universidad Nacional de Rosario

Figura No 6.10: Tipos de fallas traslacionales



Fuente: A. De Matteis (2003), "Estabilidad de Taludes" Universidad Nacional de Rosario

➤ **Flujos**

Se refiere este tipo de falla a movimientos más o menos rápidos de una parte de la ladera natural, de tal manera que el movimiento en sí y la distribución aparente de velocidades y desplazamientos se asemeja al comportamiento de un líquido viscoso.

La superficie de deslizamiento o no es distinguible o se desarrolla durante un lapso relativamente breve. Es también frecuente que la zona de contacto entre la parte móvil y las masas fijas de la ladera sea una zona de flujo plástico.

El material susceptible de fluir puede ser cualquier formación no consolidada, y así el fenómeno puede presentarse en fragmentos de roca, depósitos de talud, suelos granulares finos o arcillas francas; también son frecuentes los flujos en lodo.

Los flujos de tierra (materiales no demasiados húmedos) generalmente ocurren al pie de los deslizamientos del tipo rotacional en el cuerpo del talud. Por lo común estos deslizamientos retienen a la vegetación original, así como la estratigrafía y aspecto general de la formación en la que ocurrió el deslizamiento.

CAPITULO IV CIMENTACIONES

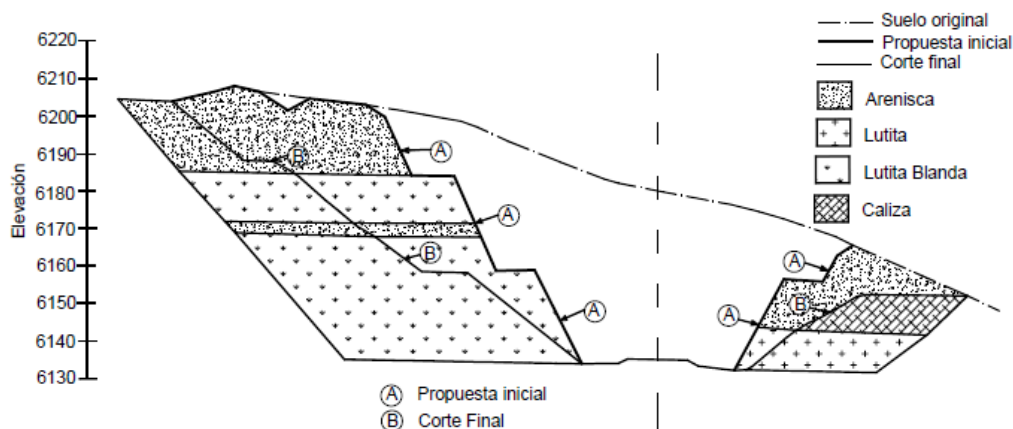
6.2 Elementos a tomar en cuenta en el diseño de taludes

El diseño o conformación de un talud (ver figura No 6.11) es una de las técnicas más utilizadas para garantizar la estabilidad de un talud especialmente en carreteras.

Para garantizar la estabilidad de un talud es necesario considerar diversos criterios tales como:

- Determinar la forma del talud
 - Altura.
 - Pendientes.
 - Bermas.
- Manejo de aguas de escorrentía (drenajes superficiales).
- Protección de la superficie (Bioingeniería o recubrimientos).
- Obras de control geotécnico (Subdrenajes, muros, etc).

Figura No 6.11: La conformación de un talud requiere de un análisis para determinar las pendientes y bermas



Fuente: J. Suárez, "Deslizamientos", Capítulo 8: Conformación de la Superficie del Talud

6.3 Estudios necesarios para diseñar taludes

Cuando se pretende conformar y analizar taludes se deben tener en cuenta los siguientes tópicos:

- Dimensiones previstas (profundidad y longitud de los taludes).
- Posición de nivel freático y condiciones hidrológicas.
- Litología y estructura geológica.
- Requisitos del proyecto (taludes a largo o corto plazo).

La información anterior es recopilada llevando a cabo una investigación del lugar de manera organizada, que contenga como mínimo los siguientes pasos:

1. Reconocimiento previo del sitio:

CAPITULO IV

CIMENTACIONES

El reconocimiento visual provee información de las condiciones existentes en el talud y sus cercanías, que ayuda realizar un análisis real con base a la información recopilada. Por lo tanto, es importante definir los aspectos que deberán formar parte del reconocimiento visual, los cuales son: pendientes y alturas del talud, presencia de erosión, presencia de vegetación, identificar si existe el fenómeno de reptación, presencia de agua superficial o canales de escorrentía, grietas, estratificación del suelo y construcciones cercanas.

2. Análisis de la información existente:
Se deberá considerar la existencia de sobrecargas (magnitud y ubicación), puesto que en el análisis de estabilidad se debe incluir la influencia de dichas fuerzas externas, llamándose a estas, a cualquier obra civil que le ejerza una carga al talud
3. Topografía:
Permite conocer el relieve y alturas mediante curvas de nivel.
4. Estudio Geológico:
Permite conocer la disposición de los materiales y estratos del terreno o formaciones geológicas, agrupándolas por sus características litológicas.
5. Investigación geotécnica:
 - La extensión de la investigación debe ser mínimo el doble del área que se presume va a afectarse
 - Se realizaran calicatas (pozos a cielo abierto) en suelos, rocas muy meteorizadas con el fin de obtener los materiales y tomar muestras inalteradas.
 - Se ejecutaran sondeos a lo largo del talud, de forma que se investigue como mínimo la corona, el cuerpo y el pie del mismo. El número dependerá de la complejidad geológica y de la longitud del talud. En los sondeos se tomaran muestras para realizar ensayos de laboratorio y se instalaran tuberías piezométricas para medir los niveles de agua.
 - Como regla general los sondeos debe llegar por debajo de la superficie de falla.
 - Además es recomendable realizar sísmica de refracción a lo largo del perfil del talud con los siguientes objetivos:
 - Proporciona datos necesarios para estimar Rapiabilidad.
 - Determinar Espesores de materiales alterados, etc. (Debe realizarse en toda la longitud del talud o al menos en tramos representativos).

En la unidad No 8 correspondiente al capítulo de Estudio Geotécnico, se brindan criterios para la determinación del número de sondeos, ubicación y profundidad en taludes.

Los ensayos más característicos para el diseño o estudio de los taludes son los de clasificación, identificación, corte directo en suelos y en rocas estudios de las discontinuidades y compresión simple.

6. Modelación matemática
7. Análisis y diseño

6.4 Criterios para el diseño de taludes

Uno de los objetivos principales del estudio de la estabilidad de taludes es el diseño de taludes topográficamente estables.

Se recomienda que los diseños no sean ciegos, sino que obedezcan a un conocimiento muy claro de los factores básicos y mecanismos de falla. Un sistema que funcionó exitosamente en un sitio, no necesariamente es aplicable en otro.

La geometría ideal del talud debe garantizar:

- Un equilibrio de masas o de volúmenes de talud que garantice un factor de seguridad suficiente de acuerdo a los criterios requeridos de estabilidad.
- Velocidad baja de la escorrentía para que la fuerza tractiva del agua en movimiento no sea capaz de generar erosión de los suelos superficiales.

A continuación se abordaran criterios para la determinación de la geometría del talud, específicamente la pendiente y el establecimiento de las bermas (de ser necesario), de cuyo diseño depende la estabilidad de los taludes.

Determinación de la Pendiente

Para determinar la pendiente que garantice la estabilidad de un talud pueden utilizarse diversos enfoques:

1. Determinación de la pendiente de acuerdo al ángulo de fricción interna del material. Generalmente, se especifica una pendiente entre $2/3\phi$ a $3/4\phi$. La pendiente no debe ser superior a ϕ , a menos que la cohesión sea suficiente para garantizar ese ángulo.
2. Determinar la pendiente mediante un análisis de equilibrio límite del talud, en tal forma que se cumpla con un factor de seguridad determinado, utilizando modelos matemáticos determinísticos como los de Fellenius, Bishop, Janbu o tantos otros, es una práctica de ingeniería muy utilizada; sin embargo, no siempre se dispone de información geotécnica suficiente y se puede requerir utilizar criterios empíricos generales.
3. Utilizar una pendiente típica considerando la geología del lugar, teniendo en cuenta algunas de las características del suelo o macizo rocoso. Existe gran cantidad de tablas en la literatura geotécnica, las cuales pueden utilizarse con las limitaciones propias de una tabla elaborada con materiales diferentes a los del sitio, como los existentes en Hong Kong y la ciudad de Los Ángeles.
4. Definiendo las pendientes y alturas de acuerdo al comportamiento de taludes similares en la misma formación geológica.
5. El uso de sistemas semi-empíricos requiere de mucho cuidado, especialmente si la experiencia no proviene de taludes en las mismas condiciones topográficas, climáticas y geotécnicas. Por ejemplo, para cortes y terraplenes en carreteras se pueden utilizar como referencia los lineamientos proporcionados por el departamento de carretas de Japón, ver tablas No 6.1 y 6.2.

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Tabla No 6.1: Pendientes típicas para taludes en corte
(Departamento de Carreteras de Japón)

Material	Propiedades	Altura del Corte	Pendiente Sugerida
Roca dura			0.3H:1V a 0.8H:1V
Roca blanda			0.5H:1V a 1.2H:1V
Arena	Poco densa		1.5H:1V a 2H: 1V
	Denso	Menos de 5	0.8H:1V a 1H:1V
Suelo arenoso		5 a 10	1H:1V a 1.2H:1V
	Poco denso	Menos de 5	1H:1V a 1.2H:1V
		5 a 10	1.2H:1V a 1.5H:1V
	Densa	Menos de 10	0.8H:1V a 1H:1V
Mezcla de arena con grava o masas de roca		10 a 15	1H:1V a 1.2H:1V
	Poco densa	Menos de 10	1H:1V a 1.2H:1V
		10 a 15	1.2H:1V a 1.5H:1V
Suelos cohesivos		0 a 10	0.8H:1V a 1.2H:1V
Suelos cohesivos mezclados con masa de roca o bloques.		Menos de 5	1H:1V a 1.2H:1V
		5 a 10	1.2H:1V a 1.5H:1V

Fuente: J. Suárez, “Deslizamientos”, Capítulo 8: Conformación de la Superficie del Talud

Tabla No 6.2: Pendientes típicas para taludes en terraplenes
(Departamento de Carreteras de Japón)

Material	Altura	Pendiente Sugerida
Arena o grava de buena calidad	Menos de 5	1.5H:1V a 1.8H:1V
SW, GM, GC, GW, GP	5 a 15	1.8H:1V a 2H:1V
Arena de mala calidad SP	Menos de 10	1.8H:1V a 2H:1V
	Menos de 10	1.5H:1V a 1.8H:1V
Material rocoso	10 a 20	1.8H:1V a 2H:1V
	Menos de 5	1.5H:1V a 1.8H:1V
Suelos arcillosos de buena calidad	5 a 10	1.8H:1V a 2H:1V

Fuente: J. Suárez, “Deslizamientos”, Capítulo 8: Conformación de la Superficie del Talud

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

6. Para el diseño de la pendiente se debe analizar a detalle las condiciones de litología, estructura y meteorización de los materiales constitutivos del talud, tomando en cuenta los siguientes factores:

- *Formación Geológica*
A mayor competencia de la roca se permiten mayores pendientes y mayores alturas. Las areniscas, calizas y rocas ígneas duras y sanas, permiten taludes casi verticales y grandes alturas. Los esquistos y lutitas no permiten taludes verticales.
- *Meteorización*
Al aumentar la meteorización se requieren taludes más tendidos, es decir, pendientes menores.
- *Microestructura y estructura geológica*
A menos que las discontinuidades se encuentren bien cementadas, las pendientes de los taludes no deben tener ángulos superiores al buzamiento de las diaclasas o planos de estratificación, ver figura No 6.12.
Entre menos espaciadas sean las discontinuidades se requieren pendientes menores de talud.
Para materiales muy fracturados se requieren taludes, alturas y bermas similares a los que se recomiendan para materiales meteorizados complicados y heterogéneos, y tienden a deteriorarse con el tiempo. Los suelos residuales, por la presencia de discontinuidades estructurales, son especialmente difíciles de manejar.
- *Niveles freáticos y comportamiento hidrológico*
Los suelos saturados no permiten taludes superiores a 2H:1V a menos que tengan una cohesión alta.
- *Sismicidad*
En zonas de amenaza sísmica alta no se deben construir taludes semiverticales o de pendientes superiores a 1/2H: 1V, a menos que se trate de rocas muy sanas. Las cargas del sismo pueden producir reducción en la resistencia al cortante del suelo.

Si la resistencia del suelo se reduce en menos del 15% por acción de la carga sísmica se puede hacer un análisis seudoestático de estabilidad del talud. En el análisis seudoestático el efecto del sismo se representa simplemente aplicando una carga estática horizontal a la masa de falla potencial.

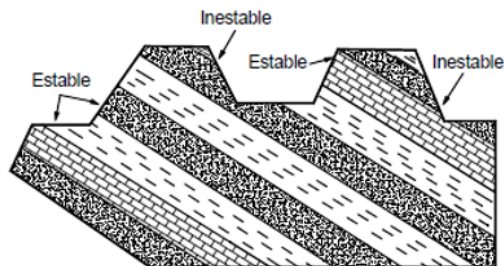
Si la reducción en la resistencia del suelo es más del 15% como resultado de las cargas cíclicas, se recomienda realizar un análisis dinámico para estimar las deformaciones y la pérdida de resistencia.

CAPITULO IV CIMENTACIONES

- *Factores antrópicos*
En zonas urbanas no se recomienda construir taludes con pendientes superiores a 1H:1V y las alturas entre bermas no deben ser superiores a 5.0 metros.
- *Presencia de materiales arcillosos*
Los suelos que contengan cantidades importantes de arcillas activas tipo montmorillonita, requieren de pendientes de talud inferiores a 2H:1V. Los suelos con caolinita permiten generalmente taludes hasta 1H:1V.

Los taludes con riesgo de vidas humanas deben tener factores de seguridad muy altos.

Figura No 6.12: Taludes en corte con tendencia a la estabilidad o inestabilidad de acuerdo a su localización con respecto al buzamiento de la estratificación.

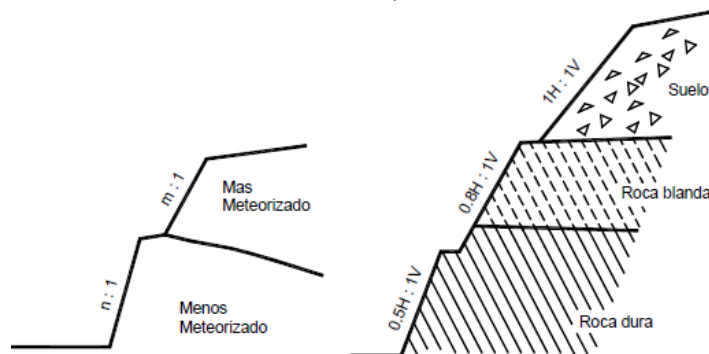


Fuente: J. Suárez, "Deslizamientos", Capítulo 8: Conformación de la Superficie del Talud

Taludes de pendiente combinada

En la mayoría de los casos la resistencia y calidad de los materiales varía de acuerdo a la profundidad de la excavación y se requiere tener en cuenta estas diferencias para definir la pendiente. La solución más utilizada es la construcción de pendientes combinadas de acuerdo a las características del material (figura No 6.13).

Figura No 6.13: Pendientes variables para taludes en suelos residuales



Fuente: J. Suárez, "Deslizamientos", Capítulo 8: Conformación de la Superficie del Talud

CAPITULO IV CIMENTACIONES

En la mayoría de los casos, se requiere que las pendientes sean menores en la parte superior o cabeza del talud donde los materiales se encuentran más descompuestos o son menos resistentes. Se recomienda para cortes de gran altura establecer ángulos diferentes de pendiente para el pie y la cabeza del corte adaptándolos a la intensidad del proceso de meteorización.

TERRACEO DEL TALUD (BERMAS)

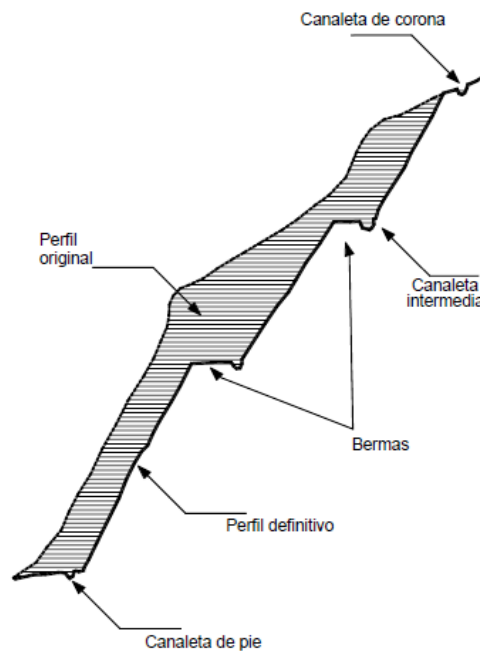
El terraceo se puede realizar con el propósito de controlar la erosión y facilitar el establecimiento de la vegetación, o para aumentar el factor de seguridad (Figura No 6.14).

La altura de las gradas es generalmente de 5 a 7 metros y cada grada debe tener una cuneta revestida para el control del agua superficial. El sistema de cunetas a su vez debe conducir a una estructura de recolección y entrega con sus respectivos elementos de disipación de energía.

Generalmente, en suelos residuales la grada superior debe tener una pendiente menor, teniendo en cuenta que el suelo subsuperficial es usualmente, el menos resistente. Las terrazas son muy útiles para control de aguas de escorrentía. Al construir las terrazas, el talud puede quedar dividido en varios taludes de comportamiento independiente, produciéndose taludes estables.

El sistema de bermas es una forma de terraceo. Se construyen bermas intermedias en los sitios de cambio de pendiente y en los sitios donde se requiera para garantizar un factor de seguridad adecuado contra deslizamiento. La localización y ancho de las bermas depende del propósito de las bermas.

Figura No 6.14: Estabilización por conformación del talud



Fuente: J. Suárez, "Deslizamientos", Capítulo 8: Conformación de la Superficie del Talud

El objetivo de las bermas puede ser:

- ***El manejo de aguas de escorrentía y control de erosión***

Estas bermas generalmente tienen un ancho 1 a 2 metros y se colocan a diferentes alturas como se mencionó anteriormente varían entre 5 y 7 metros, dependiendo de la calidad de los suelos y coincidiendo con sitios de cambio de pendiente del talud.

En suelos erosionables la berma debe tener una pendiente de 5 a 10% hacia adentro del talud y se debe construir una cuneta revestida en su parte interior para el control y manejo de las aguas de escorrentía (ver figura No 6.14). La pendiente longitudinal de la berma debe ser superior al 3% para garantizar la salida eficiente y rápida del agua recolectada.

- ***Aumentar el factor de seguridad contra deslizamiento.***

En ocasiones, se requiere la construcción de bermas de gran ancho en suelos cohesivos para aumentar los factores de seguridad al deslizamiento. En suelos granulares (arenosos o gravosos) se debe preferir disminuir la pendiente del talud o construir bermas que pueden ser inestables por la pendiente del talud entre ellas.

Al construir las terrazas el talud puede quedar dividido en varios taludes de comportamiento independiente, los cuales a su vez deben ser estables. Como criterio general las gradas inferiores pueden tener mayor pendiente y ésta debe disminuir hacia la parte superior del talud donde el suelo residual es menos competente.

En todos los casos debe considerarse el efecto que se puede tener sobre los taludes arriba y abajo de la terraza a excavar.

Criterios Generales para el Diseño de Bermas

Para el diseño de bermas se deben tener en cuenta los siguientes criterios:

- ***Formación geológica***

Se deben colocar bermas anchas en los sitios de cambios bruscos de litología.

- ***Meteorización***

Al aumentar la meteorización se requieren taludes con menores alturas entre bermas y mayor ancho de las gradas.

- ***Factores antrópicos***

En zonas urbanas las alturas entre bermas no deben ser superiores a 5.0 metros.

- ***Microestructura y estructura geológica***

Mantos de suelo blandos o perfiles muy meteorizados: se puede requerir construir una berma ancha en el sitio de cambio de litología.

- ***Minerales de arcilla***

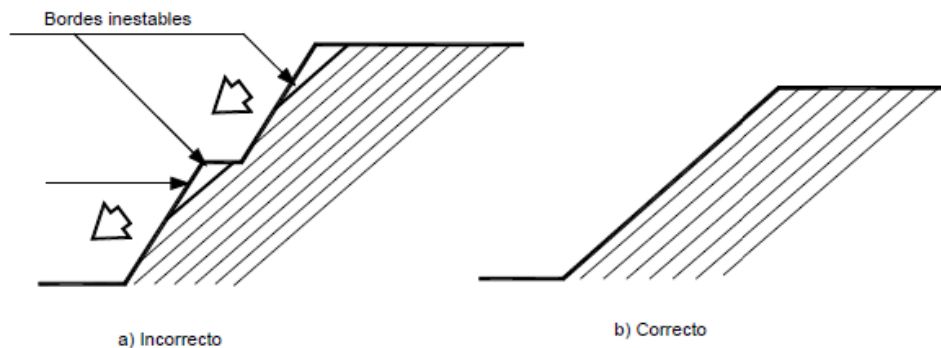
CAPITULO IV CIMENTACIONES

Las alturas entre bermas en suelos arcillosos no deben ser superiores a 5 metros y las gradas deben tener un ancho mínimo de 4 metros.

La pendiente, localización y tamaño de las bermas o terrazas debe ser consistente con la estructura del material (Figura No 6.15). Si la estructura incluye estratificación subhorizontal, las bermas deben ser horizontales y las pendientes dependen de la resistencia interna de los materiales, ver figura No 6.16.

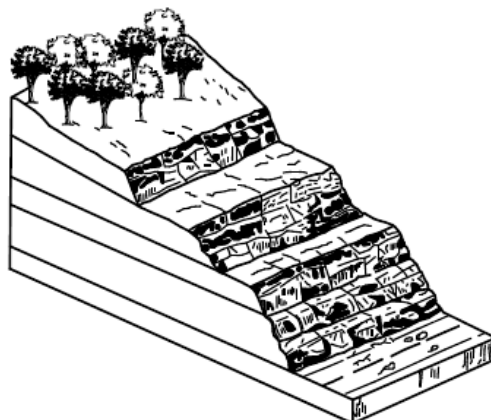
En la figura No 6.15a es evidente que al realizar los cortes en el talud, en las bermas resultan bordes inestables debido a que se genera una pendiente muy pronunciada con respecto al buzamiento de la estratificación, lo correcto es mostrado en la figura No 6.15b.

Figura No 6.15: Cortes en taludes con juntas semi-paralelas a la topografía del terreno.



Fuente: J. Suárez, "Deslizamientos", Capítulo 8: Conformación de la Superficie del Talud

Figura No 6.16: Terraceo en taludes en roca con estratificación subhorizontal.

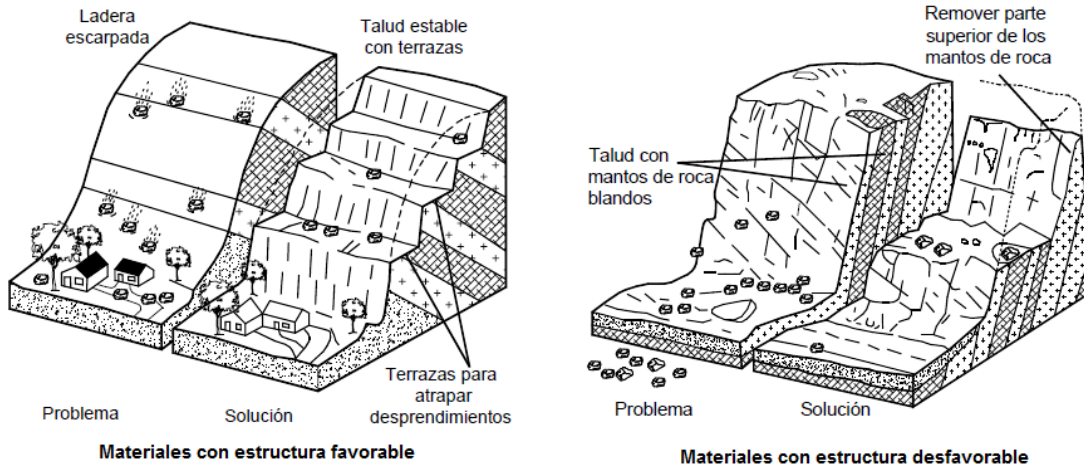


Fuente: J. Suárez, "Deslizamientos", Capítulo 8: Conformación de la Superficie del Talud

Si la estructura es desfavorable, las pendientes deben coincidir con las fracturas o planos de estratificación. Si la estructura es favorable, puede ser eficiente construir varias bermas de pequeño ancho (Figura No 6.17).

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

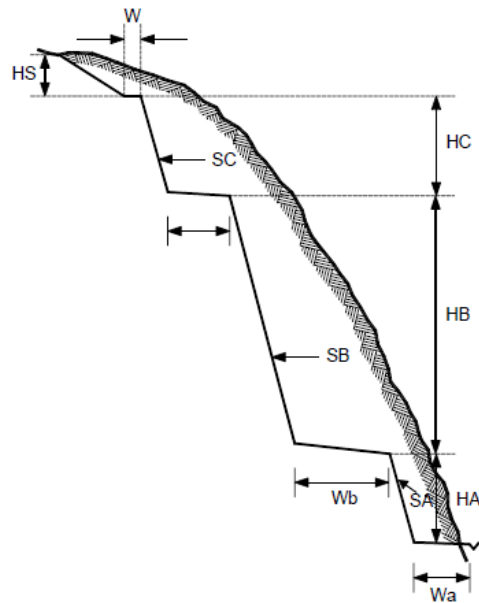
Figura No 6.17: Terraceo en materiales con estructura desfavorable



Fuente: J. Suárez, "Deslizamientos", Capítulo 8: Conformación de la Superficie del Talud

En la figura No 6.18 se muestra criterios para el diseño de bermas utilizadas en USA, la figura es complementada con la tabla No 6.3, donde se dan valores para cada elemento.

Figura No 6.18: Criterios para el diseño de taludes en roca (West Virginia U.S.A.)



Fuente: J. Suárez, "Deslizamientos", Capítulo 8: Conformación de la Superficie del Talud

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Tabla No 6.3: Criterios para el diseño de taludes en roca (West Virginia U.S.A.)

Tipo de Roca	Alturas		Anchos		Taludes	
	Ha	Hb - Ha	Wa	Wa - Wb	Sa	Sb - Sc
Cortes en lutitas intercaladas con areniscas	2 a 6	6 a 10	0 a 10	6 a 12	½ : 1	¼ : 1 a 1
Areniscas	3 a 10	10 a 14	0 a 6	6 a 10	¼ : 1	¼ : 1
Areniscas sobre lutitas (cortes altos)	3 a 10	10 a 14	0 a 8	6 a 12	¼ : 1	¼ : 1 a 1
Areniscas y lutita, cortes moderados	3 a 14	6 a 14	0 a 6	6 a 10	1 : 1	¼ : 1
Cortes en lutita	3 a 8	6 a 10	0 a 10	6 a 10		½: 1 a 2:1

Fuente: J. Suárez, "Deslizamientos", Capítulo 8: Conformación de la Superficie del Talud

6.5 Métodos de análisis de estabilidad de taludes

Existe una gran cantidad de metodologías para la modelación matemática, la cual depende del objetivo del análisis y de los resultados que se deseen obtener. Los objetivos principales del análisis matemático de los taludes son los siguientes:

- Determinar las condiciones de estabilidad del talud (si es estable o inestable, y el margen de estabilidad).
- Investigar los mecanismos potenciales de falla (analizar cómo ocurre la falla).
- Determinar la sensibilidad o susceptibilidad de los taludes a diferentes mecanismos de activación (Efecto de las lluvias, sismos, etc.).
- Comparar la efectividad de diferentes opciones de remediación o estabilización, y su efecto sobre la estabilidad del talud.
- Diseñar los taludes óptimos en término de seguridad, confiabilidad y economía.

Metodologías para análisis de estabilidad

Dentro de las metodologías disponibles se encuentran los métodos de equilibrio límite, los métodos numéricos y los métodos dinámicos para análisis de caídos de roca y flujos, entre otros. Los métodos numéricos son la técnica que muestra la mejor aproximación al detalle de las condiciones de estabilidad en la mayoría de casos de evaluación de estabilidad de taludes. Sin embargo, los métodos de equilibrio límite, son más sencillos de utilizar y permiten analizar los casos de falla traslacional y de falla rotacional, así como fallas de inclinación y fallas en cuña.

Igualmente, los métodos de equilibrio límite permiten análisis combinado con técnicas probabilísticas (Stead y otros, 2000).

En el caso de sistemas de falla complejos, es conveniente utilizar metodologías de modelación que tengan en cuenta los factores que producen los movimientos.

Los factores que generan el deslizamiento pueden ser complejos y muy difíciles de modelar; Sin embargo, con el objeto de analizar esas situaciones complejas, existen algunas herramientas utilizando elementos finitos, diferencias finitas, elementos discretos y modelos dinámicos.

Clasificación de los métodos de cálculo

Los métodos de cálculo para analizar la estabilidad de un talud se pueden clasificar en dos grandes grupos.

- **Métodos de cálculos en deformaciones:**
Consideran en el cálculo las deformaciones del terreno además de las leyes de la estática. Su aplicación práctica es de gran complejidad y el problema debe estudiarse aplicando el “el método de elementos finitos” u otros métodos numéricos.
- **Método de equilibrio límite:**
Se basan exclusivamente en las leyes de la estática para determinar el estado de equilibrio de una masa de terreno parcialmente inestable. No tiene en cuenta las deformaciones del terreno. Suponiendo que la resistencia al corte se moviliza total y simultáneamente a lo largo de la superficie de corte.

Se pueden clasificar a la vez en dos grupos:

- **Métodos exactos:**
La aplicación de las leyes de la estática proporciona una solución exacta del problema con la única salvedad de las simplificaciones propias de todos los métodos de equilibrio límite (ausencia de deformaciones, factor de seguridad constante en toda la superficie de rotura). Esto solo es posible en casos de geometría sencilla como por ejemplo: la rotura planar y roturas de cuñas.
- **Métodos no exactos:**
En la mayor parte de los casos la geometría de la superficie de rotura no permite obtener una solución exacta del problema mediante la única aplicación de las ecuaciones de estática. El problema es hiperestático y ha de hacerse alguna simplificación o hipótesis previa que permita su resolución.

Se puede distinguir aquí entre los métodos que consideran el “equilibrio global de la masa deslizante”, hoy prácticamente en desuso y los métodos de dovelas que consideran a la masa deslizante dividida en una serie de fajas verticales.

En el primer caso la hipótesis previa suele hacerse respecto a la distribución de tensiones normales en la superficie de deslizamiento. Tal es el caso de “Método del círculo de fricción de rozamiento”.

CAPITULO IV

CIMENTACIONES

En los métodos de dovelas dicha distribución no es un dato del problema sino un resultado de su resolución. Las hipótesis previas se refieren generalmente a las fuerzas laterales entre las dovelas y existen una gran variedad de métodos que consideran diferentes hipótesis.

Los métodos de las dovelas se pueden clasificar en dos grupos:

1. Métodos aproximados:

No cumplen todas las ecuaciones de la estática. Se pueden citar como ejemplo los métodos:

- Fellenius
- Janbu
- Bishop Simplificado

2. Métodos precisos o completos: cumplen todas las ecuaciones de la estática, los más conocidos son:

- Morgenstern-Price
- Spencer
- Bishop riguroso

• Métodos probabilísticos:

Considera la probabilidad de rotura de un talud bajo unas condiciones determinadas. Es necesario conocer las funciones de distribución de los diferentes valores considerados como variables aleatorias en los análisis (lo que supone su mayor dificultad por la gran cantidad de datos necesarios, dadas las incertidumbres sobre las propiedades de los materiales) realizándose a partir de ellas los cálculos de factores de seguridad mediante procesos iterativos. Se obtienen las funciones de densidad de probabilidad y distribución de probabilidad del factor de seguridad y curvas de estabilidad de talud, con el factor de seguridad asociado a una determinada probabilidad de ocurrencia.

La elección del método de análisis más adecuado en cada caso dependerá de:

- Las características geológicas y geomecánicas de los materiales (suelo o macizos rocosos)
- Los datos disponibles del talud y su entorno (geométricos, geológicos, geomecánicos, hidrológicos, etc)
- Alcance y objetivo del estudio, grado de detalle y resultados que se espera tener.

Análisis de Equilibrio Límite

Un análisis de equilibrio límite permite obtener un factor de seguridad, o a través de un análisis regresivo obtener los valores de la resistencia al cortante en el momento de la falla. Una vez se han determinado las propiedades de resistencia al cortante de los suelos, las presiones de poro y otras propiedades del suelo y del talud, se puede proceder a calcular el factor de seguridad de éste. Este análisis de estabilidad consiste en determinar si existe suficiente resistencia en los suelos del talud para resistir los esfuerzos de cortante que tienden a causar la falla o deslizamiento.

Lo descrito anteriormente se puede resumir a través de la aplicación de los siguientes tres pasos:

CAPITULO IV

CIMENTACIONES

1. Se establece una hipótesis sobre el mecanismo de la falla que se producirá. Ello incluye tanto la forma de la superficie de falla como una descripción cinemática completa de los movimientos que se producirían sobre ella y un análisis detallado de las fuerzas motoras.
2. Se adapta una ley de resistencia para el suelo. Las leyes en uso en la actualidad ya han sido suficiente discutidas. Con base en las leyes se podrán analizar las fuerzas resistentes disponibles.
3. Se establece algún procedimiento matemático de confrontación para definir si el mecanismo de falla propuesto podrá ocurrir o no bajo la acción de las fuerzas motoras, mencionando el efecto de las fuerzas resistentes.

La mayoría de los métodos de equilibrio límite tienen en común la comparación de las fuerzas o momentos resistentes y actuantes sobre una determinada superficie de falla. Las variaciones principales de los diversos métodos son el tipo de superficie de falla y la forma cómo actúan las fuerzas internamente sobre la superficie de falla.

$$FS = \frac{\text{Fuerzas estabilizadoras}}{\text{Fuerzas desestabilizadoras}} \quad \text{ó} \quad FS = \frac{\text{tensiones tangenciales resistentes}}{\text{tensiones tangenciales deslizantes}}$$

Una vez evaluado el coeficiente de seguridad de la superficie de rotura supuesta es necesario analizar otras superficies de rotura, cinemáticamente posibles hasta encontrar aquella que contenga el menor coeficiente de seguridad el cual se admite como Superficie potencial de rotura del talud.

Parámetros utilizados en los análisis de Equilibrio límite

Los modelos tienen en cuenta los factores primarios que afectan la estabilidad. Estos factores incluyen geometría del talud, parámetros geológicos, presencia de grietas de tensión, cargas dinámicas por acción de sismos, flujo de agua, propiedades de resistencia y peso específicos de los suelos, etc.

Sin embargo, no todos los factores que afectan la estabilidad de un talud se pueden cuantificar para incluirlos en un modelo matemático de Equilibrio límite. Por lo tanto, hay situaciones en las cuales un enfoque de límite de equilibrio no produce resultados satisfactorios.

Condiciones drenadas o no drenadas

Las fallas de los taludes pueden ocurrir en condiciones drenadas o no drenadas. Si la inestabilidad es causada por cambios en la carga, tal como la remoción de materiales de la parte baja del talud o aumento de las cargas en la parte superior, en suelos de baja permeabilidad, estos pueden no tener tiempo suficiente para drenar durante el tiempo en el cual ocurre el cambio de carga. En ese caso se dice que las condiciones son *no drenadas*.

Generalmente, los suelos tienen permeabilidades suficientes para disipar las presiones de poro en exceso y se comportan en condiciones drenadas.

Para razones normales de carga, que equivalen a meses o semanas, se tiene:

- Suelos con permeabilidades mayores de 10^{-4} cm/s, se pueden considerar drenadas.
- Suelos con permeabilidades menores de 10^{-7} cm/s, se consideran no drenadas.

CAPITULO IV

CIMENTACIONES

- Las permeabilidades intermedias se consideran parcialmente drenadas.

Duncan (1996) recomienda que para los taludes en los cuales la causa de la falla es el aumento de la presión de poros debida a las lluvias, el problema debe analizarse como condición drenada.

Para determinar las condiciones de drenaje Duncan (1996) sugiere utilizar la siguiente expresión:

$$T = C_v t / D^2$$

Donde:

T = factor adimensional

C_v = coeficiente de consolidación

t = tiempo de drenaje

D = Longitud del camino de drenaje o distancia de salida del agua al cambio de presiones.

Si T es mayor de 3 la condición es drenada.

Si T es menor de 0.01 la condición es no drenada.

Si T está entre 0.01 y 3.0 ocurre drenaje parcial durante el tiempo de cambio de cargas.

En este caso deben analizarse ambas condiciones. El caso drenado y el caso no drenado.

Análisis con esfuerzos totales o efectivos

Los problemas de estabilidad de taludes pueden analizarse suponiendo sistemas de esfuerzos totales o efectivos. En principio, siempre es posible analizar la estabilidad de un talud utilizando el método de presión efectiva, porque la resistencia del suelo es gobernada por las presiones efectivas tanto en la condición drenada, como en la condición no drenada. Pero en la práctica sin embargo es virtualmente imposible determinar con precisión cuales son los excesos de presión de poro que se van a generar por los cambios en las cargas (excavaciones, colocación de rellenos o cambios en el nivel de agua).

Debido a esta razón no es posible desarrollar análisis precisos de estabilidad en estas condiciones, utilizando procedimientos de esfuerzos efectivos. Sin embargo, se puede trabajar todo el análisis utilizando presiones efectivas, sin que se requiera especificar los valores de los excesos de poro en las condiciones no drenadas.

Resistencias al cortante

La resistencia al cortante para utilizar en los análisis puede ser medida de dos formas:

- a) En el laboratorio o en ensayos de campo, en tal forma que las cargas aplicadas, sean lo suficientemente lentas para que se produzca drenaje.
- b) En el laboratorio utilizando ensayos consolidados no drenados.

Las envolventes de falla determinadas usando estos dos métodos se han encontrado que son las mismas para todos los fines prácticos (Bishop y Bjerrum, 1960).

CAPITULO IV

CIMENTACIONES

Estudios realizados por Skempton revelan que las resistencias drenadas pico de arcillas sobreconsolidadas duras, son mayores en el laboratorio que las resistencias drenadas que pueden ser movilizadas en el campo en un periodo de tiempo.

Skempton recomienda realizar los ensayos remoldeando la arcilla en el laboratorio a un contenido de agua cercano al límite líquido, reconsolidándolo en el laboratorio y midiendo la resistencia en una condición normalmente consolidada. En los casos en los cuales ya ha ocurrido la falla del talud, se recomienda utilizar las resistencias residuales (Skempton, 1970, 1977, 1985).

Para suelos parcialmente saturados tales como arcillas compactadas o suelos arcillosos por encima del nivel freático, las resistencias no drenadas deben obtenerse utilizando ensayos no consolidados no drenados en muestras con el mismo grado de saturación que el suelo en el campo. La envolvente de falla para esos suelos generalmente, es curva y por lo tanto es importante utilizar el mismo rango de presiones de confinamiento en los ensayos de laboratorio que en el campo.

Para suelos que son completamente saturados, el ángulo de fricción para condiciones no drenadas es igual a cero. La resistencia no drenada para suelos saturados puede ser determinada de ensayos no consolidados no drenados.

Pesos unitarios y presiones de poro

Los problemas de estabilidad de taludes pueden formularse correctamente en términos de esfuerzos totales, utilizando pesos unitarios totales y límites externos de presión de poros.

Los pesos específicos totales son pesos húmedos por encima del nivel freático y saturado por debajo del nivel freático. En el caso de que se utilicen pesos sumergidos, se debe ignorar la presencia de nivel freático.

Las condiciones de presión de poros son generalmente, obtenidas de las características de las aguas subterráneas y pueden especificarse para los análisis utilizando los siguientes métodos:

1) Superficie freática

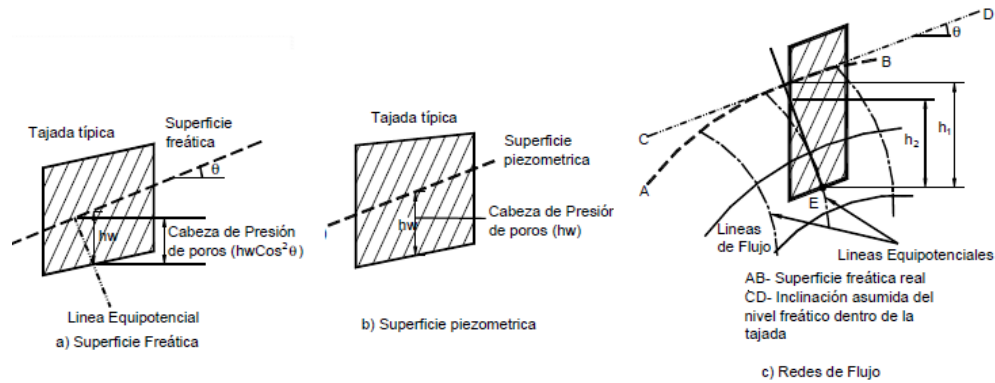
Esta superficie o línea en dos direcciones se define como el nivel libre del agua subterránea. En una superficie freática la presión de poros es calculada de acuerdo a las condiciones de estado de régimen permanente (Steady-state), de acuerdo al diagrama que se muestra en la figura No 6.19. Este concepto se basa en la suposición de que todas las líneas equipotenciales sean ortogonales. Entonces, si la inclinación del segmento de superficie freática es θ y la distancia vertical entre el punto y la superficie freática es h_w , entonces la presión de poros está dada por la expresión $u = \gamma_w(h_w \cos^2 \theta)$. En el caso de líneas freáticas de gran pendiente, el cálculo anterior puede resultar sobre estimado y se requiere tener en cuenta que las líneas equipotenciales tienden a ser curvas.

2) Datos piezométricos

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Es la especificación de presiones de poros en puntos discretos dentro del talud y la utilización de un esquema de interpolación para estimar las presiones de poro requeridas a cualquier punto. Las presiones piezométricas pueden determinarse mediante piezómetros, redes de flujo o soluciones numéricas, utilizando diferencias finitas o elementos finitos. Aunque este sistema está disponible solamente en muy pocos de los programas de computador existentes, se recomienda por su confiabilidad para representar las condiciones reales en el campo (Chugh, 1981).

Figura No 6.19: Representación de la presión de poros.



Fuente: J. Suárez, "Deslizamientos". Capítulo 4: Análisis de Estabilidad

3) Relación de presión de poros

Este es un método muy simple y popular para normalizar el valor de la presión de poros en un talud de acuerdo a la definición:

$$r_u = \frac{u}{\sigma_v}$$

Donde:

u = presión de poros

σ_v = Esfuerzo total vertical del suelo a una profundidad z

Este factor se implementa fácilmente, pero la mayor dificultad está asociada con la asignación de este parámetro a diferentes partes del talud. En ocasiones, el talud requiere de una extensiva subdivisión en regiones con diferentes valores de r_u .

4) Superficie piezométrica

Esta superficie se define para el análisis de una determinada superficie de falla. Debe tenerse claridad en que la superficie piezométrica no es la superficie freática y que el método de calcular la presión de poros es diferente para los dos casos. En la superficie piezométrica, la presión de poros es la distancia vertical entre la superficie piezométrica indicada y el punto de análisis (figura No 6.19).

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

5) *Presión de poros constante*

Este procedimiento puede utilizarse si el Ingeniero desea especificar una presión de poros constante en una determinada capa de suelo. Este sistema puede utilizarse para analizar la estabilidad de rellenos colocados sobre suelos blandos, durante la construcción donde se generan presiones de poro, de acuerdo a la teoría de la Consolidación.

Grietas de tensión en los análisis de estabilidad

La existencia de grietas de tensión aumenta la tendencia de un suelo a fallar, la longitud de la superficie de falla a lo largo de la cual se genera resistencia es reducida y adicionalmente la grieta puede llenarse con agua, en el caso de lluvias.

La profundidad de las grietas de tensión puede determinarse de acuerdo a la siguiente expresión:

$$Z_c = \frac{2c}{\gamma} \tan^2\left(45 + \frac{1}{2}\phi\right)$$

Donde:

Z_c = profundidad de la grieta de tensión

c = cohesión

γ_s = peso específico del suelo

ϕ = ángulo de fricción

Generalmente se recomienda la utilización de parámetros efectivos.

La presencia de grietas de tensión dificulta en forma considerable la confiabilidad de los análisis cuando no se tiene en cuenta este factor. Las grietas de tensión son muy importantes y profundas en cortes de taludes, donde existe un alivio de presiones de confinamiento al ejecutarse la excavación.

En la tabla No 6.4 se presentan algunos métodos de análisis universalmente conocidos para el cálculo del Factor de Seguridad.

Tabla No 6.4: Métodos de análisis de estabilidad de taludes

Método	Superficies de falla	Equilibrio	Características
Talud infinito	Rectas	Fuerzas	Bloque delgado con nivel freático, falla paralela a la superficie.
Bloques o cuñas	Cuñas con tramos rectos	Fuerzas	Cuñas simples, dobles o triples analizando las fuerzas que actúan sobre cada cuña.
Espiral logarítmica (Frohlich, 1953)	Espiral logarítmica	Fuerzas y momentos	Superficie de falla en espiral logarítmica. El radio de la espiral varía con el ángulo de rotación.
Arco circular, (Fellenius, 1922)	Circulares	Momentos	Círculo de falla, el cual se analiza como un solo bloque. Se requiere que el suelo sea cohesivo ($\phi = 0$).

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Ordinario o de Fellenius (Fellenius 1927)	Circulares	Fuerzas	No tiene en cuenta las fuerzas entre dovelas.
Bishop simplificado (Bishop 1955)	Circulares	Momentos	Asume que todas las fuerzas de cortante entre dovelas son cero.
Janbú Simplificado (Janbú 1968)	Cualquier forma	Fuerzas	Asume que no hay fuerza de cortante entre dovelas.
Sueco Modificado. U.S. Army Corps of Engineers (1970)	Cualquier forma	Fuerzas	Las fuerzas entre dovelas tienen la misma dirección que la superficie del terreno.
Lowe y Karafiath (1960)	Cualquier forma	Fuerzas	Las fuerzas entre dovelas están inclinadas a un ángulo igual al promedio de la superficie del terreno y las bases de las dovelas.
Spencer (1967)	Cualquier forma	Momentos y fuerzas	La inclinación de las fuerzas laterales son las mismas para cada tajada, pero son desconocidas.
Morgenstern y Price (1965)	Cualquier forma	Momentos y fuerzas	Utiliza el método de las dovelas para calcular la magnitud de un coeficiente sísmico requerido para producir la falla.
Sarma (1973)	Cualquier forma	Momentos y fuerzas	Utiliza el método de las dovelas para calcular la magnitud de un coeficiente sísmico requerido para producir la falla.

Fuente: J. Suárez, "Deslizamientos", Capítulo 4: Análisis de Estabilidad

Fundamentos para el análisis de estabilidad de taludes

El problema de estabilidad de equilibrio límite se puede estudiar a partir de considerar el análisis de un bloque o masa total (se usa en materiales homogéneos y analizan la componente de fuerzas en un punto) y la masa dividida en rebanadas o fajas verticales:

Análisis de un Bloque

Las fuerzas actuando sobre un plano de rotura o deslizamiento potencial, (ver figura No 6.20) suponiendo que no existen fuerzas externas sobre el talud son:

- Peso del material
- Cohesión
- Fricción del plano

Si se analiza el fenómeno en base a la figura No 6.20 el coeficiente de seguridad del sistema viene dado por:

$$FS = \frac{\text{Fuerzas estabilizadoras}}{\text{Fuerzas desestabilizadoras}} \text{ o } FS = \frac{(R_c + R_\phi)}{s}$$

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

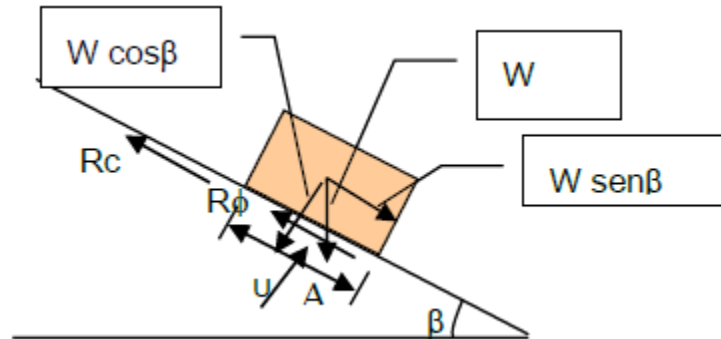
Donde:

R_c = fuerzas cohesivas = CA

R_ϕ = fuerzas friccionales = $W \cos \beta \tan \phi$

S = fuerzas que tienden al deslizamiento = $W \sin \beta \tan \phi$

Figura No 6.20: Bloque deslizante



Fuente: L. Mendoza (2015), "Estabilidad de taludes", Curso de Cimentaciones T.E.

Fuerzas desestabilizadoras:

- Componente del peso actuando en la dirección del plano de rotura $W \sin \beta$.
- Resultante de las presiones intersticiales o del agua, U, que actúa en la posible superficie de rotura.
- Cargas externas estáticas y dinámicas ejercidas sobre el talud contrarias a la estabilidad.

Fuerzas estabilizadoras:

- Resistencia al esfuerzo cortante del terreno debida a la cohesión y rozamiento interno movilizados a lo largo de la superficie de rotura.
- Componente del peso actuando normal a la superficie de rotura $W \cos \beta$.
- Fuerzas exteriores a favor de la estabilidad.

Método de las rebanadas (dovelas)

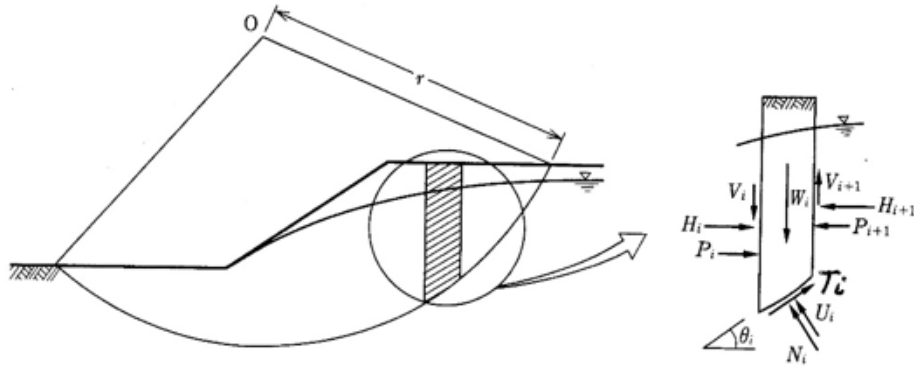
El método de las rebanadas es un método para analizar la estabilidad de un talud en dos dimensiones. La masa que se desliza por encima de la fractura se divide en gran número de rebanadas. Las fuerzas actuando en cada rebanada se obtienen de considerar el equilibrio mecánico de cada una, ver figura No 6.21.

$$M_A = r \sum_{i=1}^n W_i \sin \theta_i \quad M_R = r \sum_{i=1}^n (c_i + \sigma_i \tan \phi_i)$$

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^n (c_i + \sigma_i \tan \phi_i)}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \theta_i}$$

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Figura No 6.21: Análisis de dovelas

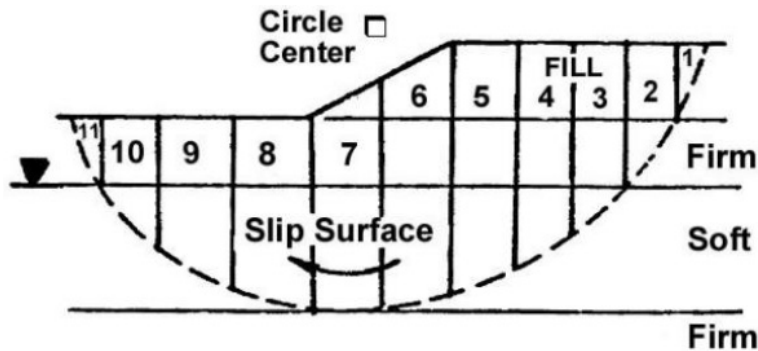


Fuente: L. Mendoza (2015), "Estabilidad de taludes", Curso de Cimentaciones T.E.

El procedimiento para aplicar el método de dovelas (cálculo manual) es el siguiente:

1. Dibuje la sección a escala natural
2. Seleccione un círculo de falla
3. Divida la masa en 10 a 15 tajadas verticales (ver figura No 6.22)

Figura No 6.22: Método de dovelas



Fuente: L. Mendoza (2015), "Estabilidad de taludes", Curso de Cimentaciones T.E.

4. Calcule el peso total de cada dovela (W_T)
5. Calcule las fuerzas resistentes: $N \tan \phi - uL$ (fricción) y cL (cohesión), para cada dovela.
6. Calcule la fuerza tangente (T) para cada dovela.
7. Sume las fuerzas resistentes y las fuerzas actuantes y calcule el factor de seguridad.

A continuación se presentan diversos métodos para el análisis de estabilidad de taludes.

Método de Talud Infinito

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

El método se basa en la hipótesis de que la longitud de una rotura plana superficial paralela al talud puede considerarse infinita con respecto al espesor deslizado. Este método se utiliza generalmente para el análisis de laderas naturales.

Para su análisis basta con analizar una sección como la que se muestra en la figura No 6.23. Analizando lo que sucede en una sección o rebanada del talud sometido lateralmente a los empujes ya sea de su peso propio en la base. El peso produce una fuerza tangencial deslizante (la componente del peso paralela al talud) y al mismo tiempo genera un mecanismo de rozamiento (debida a la componente normal), función del rozamiento interno del terreno, que se opone al deslizamiento mediante su componente tangencial (o paralela al talud) a esta componente resistente hay que añadir en su caso, la posible existencia de una fuerza resistente debida a la cohesión.

Analizando el elemento de la figura No 6.23 y realizando una igualdad de fuerzas resistentes y actuantes se obtiene la siguiente expresión:

$$FS = \frac{c + (\gamma_z + \gamma_w h) \cos^2 \beta \tan \phi}{\gamma Z \sin \beta \cos \beta}$$

Simplificando para un talud seco de suelos sin cohesión ($c = 0$) se tiene que:

$$FS = \frac{\tau}{S} = \frac{\sigma_n \tan \phi}{S} = \frac{\tan \phi}{\tan \beta}$$

$$\sigma_n = \frac{W \cos \beta}{l}$$

$$S = \frac{W \sin \beta}{l}$$

$$\sigma_n = \gamma H \cos^2 \beta$$

$$\therefore S = \gamma H \sin \beta \cos \beta$$

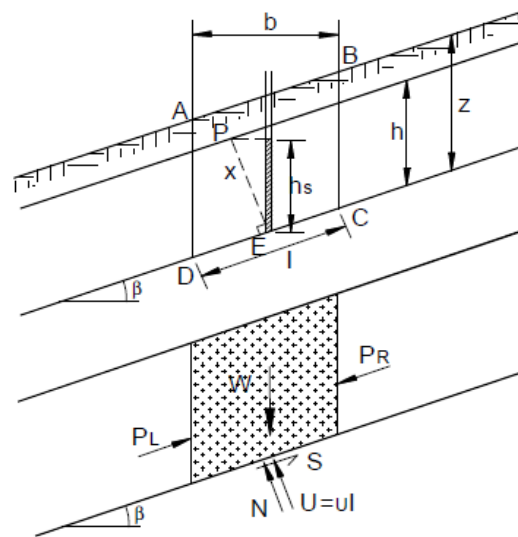
Donde:

l = es la longitud de la base de la rebanada.

ϕ = el ángulo de rozamiento efectivo.

γ = el peso volumétrico del terreno

Figura No 6.23: Análisis de estabilidad en taludes infinitos



Fuente: J. Suárez, "Deslizamientos", Capítulo 4: Análisis de Estabilidad

Si para el caso anterior el nivel de agua se encuentra en la superficie del terreno y por lo tanto el suelo se encuentra totalmente saturado y la cohesión es cero, se obtiene la siguiente expresión:

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

$$FS = \frac{\gamma' \tan \phi}{\gamma \tan \beta}$$

Donde:

γ' = peso volumétrico sumergido
 γ = peso volumétrico saturado

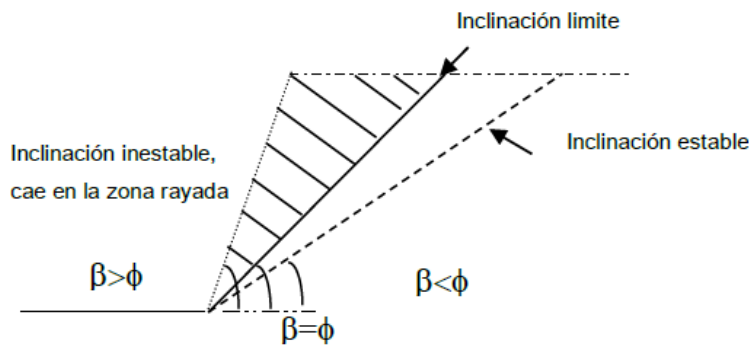
Taludes en arenas limpias

Un talud formado por arena seca y limpia es estable, independientemente de su altura, con tal que su ángulo de inclinación (β), sea menor que el ángulo de fricción interna de la arena correspondiente a su compacidad y demás condiciones, ver figura No 6.24. En este caso el riesgo de falla se puede expresar por medio de un factor de seguridad:

$$FS = \frac{\tan \phi}{\tan \beta}$$

Para que exista equilibrio, no puede existir un talud en arena seca y limpia con un ángulo de inclinación superior a ϕ , independientemente de su altura.

Figura No 6.24: Taludes en arena



Fuente: L. Mendoza (2015), "Estabilidad de taludes", Curso de Cimentaciones T.E.

Método de la masa total. Método de Taylor, suelos puramente cohesivos

Utiliza superficies de rotura en dos dimensiones (falla de tipo rotacional) y representa el problema real en taludes de altura finita, cuando no existen zonas de terreno que definen claramente el desarrollo de la superficie de rotura. Ver figura No 6.25.

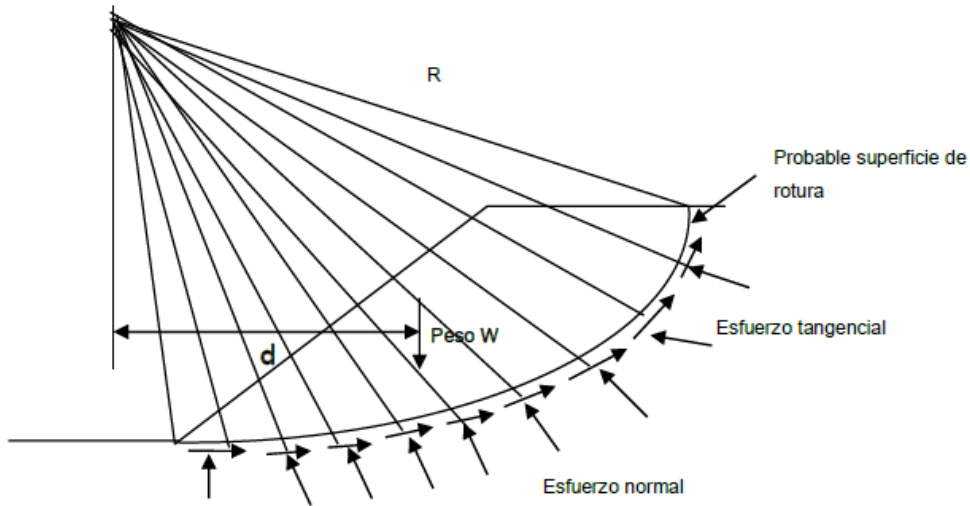
Sobre la superficie de rotura se ejercen las acciones siguientes:

- El esfuerzo tangencial distribuido sobre la superficie de rotura, de resultante $\tau(R_c + R_\phi)$.

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

- El esfuerzo normal distribuido sobre dicha superficie, de resultante N.

Figura No 6.25: Método de Taylor para estabilidad de Taludes



Fuente: L. Mendoza (2015), "Estabilidad de taludes", Curso de Cimentaciones T.E.

Con la definición de coeficiente de seguridad, FS y considerando el criterio de rotura de Mohr-Coulomb y un terreno homogéneo, la resistencia tangencial movilizada para llegar al equilibrio estricto será:

$$\tau = \frac{c}{F} + \frac{\sigma_n \tan \phi}{F}$$

O en términos de las resistencias desarrolladas:

$\tau = c + \sigma_n \tan \phi$, como es un suelo puramente cohesivo, no existe fricción

Por lo que los esfuerzos distribuidos en la superficie de rotura puede sustituirse por:

M_A = Momentos actuantes = sumatoria de Wd

M_R = Momentos resistentes = cLR

c = cohesión

l = longitud del arco del círculo

R = radio del círculo

En el momento de la falla incipiente $M_A = M_R$

$$FS = \frac{M_r}{M_A} = \frac{cLR}{\Sigma Wd}$$

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Método Ordinario o de Fellenius

Conocido también como método Sueco, método de las Dovelas o método U.S.B.R.

Este método asume superficies de falla circulares, divide el área de falla en tajadas verticales, obtiene las fuerzas actuantes y resultantes para cada tajada y con la sumatoria de estas fuerzas obtiene el Factor de Seguridad.

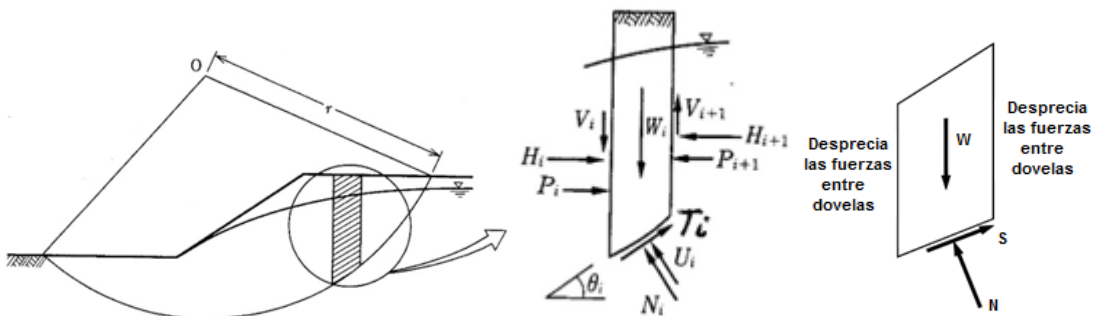
Las fuerzas que actúan sobre una dovela son (Figura No 6.26):

- a. El peso o fuerza de gravedad, la cual se puede descomponer en una tangente y una normal a la superficie de falla.
- b. Las fuerzas resistentes de cohesión y fricción que actúan en forma tangente a la superficie de falla.
- c. Las fuerzas de presión de tierras y cortante en las paredes entre dovelas, las cuales no son consideradas por Fellenius, pero sí son tenidas en cuenta en otros métodos de análisis más detallados.

El factor de seguridad está dado por:

$$FS = \frac{M_R}{M_A} = \frac{\sum \{c_i l_i + (W_i \cos \theta_i - u_i l_i) \tan \phi\}}{\sum W_i \sin \theta_i}$$

Figura No 6.26: Fuerzas que actúan sobre una dovela en los métodos de dovelas.

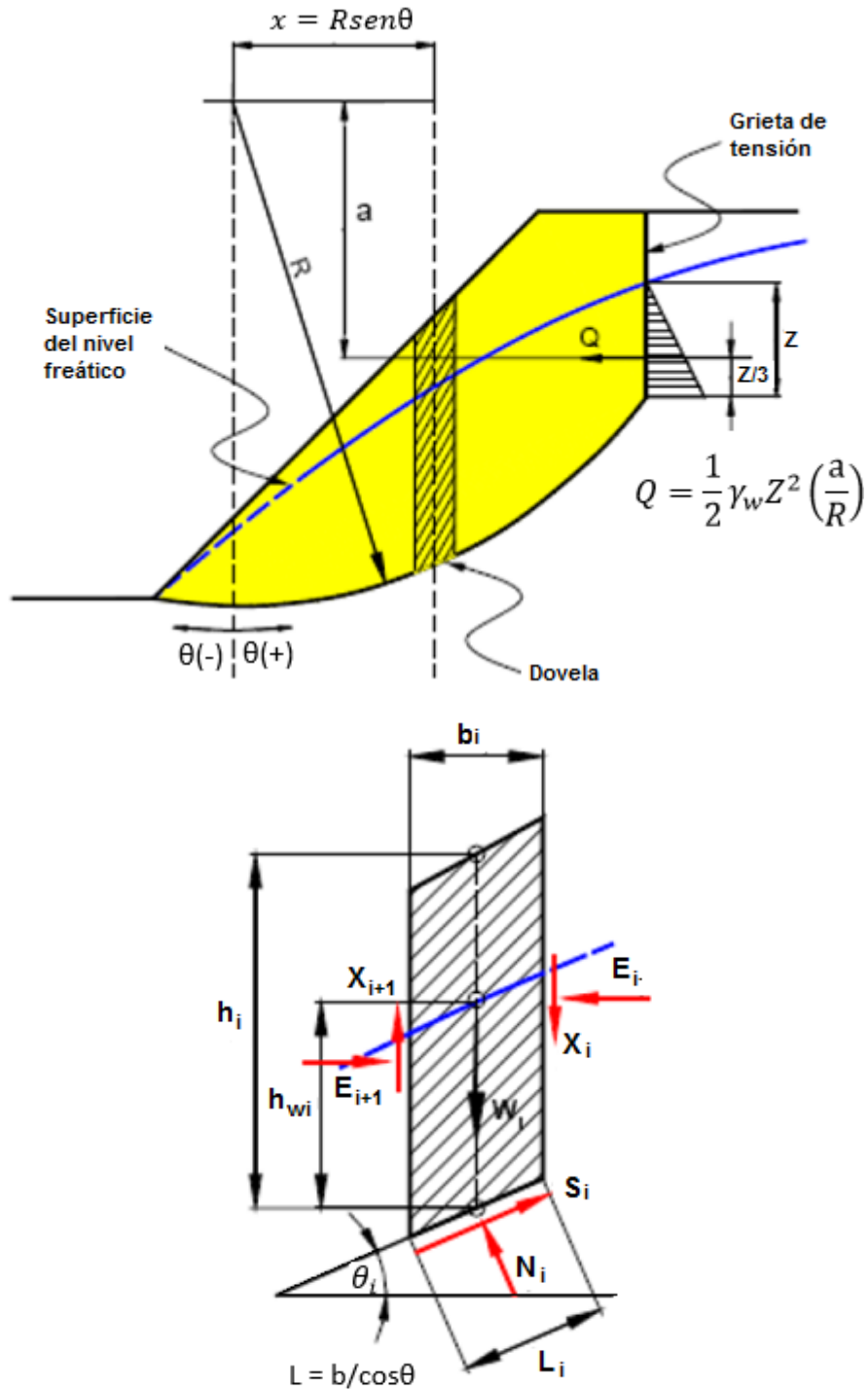


Fuente: J. Suárez, "Deslizamientos", Capítulo 4: Análisis de Estabilidad

Quando existe agua es necesario tomarlo en cuenta en el análisis por lo que para ver el efecto se debe estudiar los esquemas mostrados en la figura No 6.27:

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Figura No 6.27: Fuerzas que actúan sobre una dovela en los métodos de dovelas.



Fuente: L. Mendoza (2015), "Estabilidad de taludes", Curso de Cimentaciones T.E.

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

El factor de seguridad con presencia del nivel freático, se define:

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^n (c_i L_i + (W_i \cos \theta_i - u_i L_i) \tan \phi)}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \theta_i + \frac{1}{2} \gamma_w Z^2 \left(\frac{a}{R} \right)}$$

Donde:

θ = Ángulo del radio del círculo de falla con la vertical bajo el centroide en cada dovela.

W = peso total de cada dovela

u = presión de poros = $\gamma_w h_{wi}$

L = longitud del arco de círculo en la base de la dovela

c, ϕ = parámetros de resistencia del suelo

La tabla No 6.5 muestra el cálculo del factor de seguridad para el método de Fellenius.

Tabla No 6.5: Método de Análisis de Fellenius

Slice	A_i (m ²)	W_i (kN/m)	θ_i (°)	l_i (m)	$W_i \sin \theta_i$ (kN/m)	$c'_i l_i$ (kN/m)	$W_i \cos \theta_i$ (kN/m)	$W_i \cos \theta_i \tan \phi'_i$ (kN/m)	$c'_i l_i + W_i \cos \theta_i \tan \phi'_i$ (kN/m)
1	0.42	7.0	-28.2	1.37	-3.3	13.7	6.2	2.3	16.0
2	2.15	35.9	-20.9	2.14	-12.8	21.4	33.5	12.2	33.6
3	3.35	55.9	-12.4	2.05	-12.0	20.5	54.6	19.9	40.4
4	5.26	87.8	-4.1	2.01	-6.3	20.1	87.6	31.9	52.0
5	7.93	132.4	4.1	2.01	9.5	20.1	132.1	48.1	68.2
6	10.02	167.3	12.4	2.05	35.9	20.5	163.4	59.5	80.0
7	11.49	191.9	20.9	2.14	68.5	21.4	179.2	65.2	86.6
8	12.25	204.6	30.0	2.31	102.3	23.1	177.2	64.5	87.6
9	12.11	202.2	40.0	2.61	130.0	26.1	154.9	56.4	82.5
10	9.32	155.6	51.8	3.23	122.3	32.3	96.3	35.1	67.4
11	2.65	44.3	65.2	3.38	40.2	33.8	18.6	6.8	40.6
					474.3				654.9

$$F_s = \frac{654.9}{474.3} = 1.38$$

Fuente: L. Mendoza (2015), "Estabilidad de taludes", Curso de Cimentaciones T.E.

Método de Bishop

Bishop (1955) presentó un método utilizando Dovelas y teniendo en cuenta el efecto de las fuerzas entre las Dovelas, Bishop asume que las fuerzas entre dovelas son horizontales (Figura No 6.28); o sea que no tiene en cuenta las fuerzas de cortante.

La solución rigurosa de Bishop es muy compleja y por esta razón se utiliza una versión simplificada de su método, de acuerdo a la expresión:

$$FS = \frac{\sum \frac{cb + (W - ub) \tan \phi}{M_i}}{\sum W \sin \theta}$$

Donde:

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

$$M_i = \cos \theta \left(1 + \frac{\tan \theta \tan \phi}{F_s} \right)$$

b = ancho de la dovela

W = peso de cada dovela

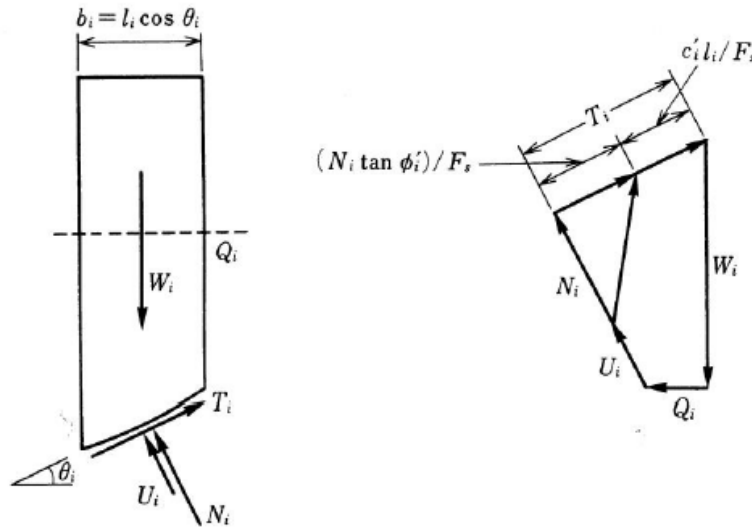
c, ϕ = parámetros de resistencia del suelo

u = presión de poros en la base de cada dovela = $\gamma_w h_w$

θ = ángulo del radio y la vertical en cada dovela

Como se puede observar en la ecuación el término factor de seguridad F_s se encuentra tanto en la izquierda como en la derecha de la ecuación, se requiere un proceso de iteración para calcular el factor de seguridad.

Figura No 6.28: Esquema de fuerzas sobre una dovela en el método de Bishop simplificado (Duncan y Wrigth, 2005)



Fuente: L. Mendoza (2015), "Estabilidad de taludes", Curso de Cimentaciones T.E.

La principal restricción del método de Bishop simplificado es que solamente considera superficies circulares. Aunque el método solo satisface equilibrio de momentos, se considera que los resultados son muy precisos en comparación con el método ordinario (Fellenius).

El factor de seguridad está definido por:

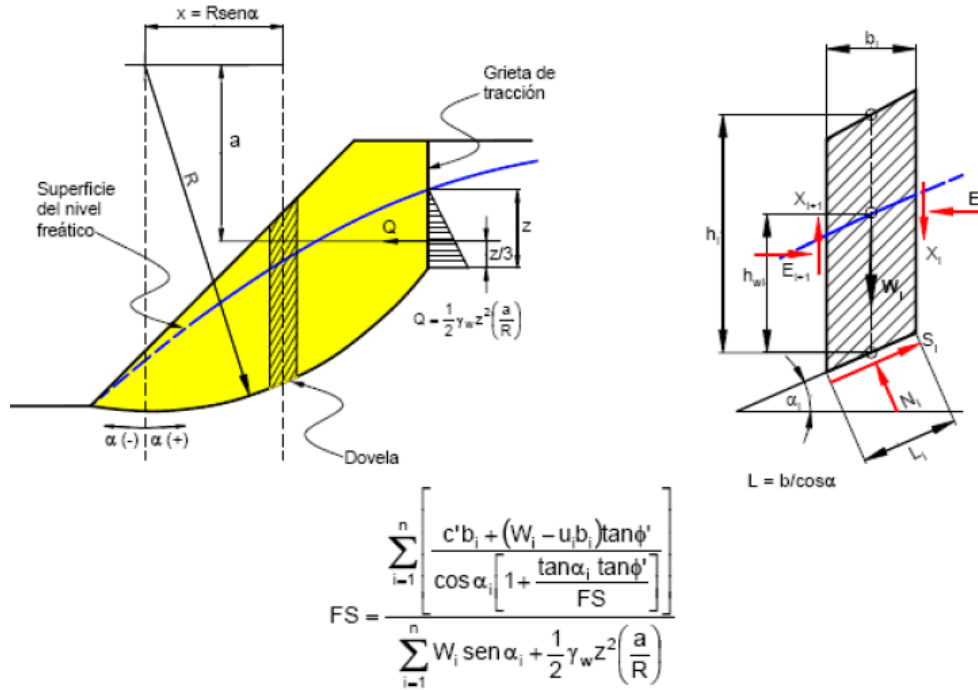
$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n \{ c'_i b_i + (W_i - u_i b_i) \tan \phi'_i \} / M_i}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \theta_i} \quad M_i = \cos \theta_i \left(1 + \frac{\tan \phi'_i \tan \theta_i}{F_s} \right)$$

La figura No 6.29 muestra el método en el caso de tener presencia del nivel freático.

En la tabla No 6.6, se muestra la aplicación del método simplificado de Bishop.

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Figura No 6.29: Esquema de fuerzas sobre una dovela en el método de Bishop simplificado (Duncan y Wriqth, 2005)



70

Fuente: L. Mendoza (2015), "Estabilidad de taludes", Curso de Cimentaciones T.E.

Tabla No 6.6: Método de Análisis de Bishop

Slice	$c'_i b_i$ [kN/m]	$W_i \tan \phi'_i$ [kN/m]	$c'_i b_i + W_i \tan \phi'_i$ [kN/m]	M_i			$\frac{c'_i b_i + W_i \tan \phi'_i}{M_i}$ (kN/m)		
				$F_s = 1.38$	$F_s = 1.52$	$F_s = 1.54$	$F_s = 1.38$	$F_s = 1.52$	$F_s = 1.54$
1	12.1	2.5	14.6	0.757	0.769	0.770	19.3	19.0	19.0
2	20.0	13.1	33.1	0.840	0.849	0.850	39.4	39.0	38.9
3	20.0	20.3	40.3	0.920	0.925	0.926	43.8	43.6	43.5
4	20.0	32.0	52.0	0.979	0.980	0.981	53.1	53.1	53.0
5	20.0	48.2	68.2	1.016	1.015	1.014	67.1	67.2	67.3
6	20.0	60.9	80.9	1.033	1.028	1.027	78.3	78.7	78.8
7	20.0	69.9	89.9	1.028	1.020	1.018	87.5	88.1	88.3
8	20.0	74.5	94.5	0.998	0.986	0.984	94.7	95.8	96.0
9	20.0	73.6	93.6	0.936	0.920	0.918	100.0	101.7	102.0
10	20.0	56.6	76.6	0.826	0.807	0.804	92.7	94.9	95.3
11	14.2	16.1	30.3	0.659	0.637	0.634	45.9	47.5	47.7
							721.8	728.6	729.8

1st trial: $F_s = \frac{721.8}{474.3} = 1.52$

2nd trial: $F_s = \frac{728.6}{474.3} = 1.54$

3rd trial: $F_s = \frac{729.8}{474.3} = 1.54$

Fuente: L. Mendoza (2015), "Estabilidad de taludes", Curso de Cimentaciones T.E.

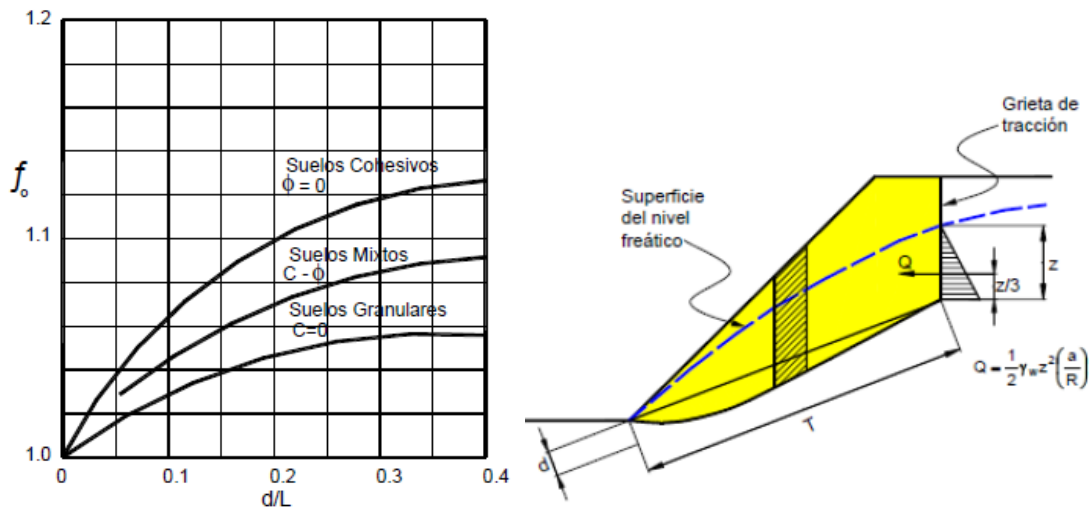
CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Método de Janbu

El método simplificado de Janbú se basa en la suposición que las fuerzas entre dovelas son horizontales y no tiene en cuenta las fuerzas de cortante. Janbú considera que las superficies de falla no necesariamente son circulares y establece un factor de corrección f_o . El factor f_o depende de la curvatura de la superficie de falla (figura No 6.30). Estos factores de corrección son solamente aproximados y se basan en análisis de 30 a 40 casos.

En algunos casos el suponer f_o puede ser una fuente de inexactitud en el cálculo del factor de seguridad. Sin embargo, para algunos taludes el considerar este factor de curvatura representa una mejora en el análisis.

Figura No 6.30: Diagrama para determinar el factor f_o para el método de Janbú



Fuente: J. Suárez, "Deslizamientos", Capítulo 4: Análisis de Estabilidad

El método de Janbu solamente satisface equilibrio de esfuerzos y no satisface equilibrio de momentos. De acuerdo con Janbú (ecuación modificada):

$$FS = \frac{f_o \sum \left\{ [cb + (W - ub) \tan \phi] \frac{1}{\cos \theta (M_i)} \right\}}{\sum (W \tan \theta)}$$

$$f_o = 1 + k \left(\frac{d}{T} - 1.4 \left(\frac{d}{T} \right)^2 \right)$$

Para $c = 0 \gg k = 0.31$

Para $c > 0, \phi > 0 \gg k = 0.50$

$$M_i = \cos \theta \left(1 + \frac{\tan \theta \tan \phi}{FS} \right)$$

Métodos numéricos y aplicaciones de Software

El auge que ha tomado en los últimos años el uso de software prácticamente, ha obligado a su empleo para el análisis de estabilidad de taludes, en la mayoría de los casos. Este sistema ha permitido incorporar más información en los modelos de análisis y permite analizar situaciones que no eran posibles con los sistemas manuales.

Actualmente se conocen programas comerciales (software) para computador, tales como SLOPE/W, STABLE y TALREN, los cuales permiten de una forma rápida y sencilla obtener los factores de seguridad de taludes o laderas con cierto grado de complejidad y por cualesquiera de los métodos de análisis. Algunos métodos emplean los elementos finitos, con muy poco éxito en la estabilidad de taludes específicos, y otros emplean análisis de equilibrio por interacción, siendo este último sistema muy empleado universalmente.

Análisis por elementos finitos

El método de elementos finitos resuelve muchas de las deficiencias de los métodos de equilibrio límite, este método fue introducido por Clough y Woodward (1967). El método esencialmente divide la masa de suelo en unidades discretas que se llaman elementos finitos. Estos elementos se interconectan en sus nodos y en bordes predefinidos. El método típicamente utilizado es el de la formulación de desplazamientos, el cual presenta los resultados en forma de esfuerzos y desplazamientos a los puntos nodales. La condición de falla obtenida es la de un fenómeno progresivo en donde no todos los elementos fallan simultáneamente. Aunque es una herramienta muy poderosa su utilización es muy compleja y su uso muy limitado para resolver problemas prácticos. Wong (1984) menciona la dificultad de obtener factores de seguridad a la falla.

Aunque su utilización no está muy expandida existen algunos programas de análisis de estabilidad de taludes utilizando métodos numéricos. De estos se conocen los programas FLAC, UDEC (Benko-Stead-1993), PLAXIS entre otros.

En el método FLAC los materiales son representados por zonas para formar una malla de acuerdo a la geometría y se puede seleccionar una variedad de relaciones esfuerzo/deformación.

En el método UDEC el talud se divide en bloques de acuerdo al sistema de juntas o grietas, los cuales pueden ser rígidos o deformables.

Un análisis por elementos finitos debe satisfacer las siguientes características:

1. Debe mantenerse el equilibrio de esfuerzos en cada punto, el cual es realizado empleando la teoría elástica para describir los esfuerzos y deformaciones. Para predecir el nivel de esfuerzos se requiere conocer la relación esfuerzo - deformación.
2. Las condiciones de esfuerzos de frontera deben satisfacerse.

Existe dificultad en la mayoría de los casos prácticos reales para definir la relación esfuerzo - deformación, por lo difícil que es describir los depósitos de suelos naturales en términos de

CAPITULO IV CIMENTACIONES

esfuerzo - deformación. Otra limitante es el poco conocimiento de los esfuerzos reales “in situ” que se requieren para incorporar en el modelo. Solamente en casos de proyectos de grandes presas y cortes en roca para objetivos mineros, se han desarrollado programas exitosos de estudio de taludes por elementos finitos.

Generalmente, se usa un análisis en dos direcciones por la facilidad de su aplicación, de acuerdo a la capacidad de los computadores sencillos.

Análisis en dos dimensiones (2D)

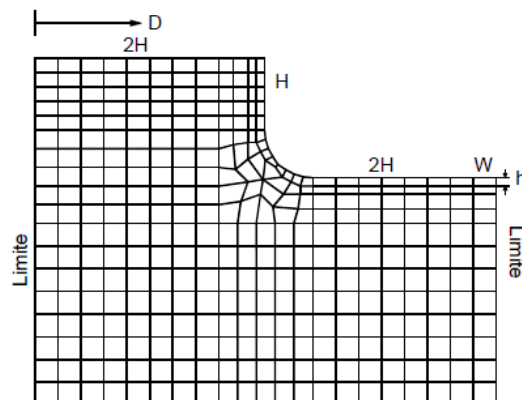
El análisis planar o en dos direcciones asume cero esfuerzo o cero deformación en las superficies laterales del modelo, por lo tanto para que se simulen las condiciones de campo se requiere que existan esas condiciones.

El empleo de análisis en dos direcciones se puede ampliar aplicando al modelo una carga hidrostática lateral.

En la figura No 6.31 se muestra una malla típica para el análisis de un talud por elementos finitos (Ashford y Sitar 1994). Generalmente, las mallas analizadas contienen elementos de tamaño uniforme con anchos (w) y alturas (h) iguales. El tamaño y forma de los elementos influye en forma importante sobre los resultados obtenidos. Es común que entre más pequeños sean los elementos se obtienen mayores niveles de esfuerzos de tensión en la cresta del talud.

La altura del elemento es tal vez el factor más importante y se recomiendan por lo menos diez niveles de elementos entre el pie y la cabeza del talud para simular en forma precisa el comportamiento del talud.

Figura No 6.31: Malla típica 2D para el análisis de un talud vertical por elementos finitos (Ashford y Sitar, 1994).



Fuente: J. Suárez, “Deslizamientos”, Capítulo 4: Análisis de Estabilidad

Existe en la literatura una gran cantidad de sistemas de elementos finitos con sus respectivos programas de computador, especialmente para taludes en roca, donde los defectos geológicos

CAPITULO IV

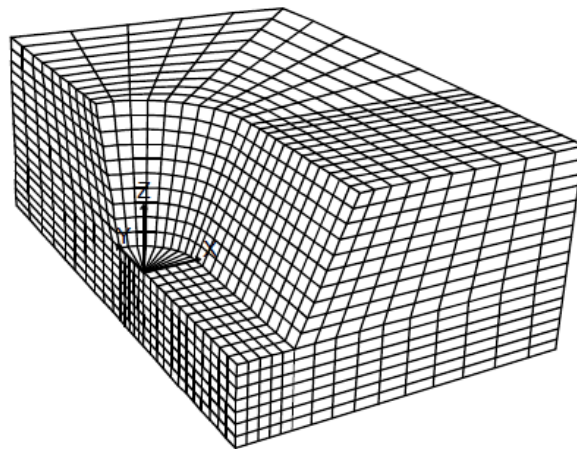
CIMENTACIONES

de la roca, más que la resistencia de la roca en sí, controlan la estabilidad de un talud determinado. Los modelos numéricos son muy útiles para analizar fallas en las cuales no existe una superficie continua de cortante como es el caso de las fallas por “volteo”. La incorporación de los defectos o discontinuidades dentro del modelo permiten estudiar el comportamiento del talud. Los elementos finitos pueden emplearse para estudiar las diversas posibilidades de falla en un talud con juntas o para encontrar los efectos de varios sistemas de estabilización para el estudio en casos generales, donde las propiedades de los suelos o rocas y condiciones de frontera se pueden suponer.

Análisis en tres dimensiones (3D)

La mayoría de los deslizamientos posee una geometría en tres dimensiones; varios autores han presentado métodos de análisis. De los cuales merece especial interés el de Yamagami y Jiang (1996). Este método utiliza las ecuaciones de factor de seguridad de Janbú, junto con un esquema de minimización basado en programación dinámica. Con este programa se obtiene la superficie de falla crítica en tres dimensiones, sin restricción a la forma de la falla, su respectivo factor de seguridad y la dirección del movimiento (Figura No 6.32).

Figura No 6.32: Malla típica 3D para un talud utilizando FLAC-3D.



Fuente: J. Suárez, “Deslizamientos”, Capítulo 4: Análisis de Estabilidad

Consideraciones sísmicas

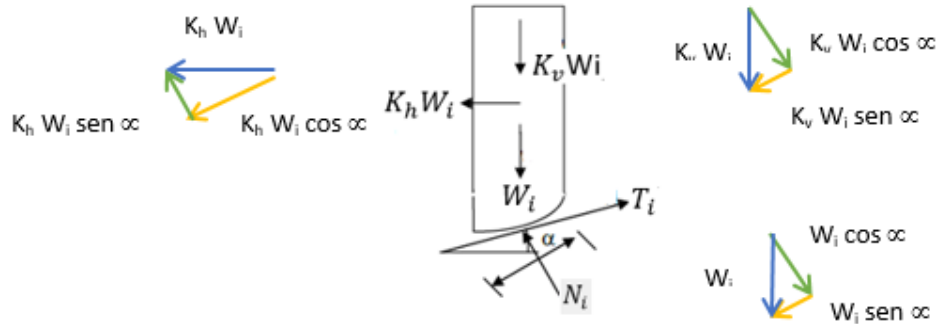
El análisis de estabilidad de taludes con fuerzas sísmicas en el método de Fellenius, consiste en considerar las cargas producidas por un sismo, en forma de fuerzas estáticas. Solamente se analizan dos componentes de aceleración: una en la dirección horizontal y la otra en la dirección vertical.

Las fuerzas sísmicas que se toman en cuenta para realizar el análisis sísmico son: la fuerza sísmica horizontal ($k_h W_i$) y la fuerza sísmica vertical ($k_v W_i$) como se muestra en la figura No 6.33. Ambas

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

fuerzas están en función del peso W_i de la dovela así como también de los coeficientes sísmicos (k_h y k_v).

Figura No 6.33. Método de Fellenius considerando fuerzas sísmicas.



Fuente: J. Suárez, "Deslizamientos", Capítulo 4: Análisis de Estabilidad

Donde:

- K_v : Coeficiente sísmico vertical
- K_h : Coeficiente sísmico horizontal

Las fuerzas normales (N_i) y tangenciales (T_i) que se generan en la base de las dovelas debido al peso (W_i) y a las fuerzas sísmicas ($K_h W_i$) y ($K_v W_i$), pueden ser deducidas al considerar el equilibrio de las dovelas mostradas en la figura No 6.33.

Haciendo la suma de todas las fuerzas en la dirección perpendicular a la base de la dovela y hacia abajo positivo, se tiene que:

$$K_v W_i \cos \alpha + W_i \cos \alpha - N_i - K_h W_i \sin \alpha = 0$$

$$N_i = (1 + K_v) W_i \cos \alpha - K_h W_i \sin \alpha$$

De la misma manera, en la dirección paralela a la base de la dovela, positivo en la dirección del deslizamiento, se tiene lo siguiente:

$$K_v W_i \sin \alpha + W_i \sin \alpha - T_i + K_h W_i \cos \alpha = 0$$

$$T_i = (1 + K_v) W_i \sin \alpha - K_h W_i \cos \alpha$$

El momento resistente (M_R) y el momento actuante (M_A) vienen definidos de la siguiente manera:

$$M_R = R \sum (\tau_i L_i)$$

$$M_A = R \sum T_i$$

Si el esfuerzo cortante está dado por la expresión ya conocida:

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

$\tau = c + \sigma \tan \phi$ y conociendo que la dovela tiene un ancho unitario en la dirección perpendicular al papel, el momento resistente viene dado por:

$$M_R = R \Sigma (c + \sigma \tan \phi) \Delta L_i$$

$$M_R = R \Sigma \left(c + \frac{N_i}{\Delta L_i} \tan \phi \right) \Delta L_i$$

$$M_R = R \Sigma (c \Delta L_i + N_i \tan \phi)$$

Sustituyendo N_i y T_i en las ecuaciones de M_A y M_R se tiene:

$$M_R = R \Sigma (c \Delta L_i + ((1 + K_v) W_i \cos \alpha - K_h W_i \sin \alpha) \tan \phi)$$

$$M_A = R \Sigma ((1 + K_v) W_i \sin \alpha + K_h W_i \cos \alpha)$$

El factor viene dado por:

$$FS = \frac{R \Sigma (c \Delta L_i + ((1 + K_v) W_i \cos \alpha - K_h W_i \sin \alpha) \tan \phi)}{R \Sigma ((1 + K_v) W_i \sin \alpha + K_h W_i \cos \alpha)}$$

$$FS = \frac{(c \Delta L_i + ((1 + K_v) W_i \cos \alpha - K_h W_i \sin \alpha) \tan \phi)}{(1 + K_v) W_i \sin \alpha + K_h W_i \cos \alpha}$$

La Norma Técnica Salvadoreña indica que el análisis de estabilidad deberá tomar en cuenta las fuerzas estáticas y las fuerzas sísmicas aplicadas. La fuerza sísmica, se determinará multiplicando el peso de cada cuña deslizante por el coeficiente sísmico correspondiente a cada zona.

El coeficiente sísmico horizontal, k_h , se tomará igual a 0.16 para la zona I y 0.12 para la zona II. El coeficiente sísmico vertical k_v , se tomará igual a cero para ambas zonas.

6.6 Factores de seguridad (normativa técnica)

El factor de seguridad es empleado por los Ingenieros para conocer cuál es el factor de amenaza de que el talud falle en las peores condiciones de comportamiento para el cual se diseña.

Elección del factor de seguridad adecuado

A continuación, se presenta la tabla No 6.7 que puede servir como base general para la toma de decisiones sobre factores de seguridad.

Con frecuencia, al aumentar el factor de seguridad también aumentan los costos requeridos para la construcción del talud. En ocasiones, la construcción de taludes estables podría resultar no sólo costosa sino poco práctica y se deben asumir los riesgos inherentes a la construcción de un talud relativamente inestable.

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Tabla No 6.7: Criterios para seleccionar un factor de seguridad para el diseño de taludes

Caso	Factor de Seguridad para Cargas Estáticas	Factor de Seguridad para Cargas Dinámicas $K_h = 0.5 A$
Pérdida de vidas humanas al fallar el talud.	1.5	1.2
Pérdida de más del 30% de la inversión de la obra específica o pérdidas consideradas importantes.	1.3	1.15
Pérdidas económicas no muy importantes.	1.2	1.1
La falla del talud no causa daños.	1.1	1.0

Fuente: J. Suárez, "Deslizamientos", Capítulo 8: Conformación de la Superficie del Talud

Por su parte la Norma Técnica Salvadoreña establece los coeficientes mostrados en la tabla No 6.8.

Tabla No 6.8: Factores de seguridad según la Norma Técnica Salvadoreña

Condición	Combinación de Fuerzas	FS
1	F_g	1.4
2	$F_g + F_f + F_s$	1.1

Fuente: Norma Técnica Salvadoreña, Capítulo 6 "Estabilidad de Taludes"

6.7 Drenajes

Unas de las técnicas más efectivas para la estabilización de laderas y taludes es el control de las aguas superficiales y subterráneas. La finalidad es controlar el agua y sus efectos, disminuyendo las fuerzas que producen el movimiento y/o aumentando las fuerzas resistentes. El drenaje y el subdrenaje generalmente son poco costosos y muy efectivos como medidas de prevención de los movimientos.

Los efectos del agua son la principal causa de fallas en taludes. Las lluvias por infiltración saturan el talud aumentando la presión de poros lo que induce una disminución de la resistencia al cortante, la cual a su vez puede activar un deslizamiento.

Objetivos del drenaje

- Disminuir la presión de poros y en esa forma aumentar la resistencia al corte, eliminar las fuerzas hidrostáticas desestabilizantes y mejorar el factor de seguridad de las superficies de falla por debajo del nivel de agua.

CAPITULO IV CIMENTACIONES

- Reduce el peso de la masa y al mismo tiempo aumenta la resistencia del talud, al disminuir la presión de poros.

Análisis hidrológico

Es uno de las actividades previas más importantes en el análisis de estabilidad de taludes. La hidrología no es una ciencia exacta y es posible que se obtengan resultados muy diferentes de acuerdo al método que se utilice para el cálculo y la metodología de manejo de la información; por lo tanto, se debe tener un criterio muy claro de los fenómenos para interpretar la información hidrológica.

El estudio hidrológico permite el cálculo del caudal y el área hidráulica para el diseño del drenaje subterráneo, así también las dimensiones que debe tener el drenaje superficial para el adecuado desalojo de la escorrentía.

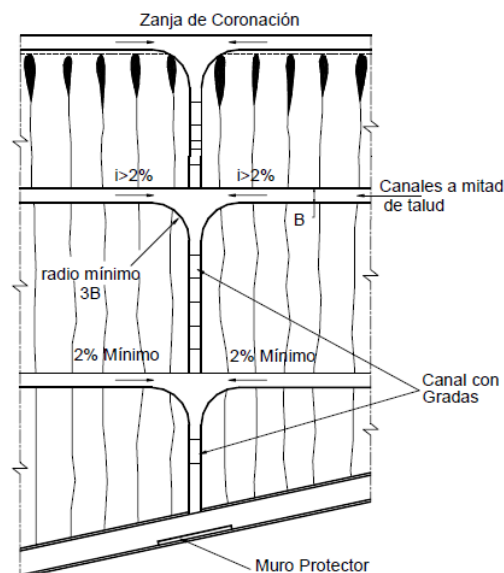
6.7.1 Drenaje superficial

El objetivo principal del drenaje superficial es mejorar la estabilidad del talud o relleno reduciendo la infiltración y evitando la erosión.

El sistema de recolección de aguas superficiales debe:

- Captar la escorrentía tanto del talud como de la cuenca de drenaje arriba del talud.
- Llevar el agua a un sitio seguro lejos del deslizamiento.

Figura No 6.35: Esquema de entrega de canales interceptores en la mitad del talud.



Fuente: J. Suárez, "Deslizamientos", Capítulo 2: Obras de drenaje y subdrenaje

El agua de escorrentía debe en lo posible, desviarse antes de que penetre el área del deslizamiento. Esto puede lograrse con la construcción de zanjas interceptoras en la parte alta

CAPITULO IV

CIMENTACIONES

del talud, llamadas *zanjas de coronación* y mediante canales colectores y disipadores de energía, ver figura No 6.35. No se recomienda en problemas de taludes la utilización de conducciones en tubería por la alta susceptibilidad a agrietarse o a taponarse, generando problemas de infiltración masiva concentrada.

Los canales deben ser totalmente impermeabilizados y se deben tener una pendiente suficiente para garantizar un drenaje rápido y auto-limpieza

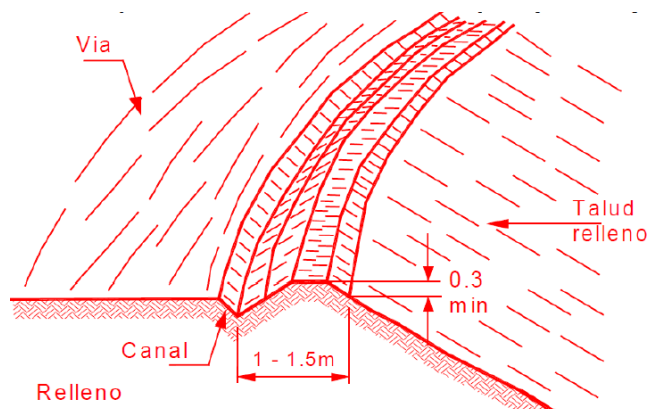
a) Canales o zanjas de corona

Las zanjas en la corona o parte alta de un talud son utilizadas para interceptar y conducir adecuadamente las aguas lluvias, evitando su paso por el talud, ver figura No 6.36.

La zanja de coronación no debe construirse muy cerca al borde superior del talud, para evitar que se conviertan en el comienzo y guía de un deslizamiento.

Se recomienda que las zanjas de coronación sean totalmente impermeabilizadas, así como debe proveerse una suficiente pendiente para garantizar un rápido drenaje del agua captada. Se sugiere que al menos cada dos años se deben reparar las zanjas de coronación para impermeabilizar las fisuras y grietas que se presenten.

Figura No 6.36: Zanjas de corona



Fuente: <https://doblevia.files.wordpress.com/2007/11/zanja-de-coronacion.jpg>

b) Canales colectores y disipadores

En los taludes de gran altura y en los suelos susceptibles a la erosión, se recomienda construir canales transversales de drenaje a la mitad de talud, así como canales interceptores en todas y cada una de las bermas intermedias de un talud.

Estos canales deben revestirse apropiadamente y las aguas deben conducirse a torrenteras de disipación de energía.

CAPITULO IV

CIMENTACIONES

Es muy común que estos canales se construyan con pendientes muy bajas y al taponarse, se desborden y se produzcan cárcavas de erosión localizadas. Los canales en la mitad del talud, deben tener una pendiente que impida la sedimentación de materiales.

Se recomienda que la pendiente sea superior al 2% y si es posible, mayor al 5%. Las bermas junto a los canales, deben ser lo suficientemente anchas para que exista un sobreebanco de protección para los canales, en el caso de producirse derrumbes de las coronas de los taludes resultantes.

En suelos normales se requiere canales intermedios a cada 5 m de altura y en suelos erosionables se recomienda aumentar el número de canales intermedios y la sección de estos canales.

La AASHTO (1999) recomienda tener en cuenta los siguientes criterios para el diseño y construcción de canales interceptores en taludes de carreteras:

- El canal puede tener forma parabólica, trapezoidal o en V.
- Los taludes laterales no deben tener pendientes mayores de 2H: 1V.
- El ancho mínimo es de 1.2 metros.
- Deben eliminarse todas las irregularidades para garantizar un canal uniforme. Si se requieren rellenos, éstos deben ser compactados adecuadamente.

Se presentan dos tipos diferentes de canales:

- El canal rápido
- El canal en gradería

El canal rápido se construye a una pendiente igual a la del talud y en ocasiones se le colocan elementos sobresalientes en su fondo para disipar energía (ver figura No 6.37). Este sistema es muy utilizado por ser más económico, pero presenta el problema de la poca energía disipada.

El sistema de graderías es más eficiente para disipar energía. El flujo en este tipo de canal es turbulento y debe construirse un muro lateral de borde libre suficiente para permitir la salpicadura del flujo, ver figura No 6.38.

Figura No 6.37: Canal rápido



Fuente: L. Mendoza (2015), "Manejo de Escorrentía en taludes", Curso de Cimentaciones T.E.

Figura No 6.38: Canal con graderías



Fuente: L. Mendoza (2015), "Manejo de Escorrentía en taludes", Curso de Cimentaciones T.E.

La altura del muro lateral debe ser superior a la mitad de la altura de la grada: $D \geq 1/2H$.

En la ausencia de datos experimentales, los canales en gradería pueden diseñarse utilizando ábacos, asumiendo una velocidad de 5.0 m/s, a través de la sección mínima en la cabeza de cada grada.

6.7.2 Drenaje subterráneo

El drenaje subterráneo tiene por objeto disminuir las presiones de poro o impedir que éstas aumenten. La cantidad de agua recolectada por un sistema de subdrenaje depende de la permeabilidad de los suelos o rocas y de los gradientes hidráulicos. Cuando se instala un dren generalmente, el nivel piezométrico se disminuye al igual que el gradiente hidráulico, lo cual disminuye el caudal inicial recolectado por los drenes.

Métodos de subdrenaje

Entre los tipos de obra utilizadas para subdrenaje se encuentran las siguientes:

➤ ***Cortinas impermeables subterráneas.***

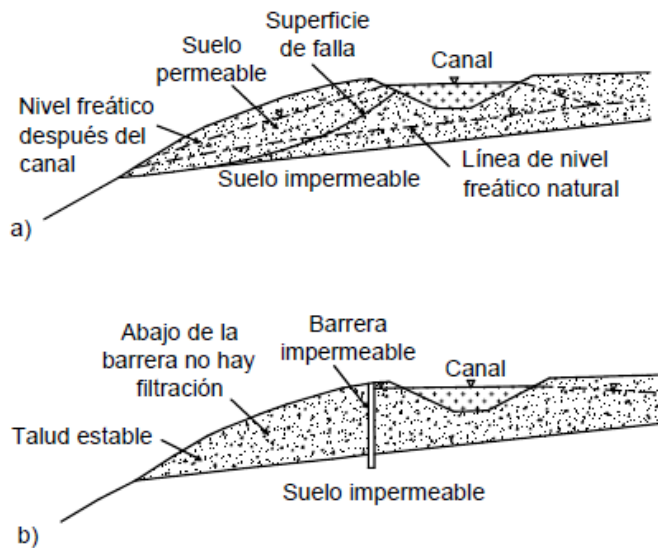
El objetivo es evitar el paso interno del agua hacia las zonas inestables, creando barreras con materiales permeables, evitando el paso del agua hacia zonas potencialmente inestables, ver figura No 6.39.

➤ ***Subdrenes de zanja.***

Los subdrenes de zanja tienen por objeto abatir los niveles freáticos. Los subdrenes de zanja son excavaciones realizadas manualmente o con retroexcavadora (comúnmente rellenas de material filtrante), con el objeto de captar y transportar el agua subterránea y de esa forma, abatir el nivel freático, ver figura No 6.40.

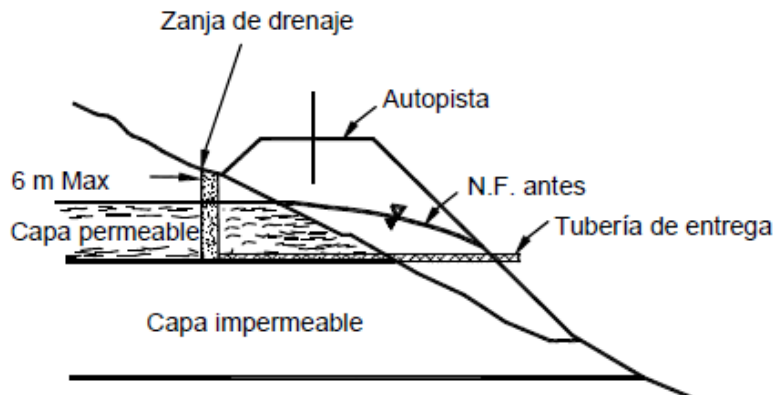
CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Figura No 6.39: Ejemplo del uso de una cortina impermeable para estabilizar un deslizamiento (Cornforth, 2005).



Fuente: J. Suárez, "Deslizamientos", Capítulo 2: Obras de drenaje y Subdrenajes

Figura No 6.40: Subdren interceptor de zanja en el terraplén de una vía.



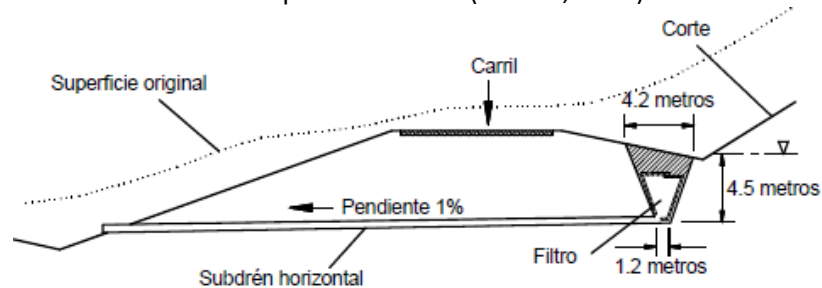
Fuente: J. Suárez, "Deslizamientos", Capítulo 2: Obras de drenaje y Subdrenajes

➤ **Subdrenes de penetración**

Son subdrenes horizontales profundos que logran grandes abatimientos de los niveles freáticos, consiste en una tubería perforada colocada a través de una masa de suelo mediante una perforación profunda subhorizontal o ligeramente inclinada (ver figura No 6.41), con la cual se busca abatir el nivel freático hasta donde se incremente la estabilidad del talud al valor deseado.

CAPITULO IV CIMENTACIONES

Figura No 6.41: Uso de un subdren horizontal como colector de un dren interceptor en una vía (Barrett, 1979).



Fuente: J. Suárez, "Deslizamientos", Capítulo 2: Obras de drenaje y Subdrenajes

- **Galerías de drenaje.** Son túneles con objeto de disipar las presiones de poros y disminuir los niveles freáticos.

6.7.3 Diseño de canales

Para el diseño de los canales se deben considerar los siguientes aspectos:

- Localización: intercepten la mayor cantidad de flujo y a suficiente distancia de los sitios críticos para evitar amenazas de movimientos del canal.
- Alineamiento: Deben construirse para permitir un paso suave del flujo, deben evitarse los cambios fuertes de dirección o de gradiente.
- Tamaño: Suficiente para conducir el caudal de agua de diseño, con un factor de seguridad adicional.
- Revestimiento: Material que pueda resistir las velocidades del agua.

➤ Caudal de escorrentía

Para el cálculo del caudal de escorrentía es recomendable utilizar la fórmula racional, la cual nos permitirá obtener un valor de caudal (Q) con lo que será posible conocer la sección transversal de los canales, el caudal se define:

$$Q = CIA$$

Donde:

- Q = caudal recolectado (lt/s)
- i = intensidad de lluvia de diseño (mm/hora)
- A = área a drenar o cuenca (m^2)
- C = coeficiente de escorrentía

Para taludes la Geotechnical Engineering Office (1984), recomienda utilizar un $C=1.0$, el cual representa una sobreestimación de la escorrentía, pero es muy efectiva para tener en cuenta los procesos de sedimentación de los sistemas, especialmente por la presencia de bloques o cantos.

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

En la tabla No 6.9 se presentan valores de coeficiente de escorrentía para diferentes superficies.

El área de drenaje debe determinarse por medio de un levantamiento topográfico, definiendo los bordes de las áreas que aportan agua al sistema de drenaje.

Tabla No 6.9: Coeficientes de escorrentía para su uso en taludes (Japan Road Association, 1984)

Superficie	Características	Coefficiente C
Superficie de carretera	Pavimentada	0.7 a 0.95
	Destapada	0.3 a 0.7
	Suelo fino	0.4 a 0.65
Talud	Suelo grueso	0.1 a 0.3
	Roca dura	0.7 a 0.85
	Roca blanda	0.5 a 0.75
Pastizales en suelos arenosos	Pendiente 0 a 2%	0.05 a 0.1
	2 a 7%	0.1 a 0.15
	Más de 7%	0.15 a 0.25
Pastizales en suelos arcillosos	Pendiente 0 a 2%	0.13 a 0.17
	2 a 7%	0.18 a 0.22
	Más de 7%	0.25 a 0.35
Escarpes de fuerte pendiente de roca		0.75 a 0.95
Arenas intermedias		0.20 a 0.40
Parques con árboles y pastos		0.10 a 0.25
Montañas de pendientes suaves		0.30
Montañas de pendientes fuertes		0.50

Fuente: J. Suárez, "Deslizamientos", Capítulo 2: Obras de drenaje y subdrenaje

El tiempo de concentración se define como el tiempo máximo tomado por el agua desde el extremo superior del área de drenaje hasta el punto de recolección. El tiempo de concentración puede calcularse utilizando la ecuación modificada de Bransby - Williams:

$$t = 0.14464 \left[\frac{L}{H^{0.2} A^{0.1}} \right]$$

Donde:

t = Tiempo de concentración (min)

A = Área de drenaje (m²)

H = Caída promedio (metros por cien metros) desde la parte más alta del área que se va a drenar hasta el punto de diseño.

L = Distancia en metros medida sobre la línea natural de flujo entre el punto de diseño y el punto de drenaje; ésta toma un tiempo más largo para llegar a la sección de diseño.

Como la intensidad media de la lluvia disminuye con la duración, la mayor colección de flujo se presenta cuando la duración de la tormenta es igual al tiempo de concentración.

CAPITULO IV

CIMENTACIONES

En el diseño de obras para taludes, se acostumbra tener en cuenta un período de retorno de 200 años, de acuerdo con las recomendaciones del Geotechnical Engineering Office de Hong Kong.

Por su parte la CDMB (Bucaramanga – Colombia) exige diseñar las obras de manejo de taludes con períodos de retorno de 500 años, debido a la mala calidad de la información hidrológica disponible.

La AASHTO (1999) recomienda:

- En zonas de riesgo periodo de retorno de 10 años y borde libre de 10 cm.
- En zonas de alto riesgo un período de retorno de 100 años.

➤ Sección del canal

Para el diseño se siguen los siguientes criterios:

- Profundidad mínima: 50 cm
- Ancho mínimo 1.2 m
- Taludes laterales hasta 2H:1V

La sección del canal puede hacerse utilizando la ecuación de Manning, asumiendo una velocidad máxima permisible de 4 m/s y una rugosidad η de 0.013 para el concreto liso o mayor de acuerdo a las características del canal.

Para calcular la velocidad de flujo se puede utilizar la siguiente expresión:

$$V = \frac{1}{\eta} [R^{0.67} S^{0.5}]$$

Donde:

V = velocidad en m/s

η = factor de rugosidad

R = radio hidráulico medio = Área hidráulica / Perímetro mojado en metros

S = pendiente promedio del canal

6.8 Zonas de protección

Las zonas de protección son áreas junto al pie o corona de taludes o laderas, en las cuales no se permite la construcción de edificaciones.

Estas zonas, generalmente se destinan como áreas de protección contra los deslizamientos, la erosión o las inundaciones.

A continuación se presenta especificaciones de diferentes Normativas para determinar las zonas de protección.

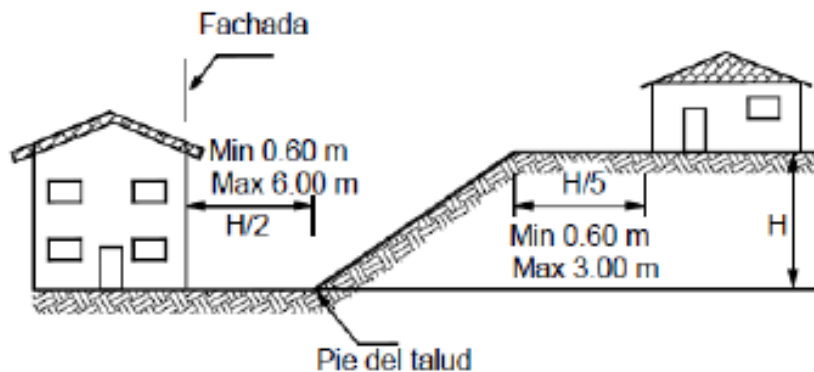
Norma Técnica de Cimentaciones y estabilidad de taludes indica lo siguiente:

CAPITULO IV CIMENTACIONES

- Proveer a muros o taludes con una zona de protección entre la cresta del talud y las construcciones superiores, así como entre el pie del talud y las inferiores.
- El ancho de esta zona se determinara por medio de un análisis de estabilidad de taludes
- Las zonas de protección que no sean previstos de un revestimiento permanente, deberán dotarse de una vegetación apropiada de acuerdo a la pendiente del terreno y del tipo de suelo
- Los taludes mayores a 10.0 m de altura deberán proveerse de un drenaje apropiado.

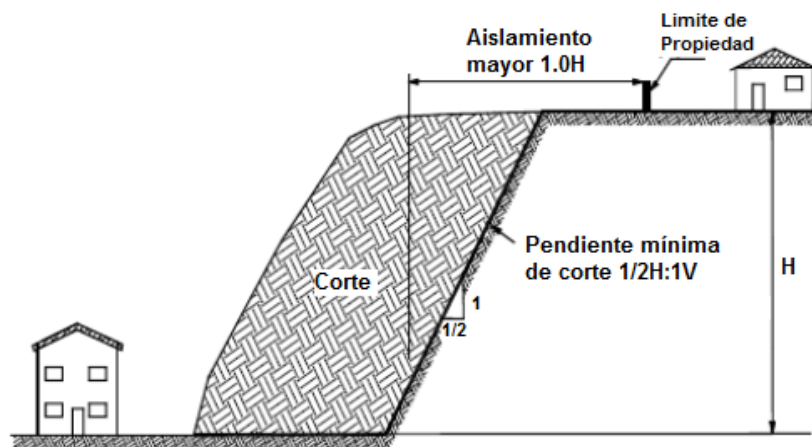
Las figuras No 6.42, 6.43, 6.44 y 6.45 proporcionan criterios para el establecimiento de las zonas de protección, según literatura Colombiana y Estadounidense.

Figura No 6.42: Aislamientos exigidos en el “Uniform Building Code” de los Estados Unidos



Fuente: L. Mendoza (2015), “Zonas de Protección en taludes”, Curso de Cimentaciones T.E

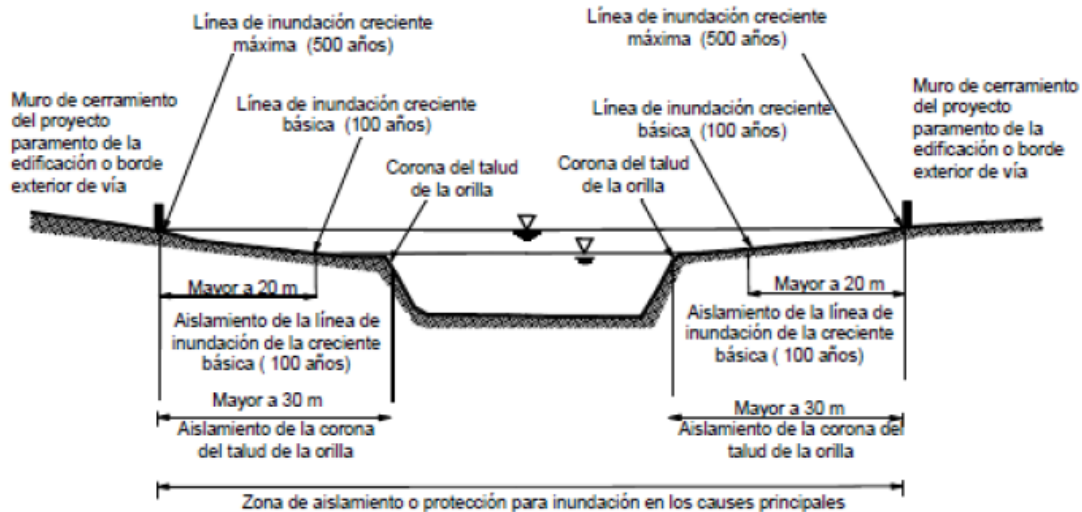
Figura No 6.43: Aislamientos mínimos para cortes cerca a límites de propiedad en Bucaramanga-Colombia



Fuente: L. Mendoza (2015), “Zonas de Protección en taludes”, Curso de Cimentaciones T.E

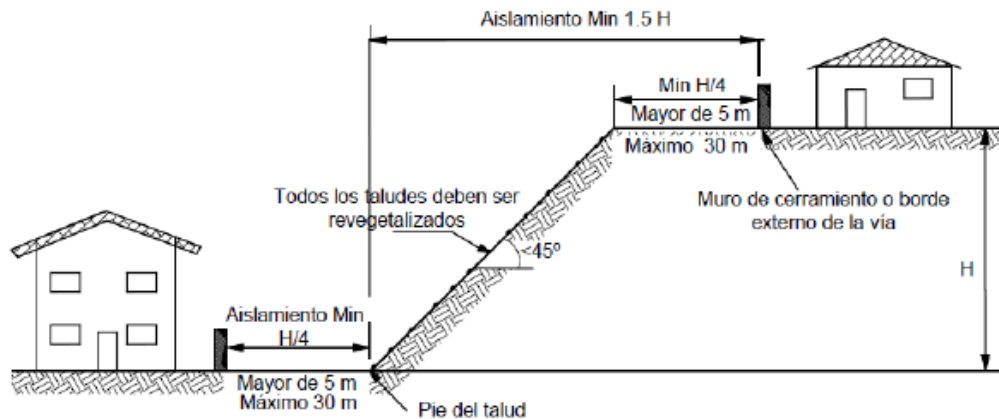
CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Figura No 6.44: Aislamientos mínimos requeridos cerca de cauces de corrientes de aguas en Bucaramanga-Colombia



Fuente: L. Mendoza (2015), "Zonas de Protección en taludes", Curso de Cimentaciones T.E

Figura No 6.45: Aislamientos mínimos para las coronas de los taludes con pendiente superior a 45° de acuerdo al código Bucaramanga-Colombia



Fuente: L. Mendoza (2015), "Zonas de Protección en taludes", Curso de Cimentaciones T.E

Por su parte los japoneses proporcionan los siguientes criterios:

Si el talud posee un ángulo mayor de 30° o una altura mayor de 5 m:

- Zona de protección en la corona = 10 m.
- Zona de protección al pie = 2 veces la altura del talud o un mínimo de 50 m.

CAPITULO IV

CIMENTACIONES

El **Código de Los Ángeles** establece lineamientos aplicables tanto a cortes como rellenos, para este tópico los que se detallan a continuación:

Excavaciones o cortes:

- *Altura:* ningún talud podrá ser mayor de 30 m, a menos que se coloquen bermas de ancho de 10 m.
- *Talud:* Ningún talud deberá excavarse con una inclinación mayor a 30°.
- *Excepciones:* Demostrar a través de investigaciones, exploraciones, análisis y reportes, que el talud posee la suficiente resistencia para producir un FS de 1.5 bajos cargas estáticas.
- *Zonas de protección en la corona:* Igual a 1/5 de la altura del talud, pero no podrá ser menor de 0.6 m, no mayor de 3.0 m.

Rellenos:

- *Altura:* ningún relleno podrá ser mayor de 30 m, a menos que se coloquen bermas de ancho de 10 m.
- *Talud:* Ningún relleno deberá generar taludes con una inclinación mayor a 30° (2H:1V).
- *Excepciones:* Demostrar a través de investigaciones, exploraciones, análisis y reportes, que el relleno posee la suficiente resistencia para producir un FS de 1.5 bajos cargas estáticas.
- *Compactación:* Mínimo 90% compactación relativa según ASTM D 1557.
- *Zonas de protección en la corona:* Igual a 1/2 de la altura del relleno, pero no podrá ser menor de 0.6 m, no mayor de 3.0 m.

6.9 Revestimientos

Los recubrimientos son técnicas que tratan de impedir la infiltración, la ocurrencia de fenómenos superficiales de erosión o refuerzan el suelo más subsuperficial. El recubrimiento puede consistir en elementos impermeabilizantes como el concreto o elementos que refuercen la estructura superficial del suelo como la cobertura vegetal.

Para garantizar la estabilidad del talud a largo plazo, éste debe ser provisto por revestimientos, los cuales tienen la finalidad de:

- Evitar en la medida de lo posible la infiltración de agua, ya que como se ha mencionado antes, ésta genera un aumento en la presión de poros, lo que disminuye el esfuerzo cortante efectivo; además aumenta el peso de la masa de suelo por lo que se incrementan las fuerzas desestabilizadoras.
- Evitar la erosión de la superficie del talud, ya que con el paso del tiempo se convierte en un detonante de falla.
- Por seguridad, para evitar pérdidas de vidas humanas y materiales. Debido a la alta sismicidad que nuestro país presenta, estos pueden ocasionar desprendimientos de materiales, sobretodo en áreas de carreteras.

CAPITULO IV

CIMENTACIONES

A continuación se presentan algunos de los revestimientos que pueden ser utilizados dependiendo de su finalidad:

➤ *Revestimiento vegetal*

La protección ideal de la superficie de un talud es el recubrimiento con vegetación. Se tiene como norma general, que no es posible establecer buena vegetación en los taludes de más de 60° de pendiente y es difícil de revegetalizar los taludes de más de 45° de pendiente.

Es uno de los métodos más económicos y el más eficiente para el control de la erosión en los taludes, el mecanismo de trabajo de éste tipo de recubrimiento está determinado con base a los siguientes aspectos (Gray y Leiser, 1982):

- Interceptación: el follaje y los residuos de las plantas absorben la energía de la lluvia y previenen la compactación del suelo por el impacto de sus gotas directamente sobre la superficie.
- Retención: físicamente, el sistema de raíces amarra o retiene las partículas del suelo, además, las partes aéreas funcionan como trampas de sedimentos.
- Retardación de escorrentía: sobre la superficie, los residuos incrementan su aspereza, o dicho en otras palabras, aumentan el coeficiente de rugosidad del terreno, disminuyendo así la velocidad de escorrentía, evitando la erosión de la superficie del talud.
- Infiltración: las raíces y los residuos de las plantas ayudan a mantener la porosidad y permeabilidad del suelo.
- Transpiración: el agotamiento de la humedad del suelo por las plantas retrasa la saturación y con ello la aparición de escorrentía superficial; González (1995) anota la importante función que cumple la vegetación en la regulación de humedad del suelo.

Comúnmente se utilizan pastos locales, plantas rastreras y arbustos, ver figura No 6.46.

Figura No 6.46: Revestimiento vegetal



Fuente: <http://bestsupportunderground.com/shotcrete-taludes/>

CAPITULO IV

CIMENTACIONES

➤ *Concreto lanzado*

Los taludes conformados durante la construcción de carreteras, presas y líneas de tren están generalmente diseñados para que la masa rocosa se soporte a sí misma; pero pueden a veces necesitar sostenimiento adicional para evitar fallas o desprendimientos.

Antes de proceder a su estabilización, es necesario conocer las características del estrato a tratar, como su altura y ángulo, la composición y estabilidad del terreno, y las condiciones climáticas en las que se encuentra.

Existen muchos métodos de estabilización, entre ellos el shotcrete (concreto lanzado), un procedimiento muy utilizado debido a su enorme versatilidad, resistencia temprana, durabilidad y capacidad de adherencia a la roca/superficie.

Al ser proyectado neumáticamente, el concreto se compacta sobre la superficie del estrato, rellenando grietas y evitando el desprendimiento de roca suelta. Así, el shotcrete sirve para dar un revestimiento a la superficie del talud, pero también como ayuda para crear un “anclaje de sujeción”.

Es importante señalar que, en taludes con excesiva pendiente y un macizo rocoso o suelo de poca cohesión con alto riesgo de desprendimiento, una aplicación de shotcrete superficial no es suficiente, y la intervención requiere también la sujeción con cables tensores, mallas y fibras que mejoren las prestaciones del shotcrete.

Generalmente, la aplicación de shotcrete se hace desde la base del talud hacia arriba, igual que en túneles y minería, para evitar el desprendimiento de placas de shotcrete y la **acumulación de rebote** durante la aplicación, ver figura No 6.47.

Figura No 6.47: Revestimiento con Shotcrete



Fuente: <http://bestsupportunderground.com/shotcrete-taludes/>

CAPITULO IV

CIMENTACIONES

➤ *Geotextiles*

Utilizado para impedir la erosión del talud o el desprendimiento de material, existen diferentes soluciones dependiendo las condiciones que se tengan, ver figura No 6.48.

Geotextiles:

Su función principal es confinar los finos que tenemos en el terreno (talud) dejando una libre circulación de agua. Para ello colocamos un geotextil encima del talud que debe ir protegido con un material de aporte (escollera, placas prefabricadas, tierra compactada etc).

El geotextil a utilizar debe tener alta resistencia a la perforación para evitar que se punzone por las piedras angulares de la escollera u otros materiales.

Geoceldas:

Consiste en una especie de malla de material resistente, su función es la retención del material, diseñado para para desprendimientos mínimos. Puede convertirse en un talud verde si así se desea.

Geoesfera control de erosión:

Es un geosintético tridimensional. En taludes escarpados, previene la erosión del suelo porque retiene humus y ofrece un soporte permanente a las raíces de las plantas.

Figura No 6.48: Uso de Geotextiles



Fuente: <https://geotexan.com/tag/geotesan-nt/>

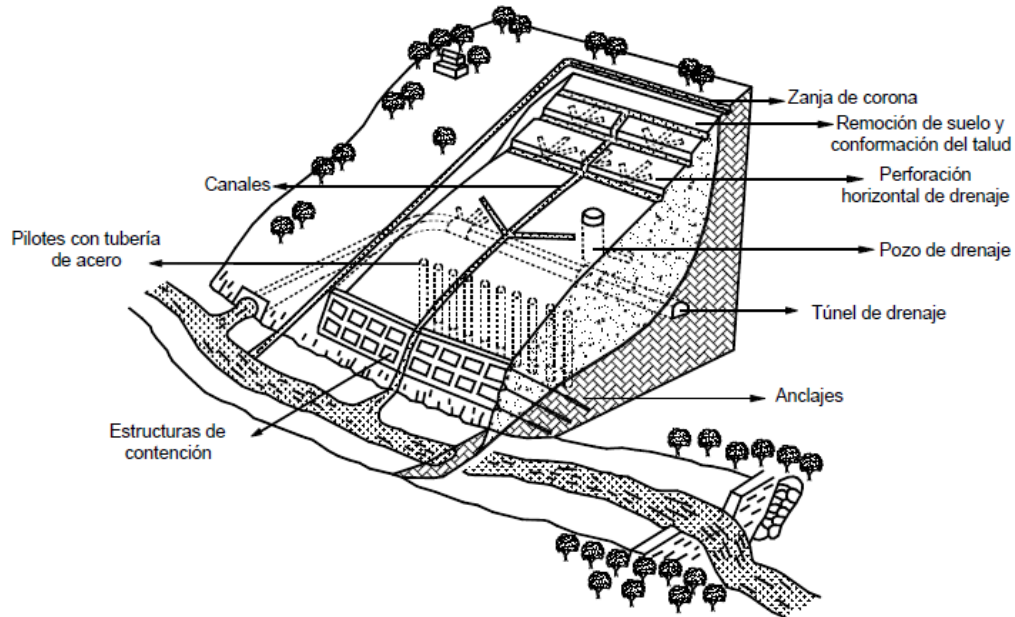
6.10 Métodos de estabilización de taludes

El objetivo principal de un estudio de estabilidad de taludes o laderas, es diseñar medidas de prevención, control, remediación y/o estabilización para reducir los niveles de amenaza y riesgo.

Se han desarrollado gran cantidad de técnicas probadas para el manejo de los taludes inestables o los deslizamientos (ver figura No 6.49). Generalmente, los beneficios más significativos desde el punto de vista de reducción de amenazas y riesgos, se obtienen con las medidas de prevención.

CAPITULO IV CIMENTACIONES

Figura No 6.49: Algunas técnicas de remediación de la amenaza y el riesgo a los deslizamientos



Fuente: J. Suárez, "Deslizamientos", Capítulo 1: Métodos de Manejo y Estabilización

Los métodos de estabilización de taludes generalmente, están dirigidos a reducir las fuerzas actuantes, a incrementar las fuerzas resistentes o una combinación de los dos efectos. Es común que existan varios factores que determinen las fuerzas actuantes y resistentes y se requieran varios métodos de estabilización para lograr un efecto combinado.

Las fuerzas actuantes pueden reducirse de varias formas:

- Excavando el material de un sector apropiado del talud.
- Construyendo sistemas de drenaje para reducir las presiones hidrostáticas.

Las fuerzas resistentes pueden incrementarse de varias formas:

- Drenaje para incrementar la resistencia de los materiales.
- Eliminación de estratos débiles o zonas potenciales de falla.
- Estructuras de contención.
- Refuerzo del suelo.
- Tratamiento químico.

A continuación se presentan soluciones a problemas específicos de estabilidad de taludes:

Abatimiento de la pendiente

El abatimiento o disminución de la pendiente de los taludes es uno de los métodos más utilizados para mejorar su estabilidad y en ocasiones es la primera opción a considerar. Al igual que con otros métodos, éste no es de uso universal y su efectividad puede variar de un sitio a otro.

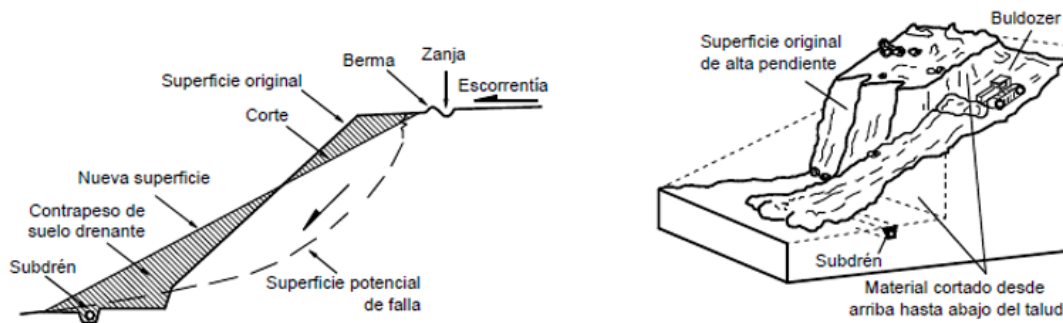
CAPITULO IV

CIMENTACIONES

El abatimiento de la pendiente puede ser efectivo en deslizamientos rotacionales, pero generalmente tiene muy poco efecto o puede tener un efecto negativo en deslizamientos de traslación.

Al disminuir la pendiente del talud, se disminuyen las fuerzas actuantes y adicionalmente el círculo crítico de falla se hace más largo y más profundo aumentándose en esta forma el factor de seguridad. El abatimiento se puede lograr por corte o por relleno (Figura No 6.50).

Figura No 6.50: Abatimiento de la pendiente utilizando corte o relleno



Fuente: J. Suárez, "Deslizamientos", Capítulo 8: Conformación de la Superficie del Talud

Al disminuir la pendiente del talud debe analizarse si al bajar la pendiente no se está facilitando la activación o reactivación de fallas profundas. En todos los casos es conveniente la realización de análisis de estabilidad para determinar los efectos reales de la disminución de la pendiente.

Cambios bruscos de litología

Cuando ocurren cambios bruscos de litología por la presencia de coluviones, mantos de suelo blandos o perfiles muy meteorizados, se puede requerir construir una berma ancha en el sitio de cambio de litología y la construcción de estructuras de estabilización en la berma.

Presencia de estructuras heredadas

Los mantos de roca y los suelos residuales poseen una gran cantidad de fracturas o superficies de debilidad, en este caso las pendientes de los taludes deben ser determinadas por la localización y buzamiento de las fracturas. En ocasiones cuando aparecen estratos muy blandos, se puede requerir cortar por el plano de estratificación.

Presencia de niveles freáticos

Cuando existen niveles freáticos dentro de talud, se requieren pendientes muy suaves en la zona saturada o la construcción de sistemas de subdrenaje profundo (previamente a la realización del corte).

Taludes de gran altura

Los cortes de alturas muy grandes pueden producir fallas catastróficas y se deben realizar estudios y diseños específicos de acuerdo a las características geológicas, geotécnicas e hidrogeológicas de cada sitio.

CAPITULO IV CIMENTACIONES

Gradas para establecimiento de vegetación

El talud puede diseñarse con una serie de gradas, las cuales permiten el establecimiento de vegetación. El diseño de estas gradas depende de las características del talud, de la topografía y del sistema de vegetación a utilizar.

Colocación de Contrapesos o Bermas en el pie del Talud

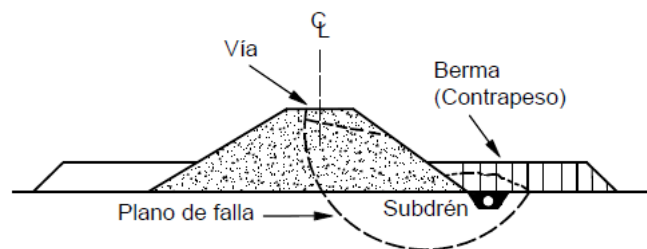
La colocación de un contrapeso en la base del deslizamiento puede incrementar la resistencia al movimiento, especialmente en deslizamientos de rotación. El contrapeso puede contrarrestar las fuerzas actuantes como se indica en las figuras No 6.49.

Al colocar un relleno de suelo o roca en el pie del talud se producen tres efectos:

- Se modifica el momento neto que puede producir una falla circular. Dependiendo de la localización del contrapeso con relación al centro de rotación de la superficie crítica de falla, se obtiene un efecto mayor o menor. En ocasiones se puede generar un efecto negativo para la estabilidad del talud (Simons y otros, 2001).
- Se aumenta el esfuerzo efectivo sobre la parte inferior de la superficie de falla. Para que esto ocurra, se requiere que las condiciones del suelo sean drenadas. En el caso de que las condiciones sean no-drenadas (por ejemplo en arcillas saturadas), inicialmente se puede producir un efecto de aumento de las presiones de poros, lo cual puede generar efectos desestabilizantes, y a mediano o largo plazo se aumentan los esfuerzos efectivos al disiparse las presiones de poros en exceso.
- Se mejora la resistencia total del cortante obligando a la superficie de falla crítica a pasar por debajo del contrapeso (Cornforth, 2005).

La colocación de contrapesos es relativamente sencilla si existen materiales disponibles. La técnica de contrapeso es generalmente muy eficiente en deslizamientos de rotación.

Figura No 6.49: Esquema de una contraberma



Fuente: J. Suárez, "Deslizamientos", Capítulo 8: Conformación de la superficie del talud

En la tabla No 6.10 se plantean diversas estructuras de contención de suelos, que son utilizados cuando los métodos de estabilización anteriormente presentados no son suficientes, por lo que se hace necesario una estructura o elemento de soporte.

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Tabla No 6.10: Estructuras de control de masas en movimiento

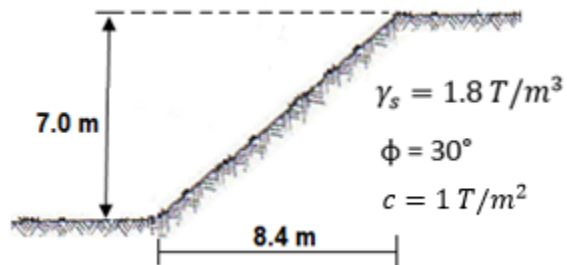
Método	Ventajas	Desventajas
Bermas	Generalmente, son económicas y rápidas de construir.	Se requiere un espacio grande en la mitad de talud.
Trincheras	Sirven al mismo tiempo, para el control de las aguas lluvias.	Los cantos pasan por encima, fácilmente.
Mallas para retención de bloques	Controlan los bloques que pueden generar riesgo (Figura 1.6).	No resisten el impacto de grandes bloques.
Mallas ancladas	Tratan de impedir la caída de los bloques (Figura 1.7).	Con frecuencia no son lo suficientemente fuertes para impedir los caídos.
Muros alcancía	Los “muros alcancía” retienen las masas en movimiento (Figura 1.8).	Se pueden necesitar estructuras algo costosas.
Cubiertas de protección	Son uno de los métodos más efectivos para disminuir el riesgo en las carreteras (Fotografía 1.2).	Son muy costosas.

Fuente: J. Suárez, “Deslizamientos”, Capítulo 1: Métodos de Manejo y Estabilización

6.11 Ejercicio Resuelto

1. Analice la estabilidad del talud mostrado en la figura No 6.50 por el método de dovelas, tome en cuenta que no se tiene presencia del nivel freático, aplique Fellenius y Bishop.

Figura No 6.50: Análisis de talud

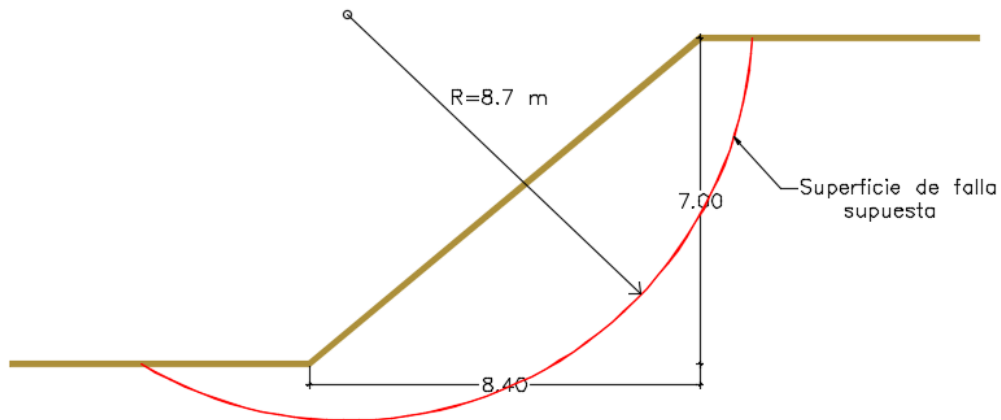


Fuente: Propia

Solución:

Se dibuja a escala el talud y se asume una superficie de falla, ver figura No 6.51.

Figura No 6.51: Superficie de falla supuesta



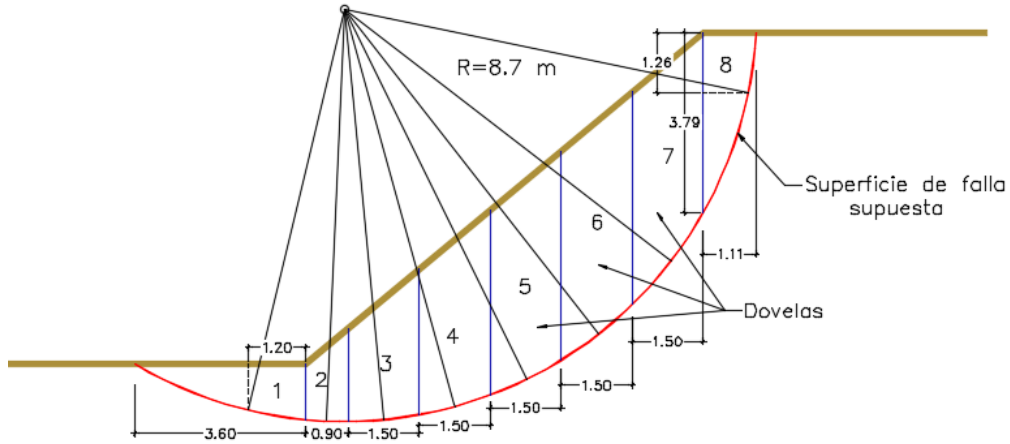
Fuente: Propia

Se secciona el talud en dovelas, delimitado por la superficie de falla, en este caso se opta por 8 secciones, ver figura No 6.52.

$$c = 1 T/m^2$$

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Figura No 6.52: Dovelas

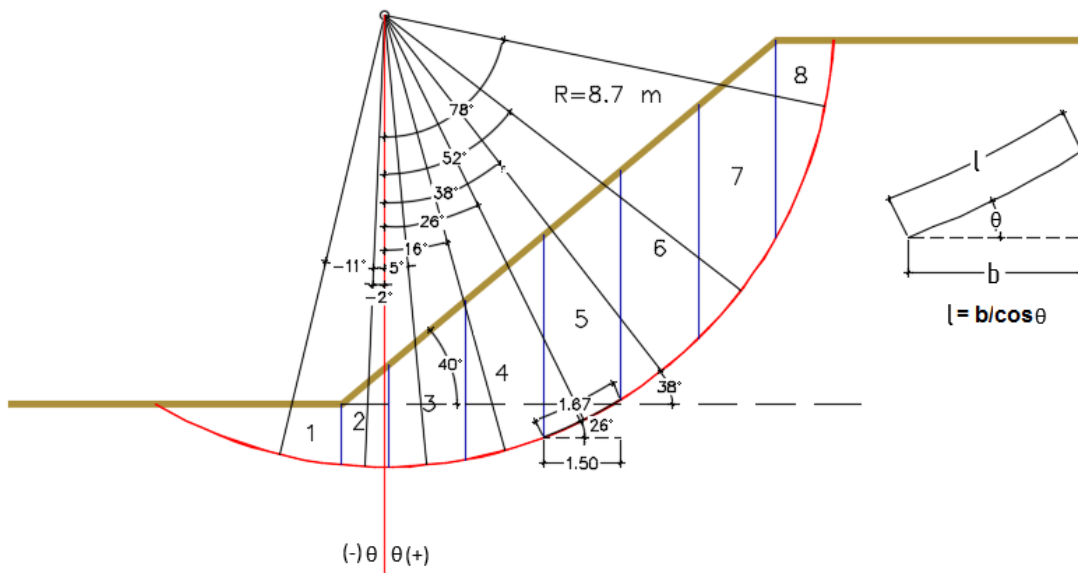


Fuente: Propia

Se trazan líneas desde el centro del círculo de falla hasta interceptar el centroide de la superficie de falla de cada dovela aplica para dovelas 2, 3, 4, 5, 6, y 7. Para las dovelas 1 y 8, que tienen forma semejante a un triángulo la línea debe interceptar sobre la superficie de falla una distancia igual al tercio medio de la base del triángulo; ver figura No 6.52.

Se mide el ángulo θ de cada línea con respecto a la vertical, diferenciando ángulos positivos y negativos, ver figura No 6.53.

Figura No 6.53: Ángulo θ

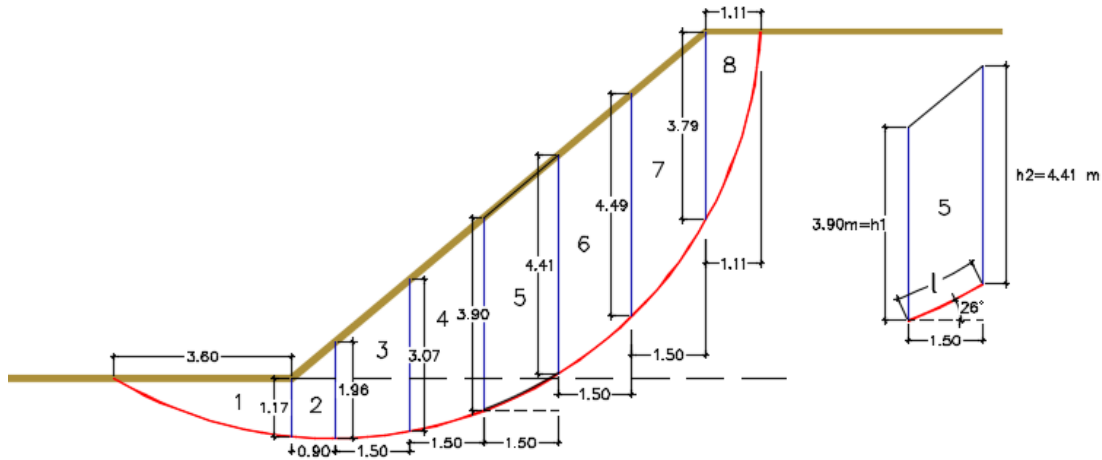


Fuente: Propia

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Para el cálculo del área deben medirse a escala las dimensiones de cada dovela, utilizando el área de un trapecoide o triangulo según la forma de cada dovela, ver figura No 6.54.

Figura No 6.54: Área de las dovelas



Fuente: Propia

Para la dovela No 5, mostrada en la figura No 6.54 el área se calcula como el área de un trapecoide:

$$A = \frac{(h_1 + h_2)b}{2}$$

$$A_5 = \frac{(3.90 + 4.41)1.5}{2} = 6.23 \text{ m}^2$$

La longitud del arco l , se obtiene de la relación:

$$l_5 = \frac{b_5}{\cos\theta_5} = \frac{1.5}{\cos(26^\circ)} = 1.669 \text{ m}$$

Para la dovela 8, por la disposición y para obtener una longitud de arco más aproximado, l_8 se calcula así:

$$l_8 = \frac{b_8}{\text{sen}\theta_8} = \frac{3.79}{\text{sen}(78^\circ)} = 3.875 \text{ m}$$

La tabla No 6.11 muestra los resultados obtenidos para el área (A), la base (b), el peso (W), el ángulo (θ) y la longitud del arco (l) de cada una de las dovelas.

Tabla No 6.11

No	Área (m ²)	γ_s (T/m ³)	b (m)	W (T)	θ°	l (m)
A ₁	2.106	1.8	3.6	3.7908	-11	3.667
A ₂	1.4085	1.8	1.5	2.5353	-2	0.9

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

A_3	3.7725	1.8	1.5	6.7905	5	1.506
A_4	5.2275	1.8	1.5	9.4095	16	1.560
A_5	6.23	1.8	1.5	11.214	26	1.669
A_6	6.675	1.8	1.5	12.015	38	1.903
A_7	6.21	1.8	1.5	11.178	52	2.436
A_8	2.1035	1.8	3.79	3.7863	78	5.338

Fuente: Propia

Método de Fellenius

Únicamente debe elaborarse una tabla, igual a la tabla No 6.5 presentada en el guion de clases y sustituir los valores, los resultados se muestran en la tabla No 6.12.

Tabla No 6.12: Aplicación del Método de Fellenius

Dovela	A (m^2)	W (T)	θ (°)	l (m)	Wsen θ	cl	Wcos θ	Wcos θ tan ϕ	cl + Wcos θ tan ϕ
1	2.106	3.7908	-11	3.667	-0.72330	3.667	3.72116	2.14833	5.81533
2	1.4085	2.5353	-2	0.9	-0.08848	0.9	2.53376	1.46281	2.36281
3	3.7725	6.7905	5	1.506	0.59181	1.506	6.76466	3.90544	5.41144
4	5.2275	9.4095	16	1.56	2.59354	1.56	9.04501	5.22195	6.78195
5	6.23	11.214	26	1.669	4.91576	1.669	10.07914	5.81899	7.48799
6	6.675	12.015	38	1.903	7.39699	1.903	9.46809	5.46621	7.36921
7	6.21	11.178	52	2.436	8.80820	2.436	6.88210	3.97324	6.40924
8	2.1035	3.7863	78	5.338	3.70353	5.338	0.78736	0.45457	5.79337
$\Sigma F_{actantes}$					27.19805	$\Sigma F_{resistentes}$			47.43

Fuente: Propia

$$FS = \frac{\Sigma F_{resistentes}}{\Sigma F_{actantes}} = \frac{47.43}{27.20} = 1.74$$

$$FS > 1.4 \rightarrow ok$$

Método de Bishop

Como se vio anteriormente, éste método consiste en asumir un FS, es un método iterativo, se puede partir del FS obtenido por el método de Fellenius (FS = 1.74), luego el factor de seguridad será aquel que para varias iteraciones se obtenga el mismo valor.

En la tabla No 6.13 se muestran los resultados de las iteraciones.

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Tabla No 6.13: Aplicación del método Bishop

Dovela	cb (T/m)	W (T/m)	Wtanφ (T/m)	Cb + Wtanφ	Mi			
					FS=1.74	FS=1.911	FS=1.94	FS=1.96
1	3.6	3.7908	2.1885	5.7885	0.918	0.924	0.925	0.925
2	0.9	2.5353	1.4637	2.3637	0.988	0.989	0.989	0.989
3	1.5	6.7905	3.9204	5.4204	1.025	1.023	1.022	1.022
4	1.5	9.4095	5.4324	6.9324	1.053	1.045	1.043	1.043
5	1.5	11.214	6.4742	7.9742	1.044	1.031	1.029	1.029
6	1.5	12.015	6.9366	8.4366	0.992	0.974	0.971	0.971
7	1.5	11.178	6.4534	7.9534	0.877	0.854	0.850	0.850
8	1.11	3.7863	2.1859	3.2960	0.532	0.503	0.499	0.499

	(cb + Wtanφ)/Mi			
	FS=1.74	FS=1.911	FS=1.94	FS=1.96
	6.30	6.265	6.258	6.258
	2.39	2.390	2.390	2.390
	5.29	5.301	5.303	5.303
	6.59	6.637	6.646	6.646
	7.64	7.733	7.749	7.749
	8.51	8.662	8.690	8.690
	9.07	9.317	9.360	9.360
	6.20	6.548	6.612	6.612
$\Sigma F_{resistentes}$	51.99	52.85	53.01	53.01

Fuente: Propia

1ra iteración:

Para la dovela 1 se tiene:

$$M_i = \cos\theta \left(1 + \frac{\tan\phi \tan\theta}{FS} \right)$$

$$M_i = \cos(-11) \left(1 + \frac{\tan(30)\tan(-11)}{1.74} \right)$$

$$M_i = 0.918$$

De la misma manera para las otras dovelas.

Para el cálculo del factor de seguridad se utilizan $\Sigma F_{actuanes}$ obtenido por el método de Fellenius.

$$FS = \frac{\Sigma F_{resistentes}}{\Sigma F_{actuanes}} = \frac{51.99}{27.20} = 1.911$$

Con el FS= 1.911 obtenido se calcula la otra iteración, obteniendo Mi para FS=1.911.

CAPITULO IV CIMENTACIONES

Para la segunda interacción resulta un FS:

$$FS = \frac{\Sigma F_{resistentes}}{\Sigma F_{actuantes}} = \frac{52.85}{27.200} = 1.94$$

Con FS 1.94

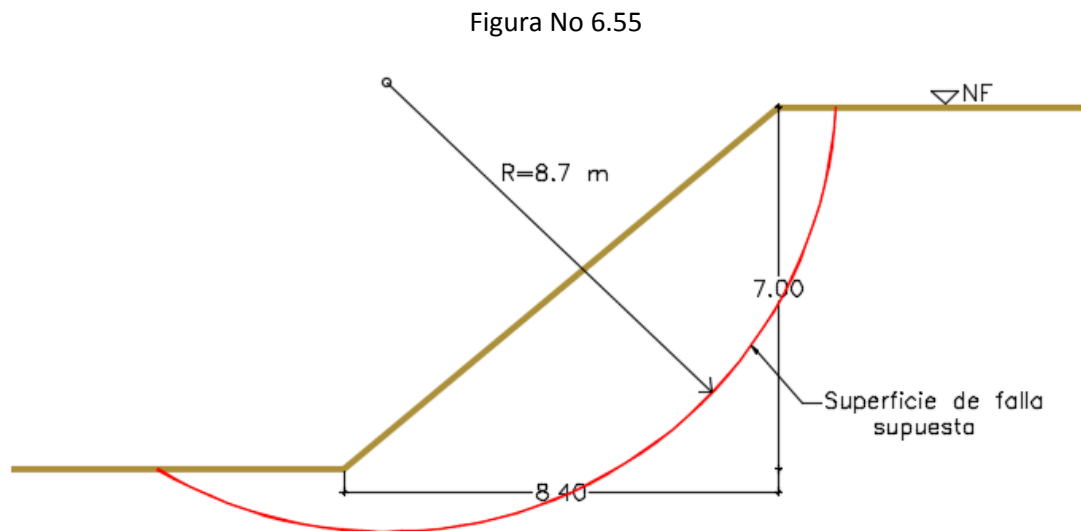
$$FS = \frac{\Sigma F_{resistentes}}{\Sigma F_{actuantes}} = \frac{53.01}{27.200} = 1.96$$

Con FS 1.96

$$FS = \frac{\Sigma F_{resistentes}}{\Sigma F_{actuantes}} = \frac{53.01}{27.200} = \mathbf{1.96 \text{ ok}}$$

6.12 Ejercicios Propuestos

1. Resuelva el ejercicio anterior para las siguientes condiciones:
 - a) Realice el análisis para la condición gravedad + sismo, asuma que el talud se encuentra en la zona II de nuestro país.
 - b) Realice el análisis tomando en cuenta la presencia del nivel freático a lo largo de todo el talud, vea la figura No 6.55.



Fuente: Propia

UNIDAD 7: METODOS DE REFORZAMIENTOS DEL SUELO

En la actualidad existen diversos métodos de reforzamiento del terreno dependiendo del objetivo que se persiga, así por ejemplo, si lo que se desea es densificar el suelo aumentando sus características portantes, se puede recurrir a técnicas tales como: compactación dinámica, columnas de grava (Geopier), procedimientos de vibrado profundo para el reacomodo de las partículas, micropilotes, geosintéticos, inyecciones de alta presión (Jet Grouting), precargas, etc. Debido a lo amplio del tema, en la unidad nos enfocaremos a las técnicas de anclajes.

La experiencia acumulada en el campo de la ingeniería práctica y teórica, a través de la mecánica de suelos y de rocas en las últimas décadas, han permitido obtener verdaderas soluciones a la gran variedad y complejidad de problemas reales mediante el uso de tirantes de anclaje, debido a la existencia de suelos y macizos rocosos que presentan condiciones extremadamente difíciles y para los cuales plantear un muro de contención u otro mecanismo de estabilización de masas de suelo no es viable, ya sea por el aspecto económico, aspectos constructivos o funcionalidad a largo plazo.

Un ancla para suelo o roca es un elemento estructural esbelto, diseñado para transmitir un esfuerzo de tensión al terreno circundante. Se emplea para estabilizar y soportar estructuras de tierra, naturales o artificiales, sometidas a fuerzas laterales o de levantamientos importantes, con lo cual se restringe el desplazamiento y/o giro. Para proporcionar la estabilidad requerida el ancla debe ser llevada a una zona firme de suelo o roca.

El objetivo fundamental del anclaje es sostener y por lo tanto reforzar, tanto las masas de suelo o de rocas meteorizadas y diaclasas que debido a la baja capacidad portante que poseen, están propensas a fallar. Estas masas, potencialmente inestables, pueden estabilizarse a través de los anclajes, los cuales generan un incremento de las tensiones normales sobre la superficie potencial de rotura, y por ende un aumento en la resistencia al esfuerzo cortante del terreno mediante la transmisión de fuerzas externas a la profundidad de diseño.

Por consiguiente, es esencial tener un conocimiento pleno de las características geotécnicas del suelo y del macizo rocoso, particularmente en lo referente a las discontinuidades y su arreglo espacial, así como el flujo de agua a través del subsuelo.

Los anclajes podemos diferenciarlos por su mecanismo de trabajo en:

- Anclajes Activos
- Anclajes Pasivos

Los anclajes activos ejercen una acción estabilizadora desde el mismo momento de su puesta en tensión. Los anclajes pasivos entran en acción, oponiéndose al deslizamiento, cuando la masa deslizante ha comenzado a moverse.

De aquí se deducen dos importantes ventajas de los anclajes activos sobre los anclajes pasivos. Los primeros permiten aprovechar la resistencia intacta del terreno, pues el movimiento de la

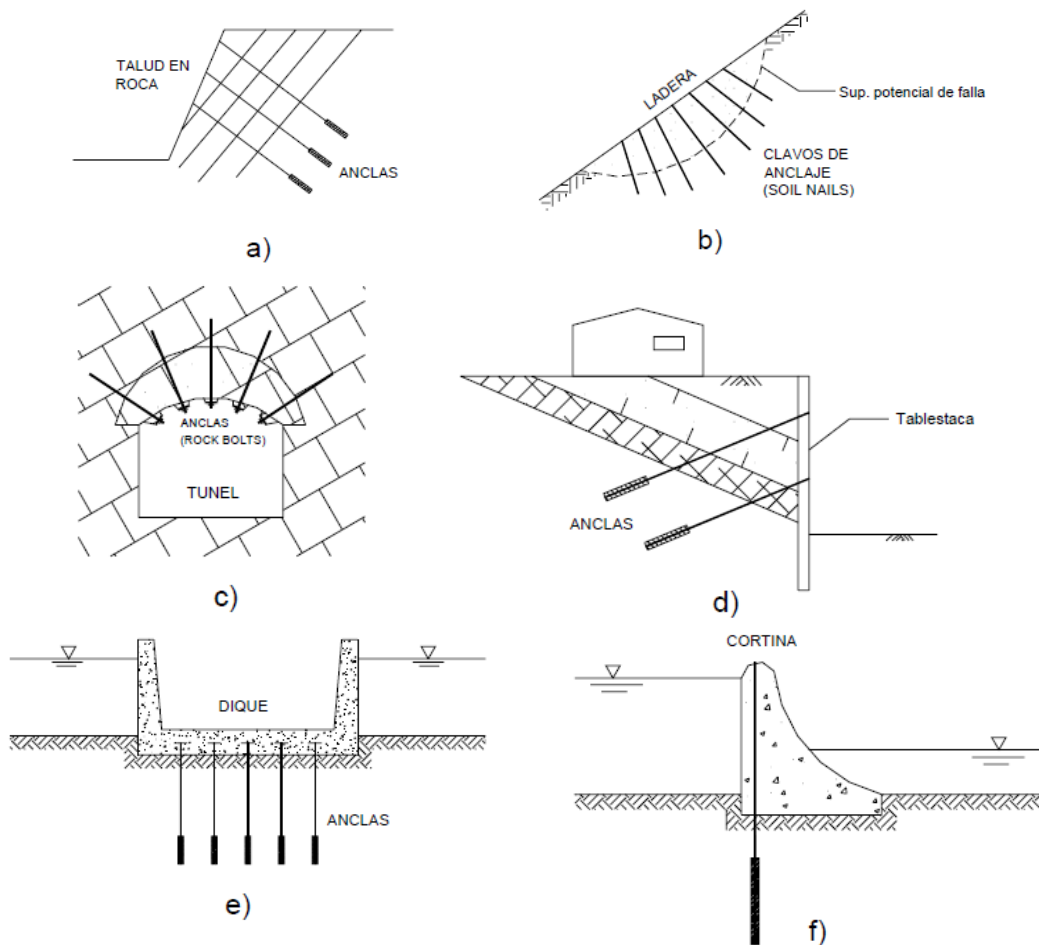
CAPITULO IV
CIMENTACIONES

masa produce una disminución de las propiedades resistentes. Por otra parte, dicho movimiento puede provocar la rotura contra el revestimiento protector contra la corrosión, precisamente en el momento en el que la resistencia del anclaje es más necesaria.

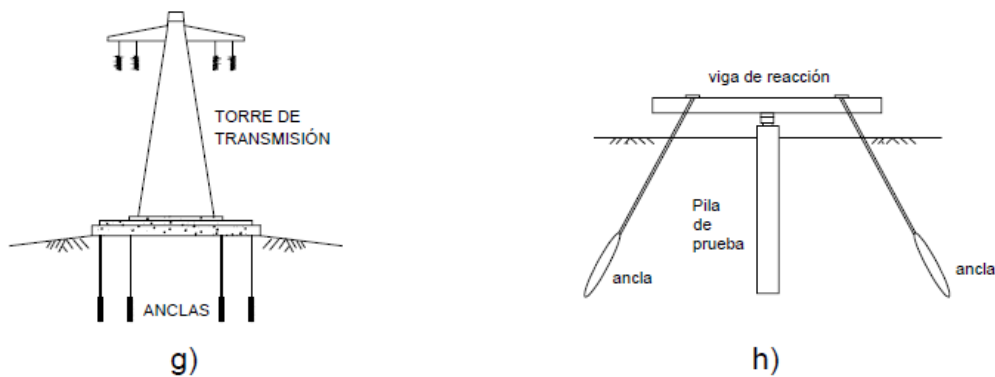
Los anclajes pasivos entran en tensión al oponerse a la expansión o dilatación que se produce en las juntas de la roca cuando comienza a producirse un deslizamiento a lo largo de las mismas. El movimiento de la masa produce un aumento de volumen (dilatación) que está relacionado con la existencia de rugosidades en la misma. La efectividad de un anclaje pasivo está relacionada directamente con la magnitud de la dilatación, la cual depende del tamaño y la dureza de las rugosidades.

Los anclajes encuentran su mayor campo de aplicación en aquellas obras que involucran la retención o estabilización de un suelo, roca o estructura. En la figura No 7.1 se muestran las aplicaciones más comunes.

Figura No 7.1: Aplicaciones más comunes de los anclajes



CAPITULO IV CIMENTACIONES



Fuente: R. Monroy Salgado (2007), "Anclaje en suelos" Universidad Nacional Autónoma de México

La figura No 7.1 muestra las aplicaciones de los anclajes, los que se pueden usar para estabilización de taludes en suelo y roca (a); estabilización de laderas (Soil nailing) (b); sujeción de bloques de roca (c); retención de tablestacas y muros pantalla (d); anclaje de estructuras sujetas a subpresión hidráulica (e); estabilización de estructuras sujetas a fuerzas de volteo y deslizamiento (f); estabilización de estructuras altas (g) y generación de fuerzas de reacción para marcos de carga (h).

Existen muchas similitudes entre las anclas para suelo y para roca (las de suelo se desarrollaron a partir de estas últimas). El principio de funcionamiento en ambos casos, es el mismo, transmitir una fuerza de tensión a un punto fuera de la masa de material por estabilizar.

A continuación se explican las dos tipologías de anclaje.

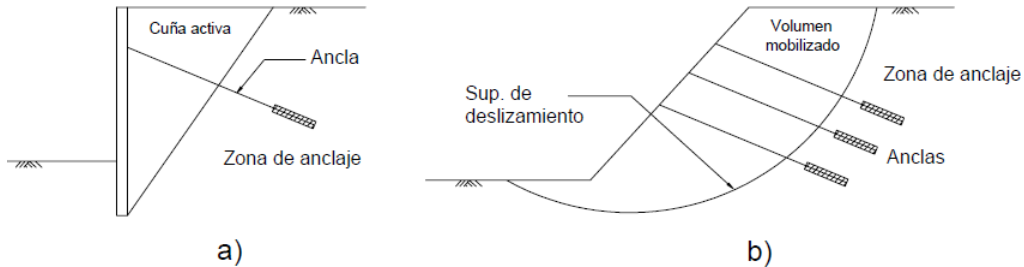
7.1 Anclajes activos

Son aquellos que ayudan a incrementar el esfuerzo normal en la superficie de deslizamiento potencial y por lo tanto la resistencia al corte (según la ley de Mohr-Coulomb). También se les denomina de tipo activo, ya que proporcionan una fuerza externa desde el inicio, debido a que los elementos son sometidos a fuerzas de post-tensado poco tiempo después de su instalación a un porcentaje entre el 50% y 90% de la carga de trabajo considerada en el diseño. Estas anclas se usan predominantemente en rocas y solo se fijan en su extremo inferior.

El anclaje de un volumen de suelo o roca implica, fundamentalmente, la transferencia de esfuerzos de tensión a lo largo de un elemento estructural (barra o cable) a un estrato resistente denominado zona de anclaje (figura No 7.2)

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Figura No 7.2: Definición de una zona de anclaje; tablestaca (a) y talud (b)



Fuente: R. Monroy Salgado (2007), "Anclaje en suelos" Universidad Nacional Autónoma de México

El buen desempeño de un sistema de anclaje depende de que se cumplan las siguientes condiciones:

1. Una buena adherencia entre el suelo y la longitud de fijación (bulbo de anclaje).
2. La zona de anclaje queda ubicada fuera del área de influencia de las cuñas pasiva y activa o de la superficie potencial de falla.
3. El tendón esté protegido en forma adecuada contra la corrosión durante su vida útil.
4. El conjunto formado por el suelo soportado y el sistema de anclaje tienen un adecuado factor de seguridad contra una falla global.

Ventajas y desventajas de los anclajes activos

Las ventajas y desventajas que presenta este sistema se muestran en la tabla No 7.1.

Tabla No 7.1: Ventajas y desventajas de anclajes activos

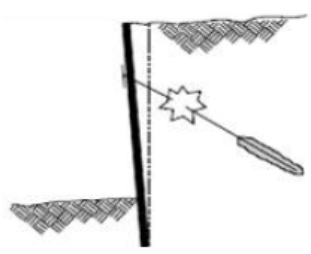
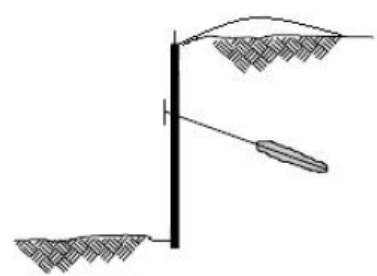
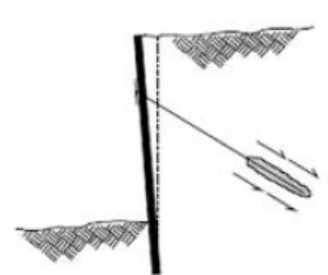
VENTAJAS	DESVENTAJAS
<ul style="list-style-type: none"> Utilizar la capacidad del suelo o roca donde se instalan como medio de soporte. Ocupar menos espacio durante su instalación, comparado con sistemas equivalentes (puntales, taludes temporales). Mantener la estabilidad de taludes y cortes en situaciones especiales donde constituyen la única solución posible. Su proceso constructivo se realiza de arriba hacia abajo, por lo que no se necesita rellenos artificiales o reduce el volumen de excavación. No se necesitan de fundaciones para su realización. Reducción de la cantidad de concreto reforzado para su construcción, dado que el muro puede ser diseñado con anclajes cuyos espaciamientos sean pequeños. 	<ul style="list-style-type: none"> La existencia de ambientes agresivos que puedan dañar los componentes del bulbo o anclaje si éstos no están protegidos adecuadamente. Los muros anclados no son efectivos en suelos blandos, ya que pueden causar deformaciones excesivas en la masa de suelo. La zona donde son instalados los anclajes queda limitada al desarrollo en el futuro. Puede interferir con estructuras vecinas o adyacentes al lugar del proyecto.

Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES.

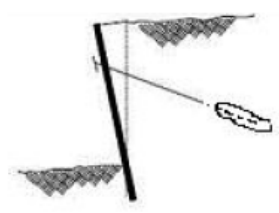
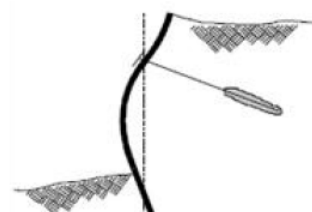
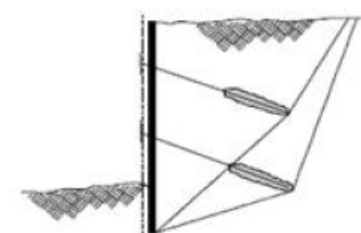
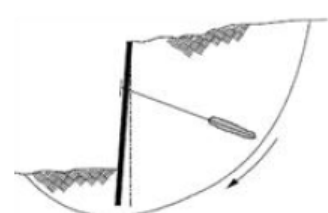
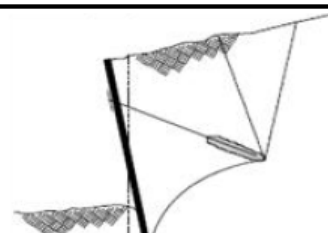
CAPITULO IV
CIMENTACIONES

El análisis de los muros anclados debe llevarse a cabo haciendo referencia a los modos de falla que se pueden presentar. Existen varios mecanismos posibles de falla de los muros anclados, que comúnmente son causadas por exceso de carga sobre un ancla. Las cargas en exceso pueden estar relacionadas con la carga de retensionamiento (aplicación de más tensión al ancla), la secuencia de excavaciones, las fuerzas del agua y fuerzas sísmicas, entre otras; por lo que los mecanismos de falla pueden involucrar los tendones, la masa de suelo, el bulbo o las estructuras superficiales. Los principales tipos de falla se muestran en la tabla No 7.2.

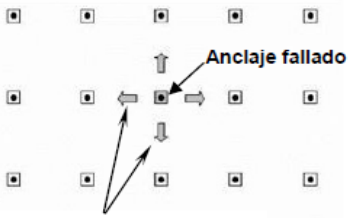
Tabla No 7.2: Principales tipos de falla en muros anclados (FHWA Ground Anchors and Anchored Systems)

MODOS DE FALLA LOCAL	
FALLA DEL ACERO DEL TENDON	
<p>Al colocarle la carga de tensionamiento el acero del tendón recibe esfuerzos de tensión. Si la carga aplicada es mayor que la capacidad estructural del tendón, ocurre la falla. Para evitar esto se recomienda que la carga de diseño sobre el tendón no exceda el 60% del esfuerzo de fluencia del tendón.</p>	
FALLA DE LA MASA DE SUELO	
<p>Esta falla es debida a la capacidad de soporte del suelo superficial. Si al colocarle la carga de pretensionamiento, ésta supera la capacidad de soporte del suelo lateral, se produce un movimiento del suelo hacia arriba. Esto ocurre especialmente en las anclas más subsuperficiales. Así mismo, se recomienda que la primera hilera de anclajes de arriba hacia abajo se encuentre suficientemente profunda para que la resistencia pasiva del suelo evite la falla.</p>	
FALLA DE LA UNION BULBO Y SUELO	
<p>Los anclajes movilizan una fuerza perimetral entre el bulbo y el suelo. La resistencia de esta interface depende de la presión normal, de la fricción y cohesión en el perímetro del bulbo. En los anclajes acampanados se desarrolla adicionalmente una resistencia relacionada con el acampanamiento. Para aumentar la resistencia entre el bulbo y el suelo se acostumbra a aumentar el diámetro del bulbo o su longitud. Sin embargo, la experiencia muestra que el efecto de aumento de resistencia no ocurre para bulbos con longitudes superiores a 9 o 12 metros (Sabatini y otros, 1999).</p>	

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

FALLA ENTRE EL TENDON Y LA LECHADA	
<p>El mecanismo de falla de la unión entre el tendón y el grout incluye problemas de adherencia, fricción e integración mecánica entre el acero del cable o varilla y grout. La norma ASTM A981 presenta un método estándar para evaluar la unión entre el tendón y grout.</p>	
FALLA DE LA ESTRUCTURA SUPERFICIAL	
<p>La estructura superficial puede fallar por exceso de esfuerzos de flexión o de cortante, además puede darse el caso de una falla por punzonamiento, lo cual debe tenerse en cuenta en el diseño de dicha estructura.</p>	
MODOS DE FALLA GENERALIZADA	
FALLA GENERALIZADA POR DESLIZAMIENTO	
<p>Para prevenir este modo de falla se efectúan análisis convencionales en la base de la estructura de retención en los que intervengan todas las fuerzas actuantes. En este caso resulta crítico, contar con estimaciones razonables de la resistencia del suelo involucrado.</p>	
FALLA GENERALIZADA ROTACIONAL	
<p>Aquí pueden aplicarse los métodos convencionales para el análisis de la estabilidad global del sistema.</p>	
FALLA GENERALIZADA POR VOLTEO	
<p>En este caso se deben tomar en cuenta todas las fuerzas que actúan en el elemento de retención. De ser necesario debe analizarse la posibilidad de que el volteo ocurra a diferentes profundidades, alrededor de uno o más puntos de giros.</p>	

CAPITULO IV CIMENTACIONES

MODO DE FALLA	
FALLA PROGRESIVA	
Una falla local (como las mostradas en esta tabla) que se extiende en toda la estructura se denomina un colapso progresivo. El riesgo de colapso progresivo de los sistemas de muros anclados es debido a la baja capacidad del suelo para el arqueamiento y para redistribuir las cargas a los anclajes adyacentes. Por lo que el sistema, debe poseer un adecuado diseño contra las fallas locales para evitar el posible colapso progresivo, además un diseño estructural adecuado tanto de los elementos de anclaje como de la pantalla o pared de revestimiento para lograr la distribución de la carga a los anclajes adyacentes.	 <p>Redistribución del arqueamiento (en ambas direcciones)</p>

Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES.

7.1.1 Definición de anclaje activo

Los anclajes activos son elementos constructivos que se introducen dentro de una perforación realizada en el terreno y permiten la aplicación de una carga de tensado. Están conformados por cables de acero, que se anclan en las zonas estables del terreno. Se componen de una longitud libre de cable que permite la transmisión de la carga a la zona del bulbo, ver figura No 7.3.

Figura No 7.3: Anclaje activo

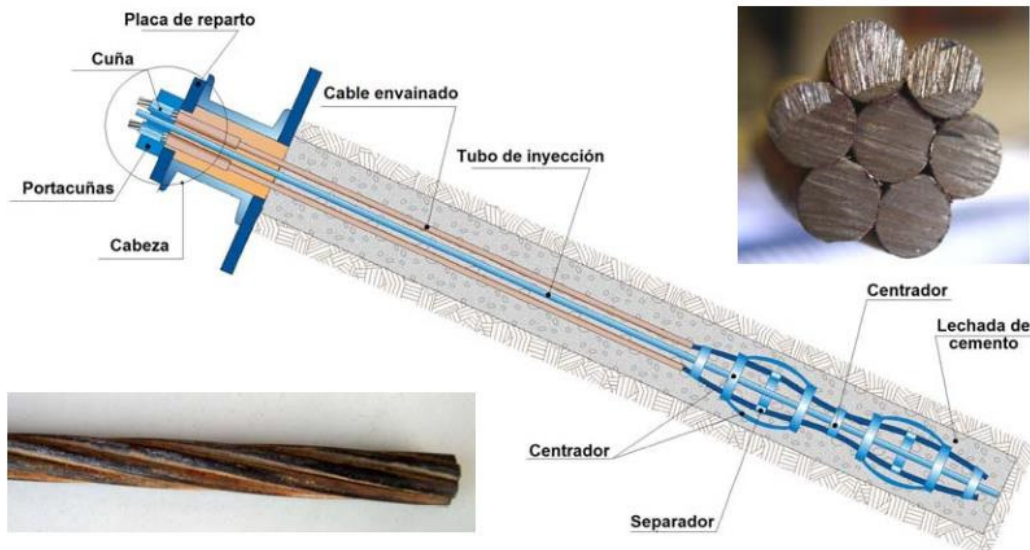


Fuente: http://www.nacionaldeperforaciones.com/anclajes_activos.php

El bulbo consiste en una zona inyectada con grout que se encarga de resistir la carga, transmitiéndola al terreno por medio de la adherencia entre la lechada y el material adyacente (Figura No 7.4).

CAPITULO IV CIMENTACIONES

Figura No 7.4: Anclaje activo



Fuente: http://www.nacionaldeperforaciones.com/anclajes_activos.php

Las partes constituyentes de dicho sistema se describen brevemente a continuación (figura No 7.5).

Cabeza:

Es el elemento que conecta el ancla con la estructura a soportar. Dicha estructura puede ser un muro, tablestaca o capa de concreto lanzado reforzada con malla. Debido a que la fuerza de tensión en el tendón se transmite a la estructura a través de la cabeza, es común colocar una placa debajo de ésta para disminuir la concentración de esfuerzos.

Tendón:

Elemento estructural principal, constituido por cables de acero de alta resistencia o barras de refuerzo de grado estructural. Se deben proteger contra la corrosión, sobre todo si el anclaje es de tipo permanente.

Bulbo de anclaje:

Es el ancla propiamente dicha y se encarga de transmitir los esfuerzos a la masa del suelo. La capacidad de un ancla, está en función de la fricción bulbo-suelo, adherencia y la presión de inyección que actúan en la superficie del bulbo.

Barreno:

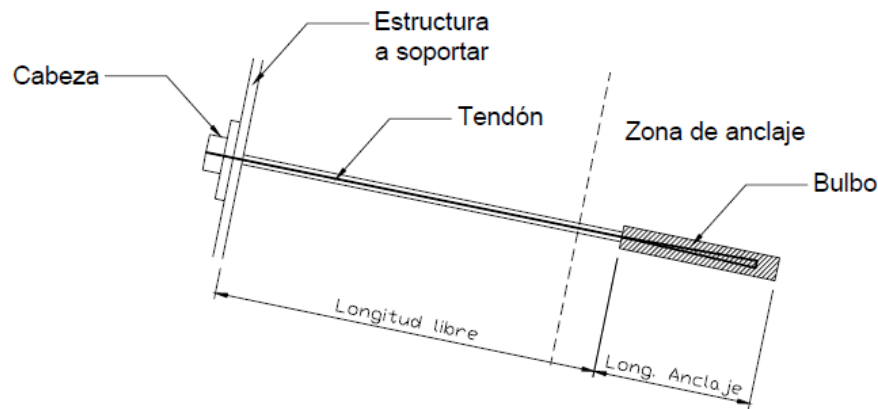
También podemos considerarlo como parte constituyente del sistema. Este debe contar con un diámetro adecuado para recibir las varillas, torones y mortero (normalmente entre 100 y 150 mm). Sus dimensiones deben ser tales que permitan la existencia de una distancia entre el

CAPITULO IV

CIMENTACIONES

tendón, la pared y longitud suficiente para el desarrollo de las fuerzas de adherencia entre el mortero y las varillas. También debe permitir el desarrollo de las fuerzas de fricción entre el mortero y el terreno.

Figura No 7.5: Partes de un anclaje



Fuente: R. Monroy Salgado (2007), "Anclaje en suelos" Universidad Nacional Autónoma de México

7.1.2 Campo de aplicación

La factibilidad de utilizar un muro anclado en una ubicación específica se deberá determinar analizando si las condiciones del suelo y la roca dentro de la zona del bulbo de los anclajes adherentes son adecuadas. También se debería considerar la posibilidad de encontrar instalaciones de servicio público (tuberías de agua, gas, etc.) subterráneas y la proximidad de otros tipos de estructuras enterradas (cimientos de edificios aledaños) respecto de la ubicación de los anclajes.

Se recomienda el uso de anclajes activos cuando:

- El talud o ladera a retener, esté constituido por roca.
- Se desea minimizar las posibles deformaciones en la corona de la zona a proteger.
- Cuando el material estable esté a una profundidad muy grande.
- Las cargas requeridas son elevadas.
- En condiciones donde se requiere un sistema de protección más potente, con deformaciones controladas.

Existen suelos con propiedades adecuadas e inadecuadas para la aplicación de este sistema, las que se muestran en la tabla No 7.3.

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Tabla No 7.3: Condiciones que requieren los suelos y macizos rocosos para considerarlos adecuadas e inadecuadas para el uso de anclajes activos

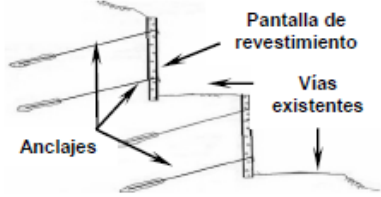
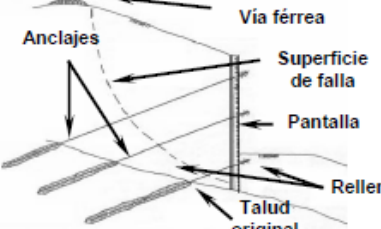
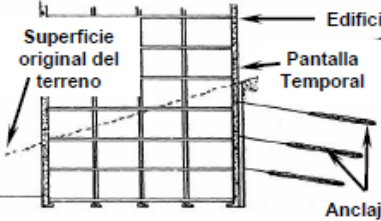
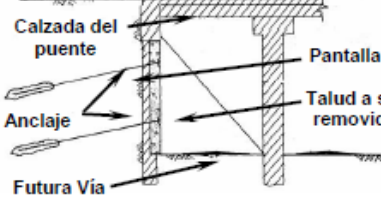
CONDICIONES ADECUADAS	
TIPO DE SUELO	DESCRIPCION
SUELO COHESIVO RIGIDO O DURO	Los suelos cohesivos pueden ser clasificados tentativamente como rígidos si su valor de N es de al menos 9 golpes por cada pie ($N \geq 9$ golpes/ft). Es lógico decir que las consistencias mayores a la rígida son adecuadas para el uso de los anclajes. Dichas consistencias son: muy rígida ($15 < N \leq 30$), dura ($30 < N \leq 60$) y muy dura ($N > 60$). Los suelos cohesivos pueden abarcar desde las arcillas rígidas hasta las arcillas duras, limos arcillosos, arcillas limosas, arcillas arenosas, limos arenosos y las combinaciones de ellos.
SUELO ROCOSO	Todas las rocas se consideran aceptables para la colocación de bulbos de anclaje. La capacidad de carga de la roca varía con su estructura, resistencia a la compresión y composición. Las resistencias de unión entre el bulbo y la roca pueden ser tan bajas como 69 KPa en una lutita arcillosa y tan altas como 2,070 KPa en un granito sano o una roca caliza (Weatherby y Nicholson, 1982).
SUELO GRANULAR	La mayoría de anclajes en suelos arenosos también han tenido un comportamiento satisfactorio a largo plazo. Los anclajes permanentes pueden instalarse en suelos no cohesivos con valores de penetración estándar N mayores de 10 golpes por pie (compacidad medianamente densa). Así mismo las compacidades densas ($30 < N \leq 50$) y muy densas ($N > 50$) son más adecuadas. Tomando un ángulo de fricción interna $\Phi \geq 30^\circ$, respectivamente.
CONDICIONES INADECUADAS	
TIPO DE SUELO	DESCRIPCION
SUELO COHESIVO BLANDO	Los bulbos de anclaje colocados en suelos cohesivos blandos han tenido con frecuencia problemas de capacidad a largo plazo. Se debe esperar un comportamiento no satisfactorio de los bulbos en suelos cohesivos cuyos valores de N de acuerdo al ensayo SPT para este tipo de suelos son menores de 5 golpes por cada pie. Así mismo, no es recomendable colocar bulbos de anclaje en suelos orgánicos. Se recomienda evitar estos suelos prolongando las anclas a mayor profundidad dentro de un estrato de mejor capacidad. Igualmente no se deben colocar bulbos de anclaje en relleno ni en materiales granulares sueltos ($N < 10$)

Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES.

Los muros anclados son muy utilizados en excavaciones de tierra, tal como es el caso de la construcción de carreteras, en donde se requieren cortes verticales o semiverticales. La importancia de este tipo de muros radica, sobre todo en su gran aporte a la estabilidad de las masas de suelo, en estribos de puentes, en la construcción de muros para fundaciones de edificaciones, etc. A continuación se detallan en la tabla No 7.4 algunas aplicaciones de estos sistemas.

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Tabla No 7.4: Aplicación de muros anclados (FHWA TIEBACKS, WEATHERBY, 1982)

APLICACION	DESCRIPCION	FIGURA
<p style="text-align: center;">MUROS ANCLADOS COMO RETENCION EN CARRETERAS</p>	<p>Los muros anclados han sido utilizados comúnmente para la retención de suelo en vías o caminos que se encuentran en diferentes niveles de terreno (muros con escalonamiento), sobre todo en los de topografía irregular. También son muy utilizados para las ampliaciones de vías existentes, para la construcción de nuevas vías o bien para hacer reajustes en la infraestructura vial y se pueden hacer sistemas mixtos utilizando primero una pared temporal para luego colocar una pantalla permanente de concreto reforzado.</p>	
<p style="text-align: center;">MUROS ANCLADOS COMO ESTABILIZACION DE TALUDES</p>	<p>Los muros anclados permanentes son utilizados para la estabilización de taludes y para prevenir deslizamientos de rocas o suelos, sobre todo cuando se realizan cortes en el terreno para la construcción de carreteras, rellenos o vías férreas. La estabilización consiste en que el muro soporte el suelo que se encuentra detrás de él. La fuerza que deben tener los anclajes debe ser superior a la necesaria para estabilizar las paredes de una excavación con un muro convencional y la pantalla de revestimiento se encarga de distribuir estas fuerzas en los anclajes a la superficie del suelo, la cual no se comprime y es capaz de soportar las reacciones de los anclajes en la cara de la excavación.</p>	
<p style="text-align: center;">MUROS ANCLADOS COMO FUNDACION EN EDIFICIOS</p>	<p>Se puede observar este tipo de aplicación en un edificio que se encuentra ubicado en un terreno en donde hay un talud y que, al realizar un corte del mismo se generarán grandes fuerzas laterales ocasionadas por los empujes del terreno. Es por ello que los anclajes pueden ser indicados en lugar de las fundaciones convencionales para soportar este tipo de fuerzas. En este edificio se puede utilizar como pantalla un muro de concreto reforzado temporal o un tablestacado temporal que sea reforzado con anclajes permanentes y luego se pueda construir el muro del edificio. Cabe mencionar que existen muchas variantes de este método en fundación de edificios.</p>	
<p style="text-align: center;">MUROS ANCLADOS COMO ESTRIBOS DE PUENTES</p>	<p>Los muros anclados también son utilizados en los estribos de los puentes, sobre todo cuando se tiene en cuenta la construcción de una nueva vía o camino cuyo trayecto pase justo bajo el estribo del puente y en el cual haya que realizar una remoción del material proveniente del terreno original del talud sobre el cual el estribo del puente se encuentra apoyado y en donde la construcción del muro le dará estabilidad a la masa de suelo detrás de él.</p>	

Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES.

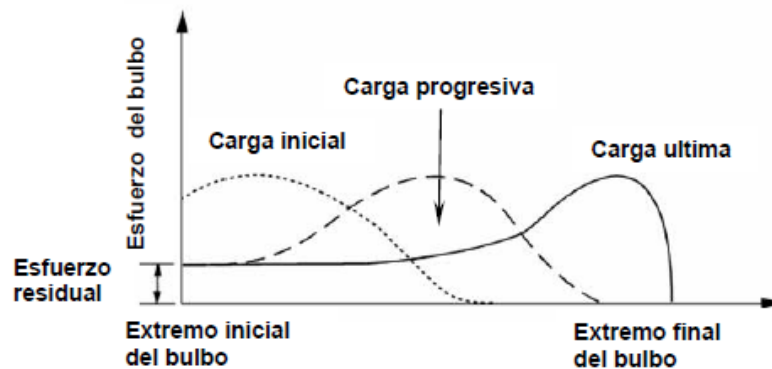
7.1.3 Criterios de diseño

Antes de iniciar con la metodología de diseño es importante tener claro el mecanismo de trabajo de los anclajes activos, es decir, las cargas a las que están sometidos y cómo son transmitidas al terreno, por lo que a continuación se aborda cada uno de ellos.

Análisis de esfuerzos dentro del bulbo de anclaje

La longitud de un bulbo de anclaje debe ser tal que pueda transferir los esfuerzos de tensión del extremo inicial del bulbo al extremo final de éste, de manera adecuada. En donde, inicialmente los incrementos de carga de presfuerzo son resistidos por el extremo inicial del bulbo como se muestra en la figura No 7.6.

Figura No 7.6: Movilización de los esfuerzos dentro del bulbo de anclaje debido a la tensión



Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES.

Luego los incrementos adicionales de la carga se transfieren a la zona intermedia del anclaje y es en esta etapa donde la tensión del anclaje es transmitida al estrato de suelo circundante en forma de esfuerzo cortante a lo largo de la longitud del bulbo.

Mientras que, si la carga se aproxima a la carga ultima o residual, esta es tomada por el extremo final del bulbo y éste lo transmite a una pequeña parte del suelo circundante, hasta que finalmente el bulbo falla por extracción. Para la simplificación del cálculo de la longitud de anclaje debe considerarse una distribución uniforme de cargas en toda su longitud.

Cargas actuantes en los muros anclados

Además de las fuerzas inducidas por las pruebas de ensayos de tensionamiento de las anclas o la aplicación del presfuerzo de trabajo de las mismas, existen otras fuerzas que deben considerarse en el diseño de éstas estructuras, entre las cuales están:

- **Cargas laterales**

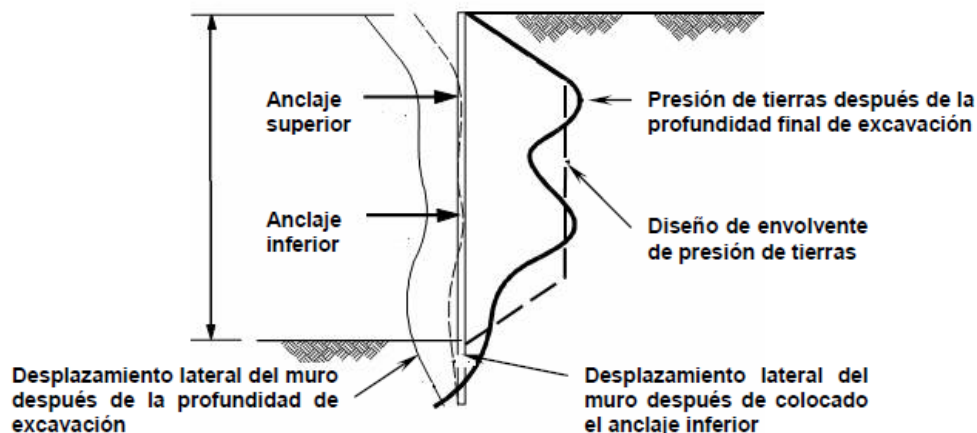
Estas consisten en:

- a) Esfuerzos laterales del suelo, que dependen de la magnitud de las tensiones que se desarrollan en el terreno.
- b) Presiones laterales causadas por sobrecargas que actúan en la superficie.
- c) Esfuerzos laterales inducidos por cargas concentradas, como zapatas dentro de la masa de suelo.
- d) Presión del agua.

Presiones de tierra sobre muros anclados

La presión de tierra que se desarrolla sobre un muro anclado depende de la magnitud y distribución lateral de las deformaciones del muro, así como de la rigidez de la pantalla o pared de revestimiento a anclar, ver figura No 7.7.

Figura No 7.7: Presión de tierras desarrolladas sobre un muro anclado con múltiples niveles



Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

- **Cargas verticales**

Estas incluyen el peso de la estructura anclada y las reacciones producto de las cargas interactuantes que alcanzan a los anclajes indirectamente. Es por esto que debe verificarse la capacidad de carga en el desplante de la estructura (de ser necesaria), para evitar la penetración del estrato de apoyo. Además dentro de las cargas verticales deben considerarse las asociadas con las operaciones de construcción.

- **Cargas dinámicas**

Estas pueden incluir los efectos vibratorios de la actividad sísmica o por el impacto de grandes cargas en movimiento y que son de tal intensidad que deben ser consideradas en el diseño.

Ahora bien, teniendo en cuenta el funcionamiento de los anclajes activos, a continuación se muestran los aspectos que forman parte del diseño de muros anclados, cuyo enfoque es estrictamente de carácter geotécnico, es decir, no se profundizará en el diseño estructural.

Metodología de diseño de anclajes activos

El siguiente análisis fue desarrollado en concordancia con la FHWA-RD-97-130 "Design manual for permanent ground anchor walls" y el programa de investigación desarrollado por el cuerpo de ingenieros de los Estados Unidos, denominado "State of practice in the desing of tall, stiff and flexible tiebacks retaining walls". Dicho análisis fue llamado RIGID 1 y está basado en una etapa final de construcción del muro sin tomar en cuenta las etapas previas del mismo.

Este método utiliza una franja vertical de muro anclado considerada como una viga apoyada con soportes rígidos, situados en la ubicación del anclaje. En la práctica común, el uso de envolventes de presión de tierras en este tipo de análisis provee un método oportuno para el diseño preliminar y muchas veces para el diseño definitivo de muros anclados. Sin embargo, los diagramas aparentes de presión de tierras no pretenden representar la distribución real de la presión de tierras, sino que constituir presiones hipotéticas que simplifiquen el análisis.

- **Cálculo de cargas laterales**

El cálculo de cargas laterales o carga total de tierras depende de diversos factores, tales como: el tipo de suelo, las sobrecargas o bien la vida útil del sistema, es decir si será de carácter temporal o de carácter permanente. A estos factores se le debe sumar la disponibilidad de permitir desplazamientos. Por lo tanto, estas estructuras se deben diseñar con las consideraciones adecuadas.

- **Muro anclado sin desplazamiento**

Para el método de análisis (RIGID 1), el cálculo de la carga total de tierras (T_L) para muros permanentes, está basado en una comparación del coeficiente de reposo (K_0) y el coeficiente de Rankine modificado (K_{Amob}), el que para su obtención es afectado por un factor de seguridad, generalmente de **1.5** sobre la resistencia a cortante del suelo (ϕ , c), en donde se toma el mayor coeficiente resultante. El método RIGID 1 se considera adecuado para nuestro medio por que considera fundamentos teóricos geotécnicos empleados comúnmente en nuestro país.

Por Rankine movilizado:

$$\phi_{mob} = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \phi}{FS} \right)$$
$$c_{mob} = \frac{c}{FS}$$

Dónde:

ϕ_{mob} = Ángulo de fricción interna del suelo afectado por un factor de seguridad

ϕ = Ángulo de fricción interna del suelo

FS = Factor de seguridad de 1.5, según método RIGID 1

c_{mob} = Cohesión del suelo afectada por un factor de seguridad (kN/m²)

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

c = Cohesión del suelo (kN/ m²)

Entonces se debe calcular un K_{Amob} el cual será utilizado para calcular la carga total de presiones de tierras en condiciones activas:

$$K_{Amob} = \frac{1 - \text{sen}\phi_{mob}}{1 + \text{sen}\phi_{mob}} \rightarrow T_L = \frac{1}{2} K_o \gamma H^2$$

Dónde:

K_{Amob} = Coeficiente de presión de tierras en condición activa movilizada.

K_o = Coeficiente de presión de tierras en condición de reposo

T_L = Carga total debida a la presión de tierra (kN/m), Empuje de tierras activa

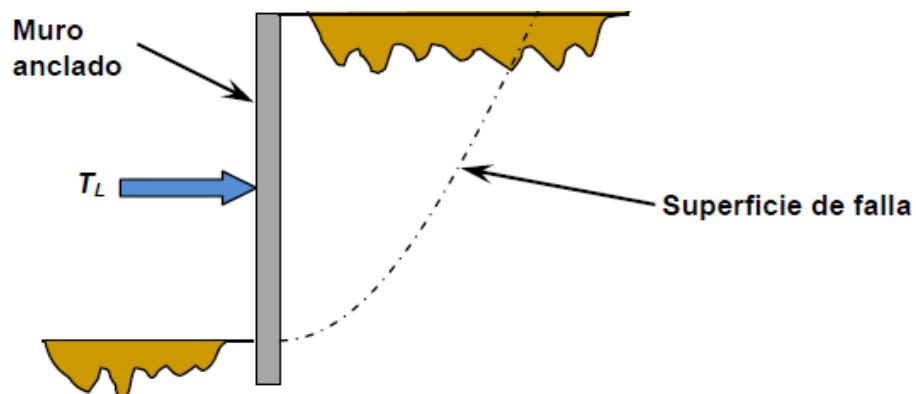
- **Muro anclado con desplazamiento**

Esta condición se presenta cuando los anclajes son presforzado a niveles consistentes con las presiones activas (es decir, existen desplazamientos del muro), considerando un valor de desplazamiento de **0.002H** a **0.005H** para Arenas y arcillas rígidas, en donde la carga total (T_L) utilizada para determinar la presión aparente en esta condición, está basada en un factor de seguridad generalmente de **1.3** sobre la resistencia a cortante del suelo (ϕ , c).

$$K_{Amob} = \frac{1 - \text{sen}\phi_{mob}}{1 + \text{sen}\phi_{mob}} \rightarrow T_L = \frac{1}{2} K_{Amob} \gamma H^2$$

En la figura No 7.8 se muestra la ubicación de la fuerza externa (T_L) que estabiliza el corte:

Figura No 7.8: Carga total de presión de tierra (T_L)



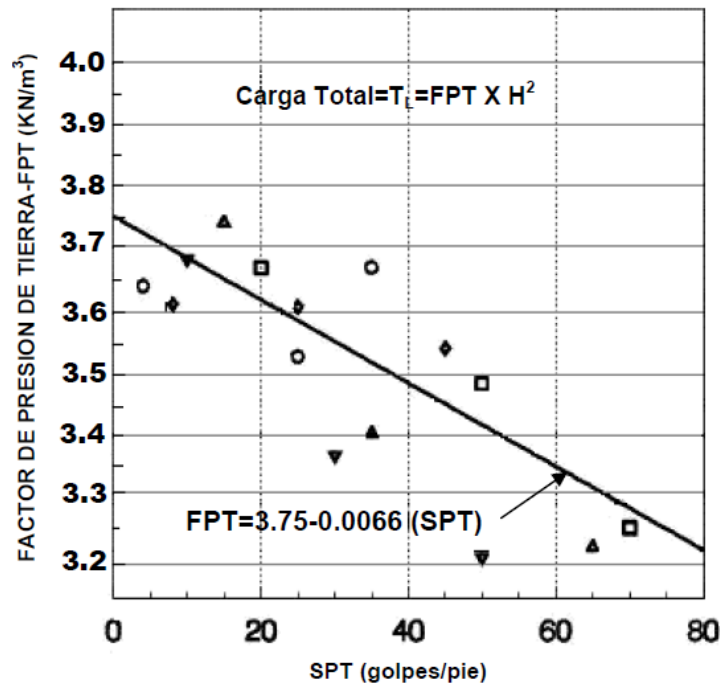
Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

Existe otra forma de calcular la carga total de presión de tierras (T_L) para muros de carácter temporal o permanente, diseñados para que se deformen y es a través del factor de presión de

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

tierras (**FPT**), el cual puede ser calculado para condiciones activas para el muro, este valor es obtenido a partir del número de golpes del SPT (ver figura No 7.9).

Figura No 7.9: Diagrama de factor de presión de tierras para muros



Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

De la figura No 7.9:

FPT = Factor de presión de tierras (KN/m³)

H = Altura del muro (m)

N_{SPT} = Valor del número de golpes en base al ensayo de penetración estándar (SPT).

La carga total de tierras es igual a un factor de presión de tierras (**FPT**) multiplicado por el cuadrado de la altura del muro, lo que significa que dicho factor representa la distribución de carga total de tierra por unidad de longitud del muro. Los factores de presión de tierras se encuentran en un rango de **3.22 a 3.75 KN/m³**.

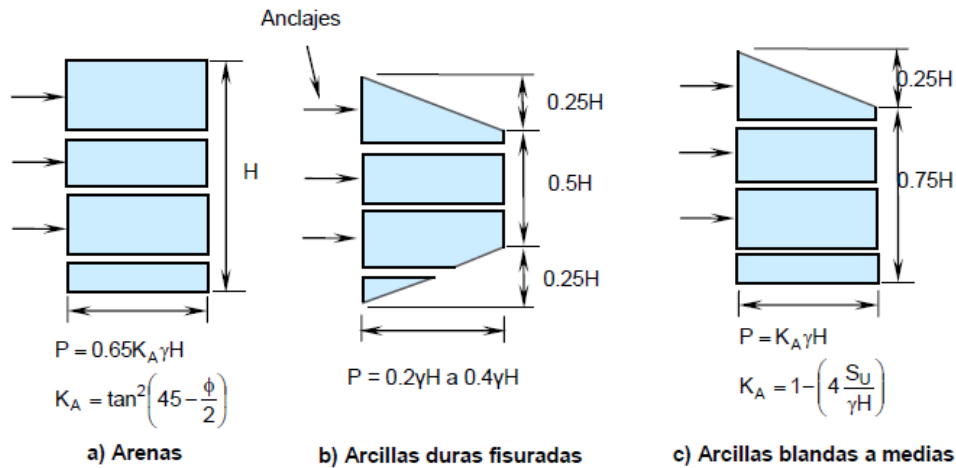
- **Diagramas aparentes de presión de tierra**

Como toda estructura de contención, se hace necesario conocer las presiones de tierra que deberá ser soportado por el sistema. Para el cálculo de las presiones de suelo se hace uso de los diagramas aparentes sugeridos por Terzaghi y Peck, tal y como se vio en la unidad No 3:

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Entibados. Estos diagramas son relativamente conservadores y pueden ser rectangulares o trapezoidales de acuerdo al tipo de suelo, como se muestra en la figura No 7.10.

Figura No 7.10: Diagramas recomendados de presiones de tierras de Terzaghi y Peck



Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

En donde de acuerdo a la figura No 7.10:

H = Altura del muro (m)

K_A = Coeficiente de presión activa de tierras

γ = Peso volumétrico del suelo (kN/m^3)

S_u = Resistencia al corte no drenada ($s_u=c$) (KN/m^2)

c = cohesión del suelo (kN/m^2)

ϕ = ángulo de fricción interna del suelo

P = Presión de tierras según Terzaghi y Peck (KN/m^2)

Diagrama aparente de presión de tierra para arena

La FHWA recomienda utilizar una versión modificada de los diagramas de Terzaghi y Peck en la forma como se indica en la figura No 7.10. Estos diagramas requieren conocer de antemano la localización de las anclas o de los soportes.

Los diagramas trapezoidales son más apropiados que los rectangulares (ver figura No 7.10a), debido a que se asemejan más a las mediciones reales en campo. Para evaluar las presiones, se requiere adicionar la presión de agua y la fuerza sísmica.

La máxima carga total de presión en suelos arenosos está dado por:

$$T_L = 0.65K_A\gamma H^2$$

Diagrama aparente de presión de tierra en arcillas

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Los diagramas originales de Terzaghi y Peck para arcillas fueron desarrollados para soportes temporales y no definitivos. Para condiciones drenadas a largo plazo en arcillas duras o arcillas fisuradas, las presiones de tierra son mayores que las supuestas por Terzaghi y Peck. Por lo que los diagramas recomendados de presiones de tierras en arcillas duras o fisuradas para muros de carácter permanente son similares a los mostrados en la figura No 7.10b y 7.10c (Sabatini y otros, 1999). Cuyos valores de la presión de tierras, P , oscila los $0.2\gamma H$ a $0.4\gamma H$ para muros con un solo nivel de anclajes o con múltiples niveles de anclajes. La carga total de tierra (T_L) dependerá del tipo de suelo arcilloso que se presente.

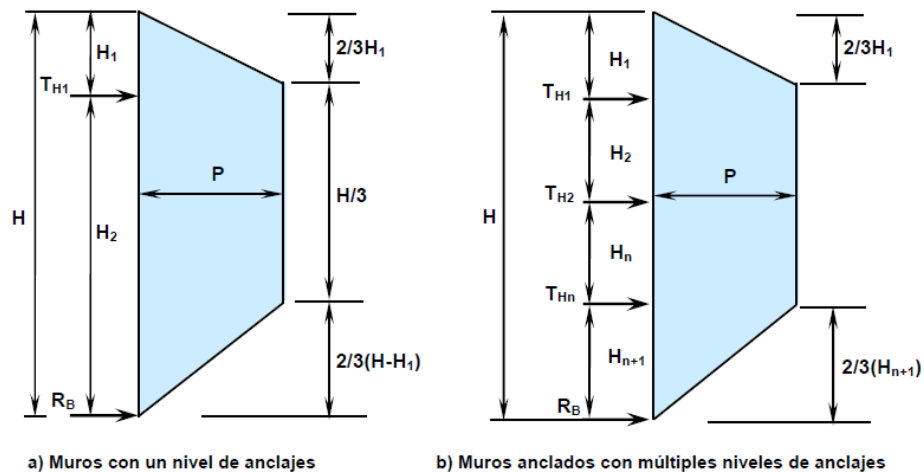
- **Transformación de carga de presión total de tierra en diagrama aparente de presión para muros con anclajes**

Se trata de convertir la máxima presión ejercida por el suelo en un diagrama aparente de presiones, que nos permita conocer la presión necesaria para estabilizar el corte.

Suelos Granulares

Los valores de carga de presión total para suelos granulares, tanto para muros donde se permite deformación o para los muros donde no se permite, deben ser convertidas a un diagrama de presión aparente como se muestra en la figura No 7.11.

Figura No 7.11: Diagramas aparentes de presiones de arenas para uno y varios niveles de anclajes



Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

La presión de transformación que estabiliza el corte según el diagrama de presión aparente para muros con un solo nivel de anclajes es:

$$P = \frac{T_L}{\frac{2}{3}H} = \frac{0.65K_A\gamma H^2}{\frac{2}{3}H} \approx K_A\gamma H$$

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Para muros con múltiples niveles de anclajes tenemos:

$$P = \frac{T_L}{H - \frac{1}{3}H_1 - \frac{1}{3}H_{n+1}}$$

Dónde:

- H_1 = Profundidad del primer anclaje (m) *
- T_H = Componente horizontal de la fuerza del anclaje (KN/m)
- T_L = Carga total de presión de tierra (KN/m)
- P = Carga de presión que estabiliza el corte (KN/m²)
- H_{n+1} = Profundidad inferior al enésimo anclaje (m)
- R_B = Carga de reacción en la base (KN/m)

*La altura del voladizo " H_1 " tendrá una altura máxima de 1.5 m, si al realizar el balance de momentos resulta $H_1 > 1.5m$ proponer otro nivel de anclajes (para muros con un nivel de anclaje).

Suelos Cohesivos de consistencias rígidas a duras

Para arcillas de resistencia al corte no drenada ($S_u \neq 0$ y $\phi = 0$) y cuyas consistencias van desde rígidas hasta duras, Weatherby recomienda utilizar diagramas de presiones aparentes que tienen la misma forma que los utilizados para suelos granulares para el diseño de muros anclados para condiciones de corto plazo, es decir para condiciones no drenadas.

Weatherby también establece que la transición de una arcilla dura a una arcilla de consistencia más suave o medianamente suave (independientemente de si es bajo condición drenada o no drenada) no ocurre solo por la identificación de una única resistencia al corte no drenada S_u . Es por esto que se debe cumplir lo siguiente para clasificar el tipo de arcilla presente:

$$S_u = \frac{H}{4}(\gamma - 3.585)$$

En donde:

- H = Altura del muro (m)
- γ = Peso volumétrico del suelo (KN/m³)
- S_u = Resistencia al corte no drenada ($S_u = c$) (KN/m²)

Además, para arcillas firmes o de consistencias rígidas y duras, el número de estabilidad (N_s) debe ser:

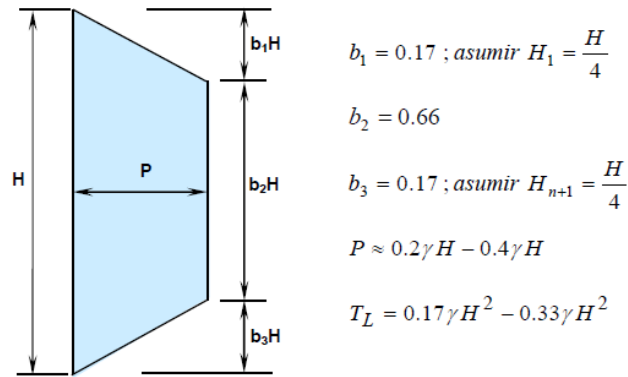
$$N_s = \frac{\gamma H}{S_u} < 4 \rightarrow S_u = c$$

Otro parámetro a utilizar en el diseño es el factor de presión de tierras (FPT), el cual debe ser mayor de 3.14 KN/m³ para las condiciones no drenadas del suelo.

Sabatini, Pass y Bachus (1999) recomiendan que la carga total (T_L) para arcillas duras pueda basarse en previas experiencias con excavaciones en depósitos de arcillas similares. Estos investigadores sugieren que para muros anclados temporales, la carga total varíe entre **0.17 γH^2** y **0.33 γH^2** (ver figura No 7.12).

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

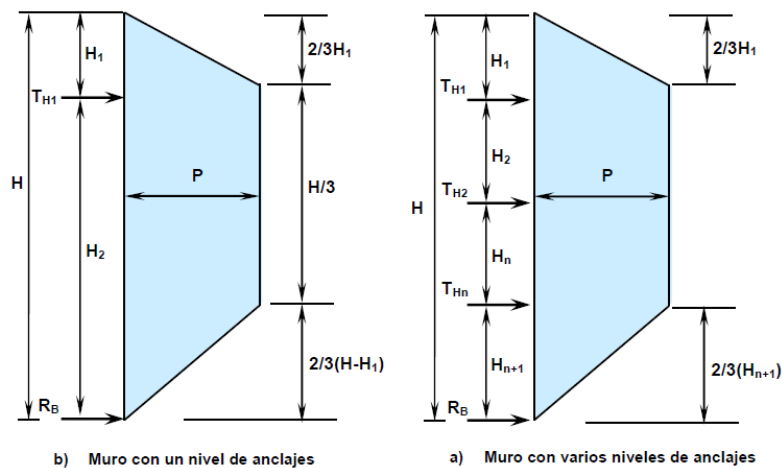
Figura No 7.12: Diagramas de presión aparente para arcillas duras en condición a corto plazo (no drenada).



Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

Entonces, los diagramas de presiones aparentes para arcillas (bajo condiciones de corto y largo plazo) de consistencias rígidas a duras poseen la misma forma que aquellos para suelos granulares (ver figura No 7.13).

Figura No 7.13: Diagramas de presión aparente para arcillas duras en condición a corto plazo (no drenada).



Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

Entonces, la presión que estabiliza el corte para suelos arcillosos rígidos o duros para condiciones de **corto plazo** es:

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

$$P = \frac{T_L}{H - \frac{1}{3}H_1 - \frac{1}{3}H_{n+1}} = \frac{0.17\gamma H^2 - 0.33\gamma H^2}{H - \frac{1}{3}H_1 - \frac{1}{3}H_{n+1}}$$

Para condiciones a **largo plazo o permanentes** ($S_u = 0$ y $\phi \neq 0$), es decir, cuando la resistencia al corte es drenada, se usarán los diagramas de presión aparentes para suelos granulares, dado que la carga total es aproximadamente la misma que para las arenas proporcionada por el ángulo de fricción interna del suelo. Entonces, al igual que en un suelo granular, la presión que estabiliza el corte está dada por:

$$P = \frac{T_L}{H - \frac{1}{3}H_1 - \frac{1}{3}H_{n+1}}$$

En donde K_A estará en función del ángulo de fricción interna afectado por un factor de seguridad (ϕ_{mob}).

Los diseñadores de muros en arcillas deben percatarse de considerar los aspectos que aquí se han mencionado y asegurarse que la carga total seleccionada sea la más adecuada y la más grande. Es por esto que para el diseño de muros permanentes en este tipo de suelos deben evaluarse las dos condiciones disponibles, la de corto plazo y la de largo plazo.

Weatherby recomienda utilizar un factor de presión de tierras (FPT) mínimo de 3.14 KN/m^3 para condiciones a corto plazo, el cual debe ser comparado con el FPT calculado para la condición a largo plazo en donde se deberá utilizar el mayor valor de estos para el diseño del muro.

Suelos Cohesivos de consistencias blandas a medianamente blandas

Los muros anclados temporales y permanentes en este tipo de suelos deben resistir las presiones laterales de tierra determinadas por el uso de resistencias al corte no drenadas para condiciones de corto plazo. Aunque los muros anclados de carácter permanente son rara vez construidos en este tipo de suelos, puede ser necesaria la presencia de ellos y para esto se debe considerar también la resistencia drenada al corte, pesos volumétricos efectivos, etc.

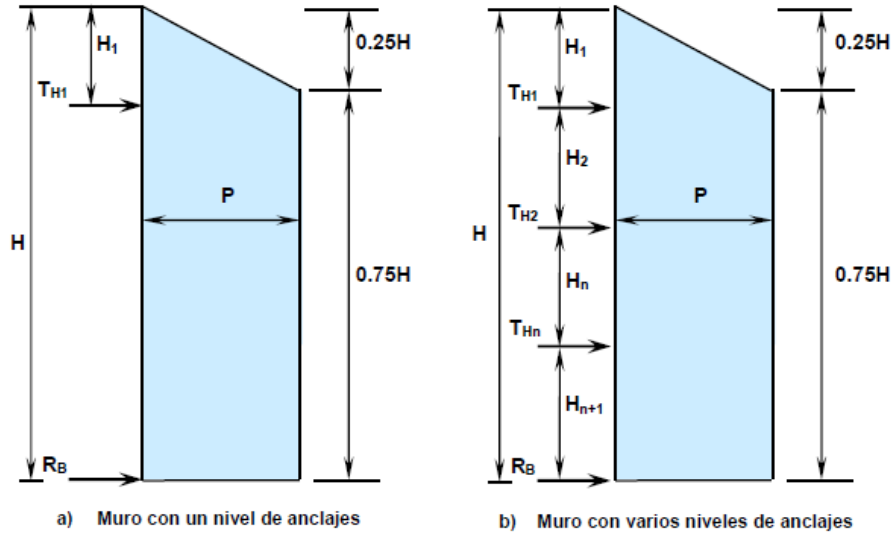
Para este tipo de arcillas, el número de estabilidad está determinado por:

$$N_s = \frac{\gamma H}{S_u} > 4 \rightarrow S_u = c$$

En la figura No 7.14. Se muestra el diagrama de presión para muros anclados temporales con uno y varios niveles de anclajes en arcillas blandas a medianamente blandas basado en la resistencia al corte no drenada S_u de la arcilla.

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Figura No 7.14: Diagramas de presión aparente para arcillas blandas a medianamente blandas en condición a corto plazo



Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

Entonces la presión que estabiliza el corte (P) queda determinada de la siguiente manera:

$$P = \frac{T_L}{0.875H} = \frac{0.875H^2 \left(1 - \frac{4S_u}{\gamma H}\right) \gamma}{0.875H}$$

Las fuerzas de los anclajes son determinadas mediante el método de áreas tributarias. El momento negativo en el anclaje superior se determina haciendo una sumatoria de momentos alrededor de ese punto.

• **Cálculo de presión debido a sobrecargas (P_s)**

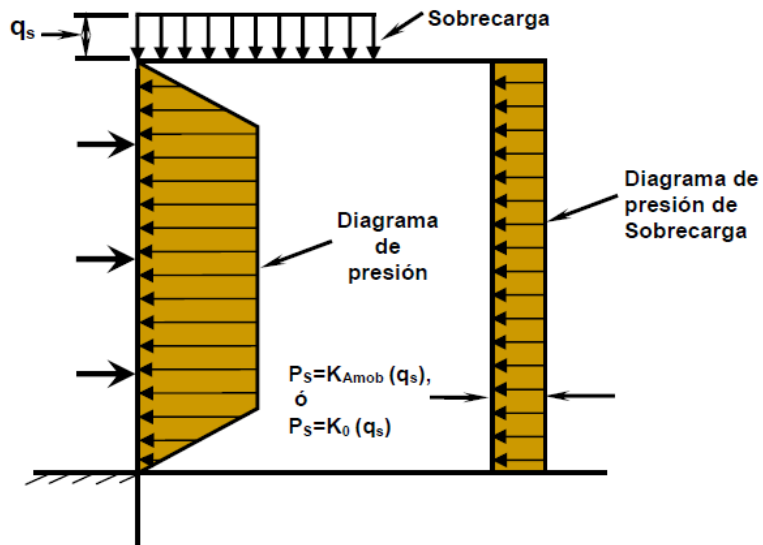
La sobrecarga (q_s) es multiplicada por el coeficiente K , como se muestra en la figura No 7.15.

$$P_s = q_s K$$

Donde K , es el coeficiente de presión de tierras necesario para convertir la sobrecarga vertical a horizontal y depende del estado del suelo a analizar (K_o , K_A o K_{Amob}), que a su vez dependen del factor de seguridad con el que se diseña el sistema.

CAPITULO IV CIMENTACIONES

Figura No 7.15: Diagrama de presión Aparente de tierra con sobrecarga uniforme



Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

En proyectos donde exista una vía de circulación o superficie de rodamiento e instalaciones de servicios públicos a una distancia equivalente a la mitad de la altura del muro, medida horizontalmente sobre la corona del muro, AASTHO recomienda tomar una altura equivalente de suelo de **0.6 m** como sobrecarga. Para otras formas de sobrecargas, refiérase al documento "Strom and Ebeling Diciembre 2001".

- **Asentamientos de muros anclados**

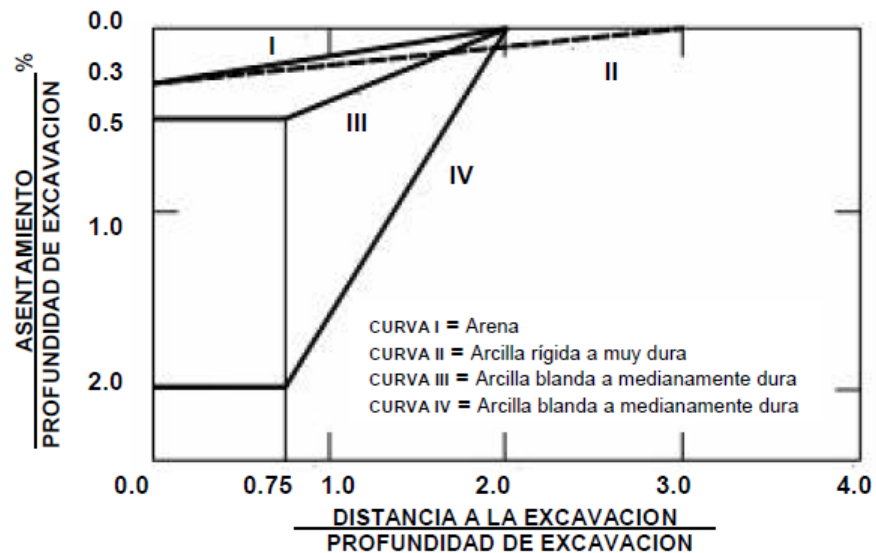
Dependiendo de las limitaciones del proyecto, los requisitos con respecto al control de la pantalla y los movimientos de tierra pueden variar. Por ejemplo, los muros anclados permanentes construidos en suelos granulares sin estructuras cercanas representan poca preocupación con respecto a los movimientos o asentamientos que el muro pueda experimentar, ya que no serán críticos. Sin embargo, puede ser el tema principal de diseño cuando se necesite un sistema de apoyo temporal en una excavación ubicada en una zona urbana, debido a la posible presencia de estructuras en varias direcciones.

Los desplazamientos laterales máximos para muros anclados construidos en arenas y arcillas rígidas en promedio deben ser de **0.002H**, teniendo como valor máximo **0.005H** aproximadamente, en donde "**H**" es la altura del muro. Los desplazamientos verticales máximos en estos materiales en promedio son de **0.0015H**, tomando un valor máximo de **0.005H** refiérase al reporte de Sabatini, "Ground anchored Systems and Anchored Wall" Los perfiles de asentamiento ilustrados en la Figura No 7.16 fueron recomendados por Clough y O'Rourke (1990) para estimar los asentamientos superficiales del terreno adyacente a excavaciones

CAPITULO IV CIMENTACIONES

arriostradas o ancladas que ocurren durante la excavación y la construcción. Las curvas I y II se utilizan comúnmente para muros anclados de carácter permanente.

Figura No 7.16: Perfil de asentamientos de tierras detrás del muro anclado



Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

- **Diseño de los Anclajes**

A continuación se presenta el diseño a nivel geotécnico de los elementos constituyentes de los anclajes

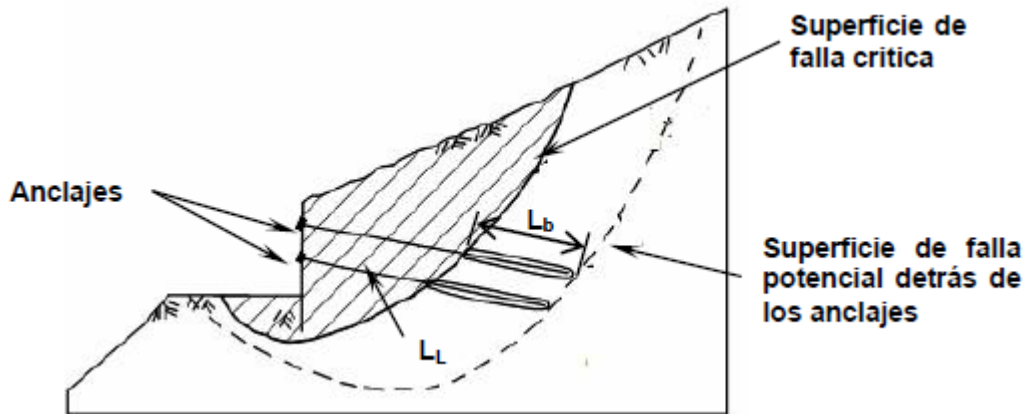
- **Longitud de las Anclas**

Debido a requerimientos de estabilidad no es recomendable utilizar anclas con longitudes (L_T) inferiores a 9 m ni deben exceder los 45 m (Sabatini y otros, 1999) ya que la eficiencia del anclaje después de 45 m es reducida y se vuelve antieconómico.

La longitud de las anclas está conformada por: La **longitud libre (LL)** y la **longitud del bulbo (Lb)** y deben seleccionarse de tal forma que el bulbo se localice por debajo de la superficie crítica de falla para lograr un factor de seguridad adecuado en el diseño (figura No 7.17).

CAPITULO IV CIMENTACIONES

Figura No 7.17: Localización de los anclajes en el muro anclado



Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

En instalaciones normales de anclajes, especialmente aquellas asociadas con muros de retención, una longitud total de **12.5 m – 21.0 m** es bastante común, con una longitud de bulbo mínima de **6 m**. En este rango, la economía del sistema es factible.

Otra regla que debe tenerse en cuenta, es verificar la distancia vertical desde el punto de entrada del ancla hasta el primer estrato adecuado de suelo. Si esta distancia excede los **30 m** la viabilidad de un diseño económico del anclaje disminuye. (Ground Anchors and Anchored Structures, Petros P. Xanthakos, 1991).

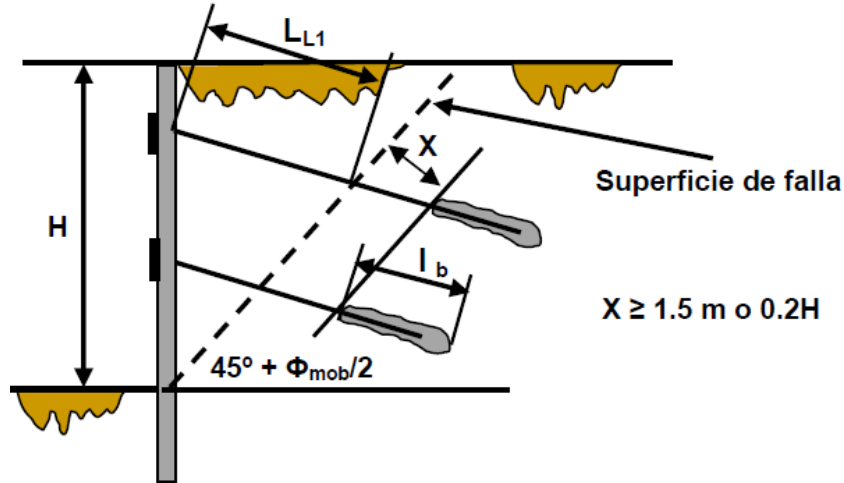
La longitud del bulbo del anclaje **L_b**, es la porción del anclaje que contribuye a la estabilidad del suelo retenido, debe ubicarse detrás de la superficie crítica de falla, (ver figura No 7.17). Cualquier porción del anclaje que se ubique dentro de la superficie de falla o deslizamiento no podrá contribuir a la estabilidad del corte o excavación. Es por esto que es muy importante identificar y estimar la ubicación de dicha superficie crítica para determinar la longitud libre preliminar, **L_{L1}** del anclaje (ver figura No 7.18).

El proceso aplicado en esta unidad es el propuesto por Rankine, que establece que debe asumirse una superficie crítica de falla que pasa por el fondo de la excavación y forma un ángulo de $45^\circ + \phi_{mob}/2$ con respecto a la horizontal. La longitud del bulbo debe pasar detrás de esta superficie.

Posteriormente, Peck recomendaría como medida de seguridad incrementar la longitud libre mínima de los anclajes en una distancia X, que deberá ser la que tenga el mayor valor de **1.5 m** o **H/5**, a partir de la ubicación de la superficie de falla, para asegurar que ninguna carga de la zona del bulbo se transfiera hacia la zona libre del anclaje.

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

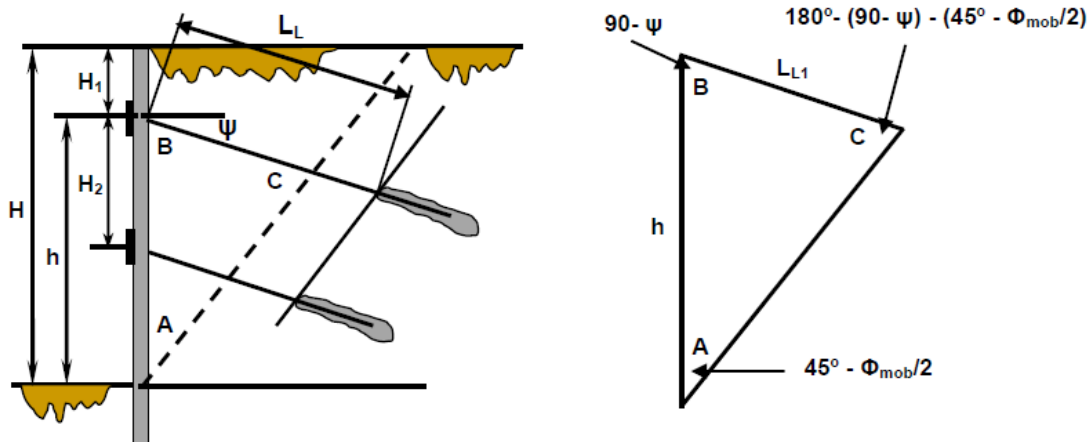
Figura No 7.18: Localización de los anclajes en el muro anclado



Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

Para calcular la longitud libre del anclaje se recurre a la geometría del muro. En la figura No 7.19 se muestra el cálculo de la longitud libre del primer anclaje.

Figura No 7.19: Cálculo de longitud libre del anclaje



Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

De la figura No 7.19 y por ley de senos tenemos para el primer anclaje:

$$\frac{\text{Longitud Libre 1, } L_{L1}}{\text{sen}\left(45^\circ - \frac{\Phi_{mob}}{2}\right)} = \frac{h}{\text{sen}\left[180^\circ - (90^\circ - \psi) - \left(45^\circ - \frac{\Phi_{mob}}{2}\right)\right]}$$

Dónde:

ϕ_{mob} = Ángulo de fricción interna del suelo afectado por un factor de seguridad (°)

CAPITULO IV CIMENTACIONES

L_{L1} = Longitud libre del anclaje con superficie de falla a $45^\circ + \phi_{mob}/2$ (m).

h = Altura desde base del muro hasta el anclaje en cuestión (m).

ψ = Ángulo de inclinación del anclaje en grados ($^\circ$).

Entonces la **longitud libre** del anclaje tomando en cuenta la consideración de Peck queda de la siguiente manera:

$$L_L = L_{L1} + X$$

De manera similar se realiza para obtener la longitud libre de los demás anclajes. Es importante destacar que cuando se diseñen muros anclados permanentes en arcillas se debe revisar la condición a corto plazo, que representa la condición de resistencia no drenada ($\phi=0$) y la de largo plazo, que es la condición drenada ($\phi \neq 0$), con la particularidad que para calcular la longitud libre de los anclajes, la condición a corto plazo será la que rija el proceso, dado que el ángulo al cual se ubique la superficie de falla será de 45° porque el ángulo de fricción interna es cero.

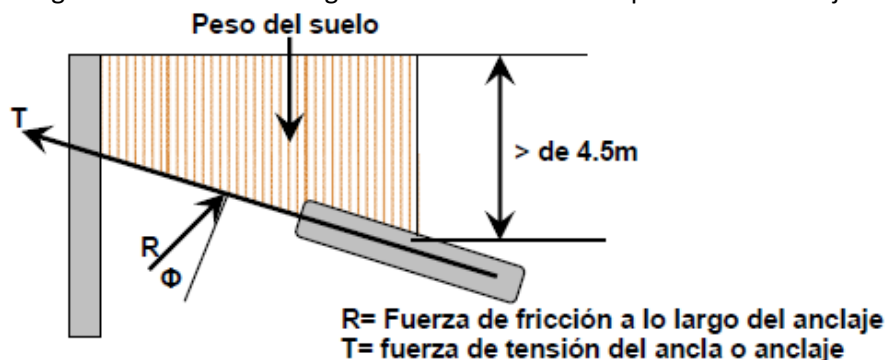
En este documento se presentan nomogramas para el cálculo de longitudes libres y longitudes de bulbo para suelos granulares y suelos arcillosos como valores preliminares para el diseño del anclaje, ver las cartas de diseño A7.1 – A7.3.

- **Ángulo de inclinación de las anclas**

Para determinar el ángulo de inclinación de los anclajes se deben tener en cuenta, entre otros, los siguientes criterios:

Es deseable que por encima del bulbo haya como mínimo de 4.5 a 5 m de sobrecarga de suelo para cables y de 3 a 4 m para barras. Esta distancia debe ser medida desde el centro del bulbo para lograr una adecuada resistencia del suelo (ver figura No 7.20).

Figura No 7.20: Sobrecarga mínima sobre hilera superficial de anclajes



Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

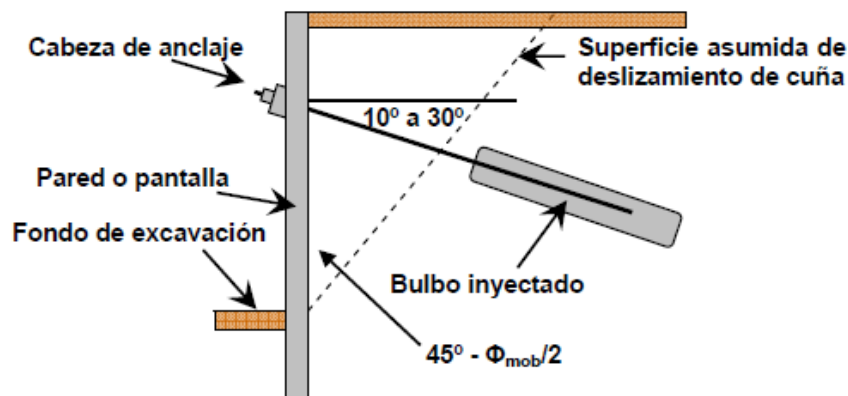
CAPITULO IV CIMENTACIONES

No es recomendable utilizar anclajes con ángulos superiores a 45° con la horizontal, ya que se da una ligera disminución en la componente de la capacidad de carga horizontal de la fuerza del anclaje, por lo tanto las fuerzas resistentes del muro pueden disminuir de manera significativa, (Weatherby y Nicholson, 1982). Además, puede darse la penetración o punzonamiento de la pantalla de revestimiento en el estrato de apoyo, a causa del incremento de la componente vertical de la fuerza de anclaje.

Por las razones anteriores, se recomienda que los ángulos de inclinación de las anclas con la horizontal, ψ , varíen de 10° a 30° (ver figura No 7.21), ya que si el ángulo de inclinación es menor de 10° , se requerirán técnicas especiales de inyección del bulbo.

En el caso de que no existan restricciones por derecho de vía, **se puede asumir una inclinación de 15°** .

Figura No 7.21: Ángulo de inclinación idónea en el muro anclado

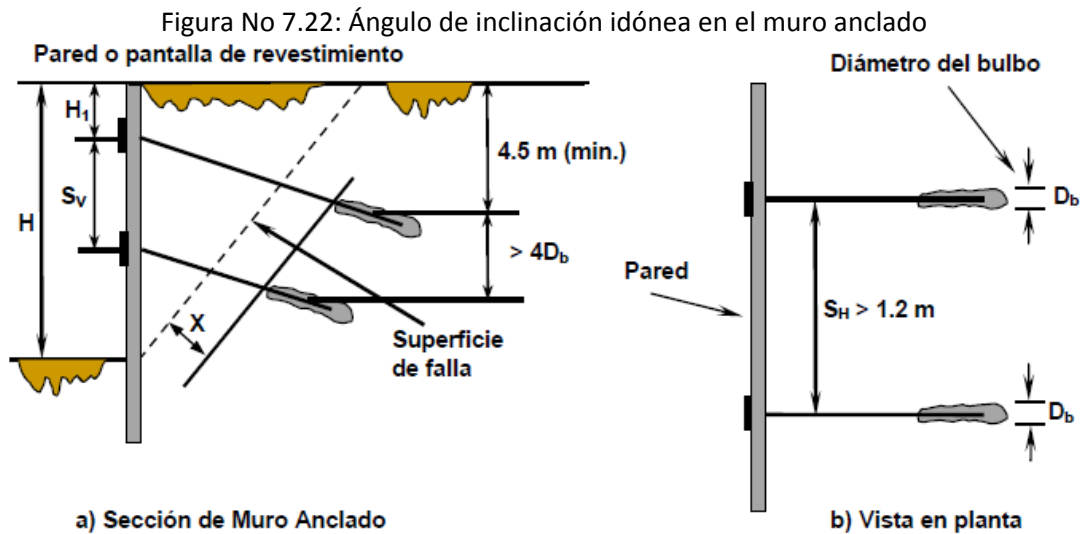


Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

- **Espaciamiento mínimo de las anclas en suelos**

La distancia horizontal y vertical de las anclas en suelos varía en función de requisitos específicos del proyecto y las limitaciones, que pueden incluir: necesidad de un sistema muy rígido (es decir, los anclajes muy próximos entre sí) para controlar los movimientos de la pared lateral, estructuras subterráneas existentes que pueden afectar la posición y la inclinación de los anclajes, además el tipo de elementos de pared vertical seleccionada para el diseño. Estas distancias (separaciones), son por lo general iguales para ambas direcciones.

Con el fin de que no interfieran entre ellos, los bulbos inyectados **deben separarse verticalmente una distancia superior a cuatro veces el diámetro efectivo del bulbo, D_b** , considerando que las inclinaciones de los anclajes pueden diferir unas de otras. Dicha separación se muestra en la figura No 7.22a).



Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

La separación vertical entre los anclajes en la pantalla de revestimiento, S_V , puede ser calculada en función de la altura del voladizo del muro, H_1 , es decir, donde se encuentra el primer anclaje, determinando espaciamientos iguales o casi iguales entre los diferentes niveles de anclajes a medida se avanza en la excavación. Con esto se pretende que la distribución de presiones y momentos flectores sea balanceada en toda la altura del muro, H (Ebeling, Azene y Strom, 2002). En el ejemplo numérico de esta unidad se presenta el cálculo de las separaciones verticales en función de la altura del voladizo, que siempre debe ser menor que el valor calculado con el balance de momentos aunque dicho balance no se conserve.

La distancia horizontal mínima entre los anclajes, S_H , debe ser mayor de **1.2 m** como se muestra en la figura No 7.22b). Esta distancia garantiza que los efectos de grupo entre las anclas de tierra adyacentes se reduzcan al mínimo y así se evita la intersección de anclajes debido a las desviaciones de perforación u otros factores.

- **Diámetro del agujero del anclaje**

Esta parte depende principalmente del tamaño y del tipo de ancla, requerimientos de protección contra la corrosión, procedimientos de perforación y de las condiciones del suelo. Es importante notar, sin embargo, que un rango común para diámetros de agujeros perforados es de 75 mm – 150 mm (3-6 in).

La protección contra la corrosión y el entubamiento del agujero (en algunos casos), influye en la elección del diámetro del agujero. Para una protección simple contra la corrosión, 27 cables

pueden ser acomodados en un agujero de 150 mm, pero para doble protección, el mismo número de tiras requerirán un agujero de 200 mm.

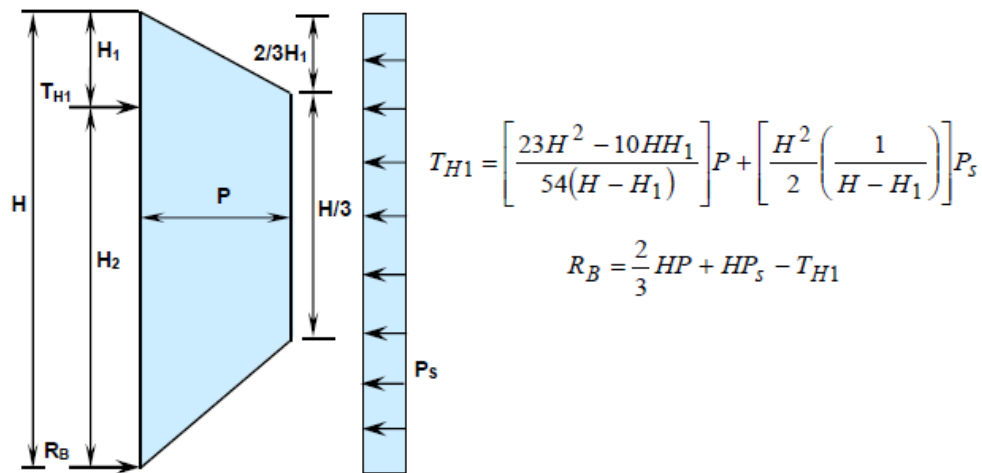
- **Determinación de las fuerzas de los anclajes**

A partir de los diagramas antes planteados para cada tipo de suelo, es posible obtener las fuerzas de anclaje, a continuación se presenta la metodología para cada caso.

Fuerzas de anclaje en suelo granular

Para un muro con un nivel de anclajes en suelo granular y con sobrecarga (q_s) como se muestra en la figura No 7.23, la fuerza en el anclaje y la reacción en la base se calculan de la siguiente manera:

Figura No 7.23: Muro con un nivel de anclajes en suelo granular



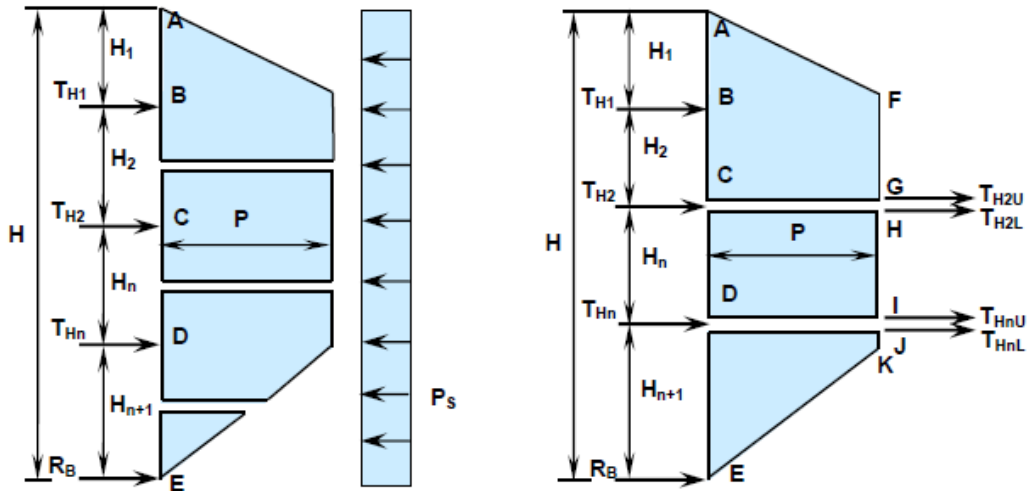
Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

Las fuerzas de anclaje en el suelo para aplicaciones de muros anclados que tengan más de un nivel de anclajes pueden estimarse a partir de las envolventes de presión aparentes de tierra, elaborados por Terzaghi y Peck. Los métodos más utilizados son el método de áreas tributarias y el método de la bisagra o rótula, los cuales se desarrollaron para permitir realizar manualmente los cálculos de los sistemas estáticamente indeterminados (ver figura No 7.24).

Ambos métodos, cuando se utilizan con los correspondientes diagramas de presión de tierra, proporcionan estimaciones razonables de las cargas de anclaje al suelo y momentos de flexión en la pared o pantalla de revestimiento para los sistemas anclados construidos en suelos competentes. En esta unidad se hace énfasis en el método de áreas tributarias por que representa mayor simplicidad en los cálculos.

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Figura No 7.24: Métodos para calcular la fuerza de anclaje a diferentes niveles del muro



a) METODO DE AREA TRIBUTARIA

- T_{H1} = Calculada con H_1 y $H_2/2$
- T_{H2} = Calculada con $H_2/2$ y $H_n/2$
- T_{Hn} = Calculada con $H_n/2$ y $H_{n+1}/2$
- R_B = Calculada con $H_{n+1}/2$

b) METODO DE BISAGRAS

- T_{H1} = Calculada como $\sum M_C = 0$
- T_{H2U} = Presión total de tierras (ABGF) - T_{H1}
- T_{H2L} = Calculada como $\sum M_D = 0$
- T_{HnU} = Presión total (CDIH) - T_{H2L}
- T_{HnL} = Calculada como $\sum M_E = 0$
- R_B = Presión total - T_{H1} - T_{H2} - T_{Hn}
- T_{H2} = $T_{H2U} + T_{H2L}$
- T_{Hn} = $T_{HnU} + T_{HnL}$

Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

Las fórmulas utilizadas para el cálculo de las componentes horizontales de las fuerzas de anclajes de los diagramas de presión aparente, incluyendo sobrecarga uniforme con el método de áreas tributarias son las siguientes:

$$T_{H1} = \left[\left(\frac{2}{3} \right) H_1 + \left(\frac{1}{2} \right) H_2 \right] P + \left(H_1 + \frac{H_2}{2} \right) P_s$$

$$T_{H2} = \left[\left(\frac{1}{2} \right) H_2 + \left(\frac{1}{2} \right) H_n \right] P + \left(\frac{H_2}{2} + \frac{H_n}{2} \right) P_s$$

$$T_{Hn} = \left[\left(\frac{1}{2} \right) H_n + \left(\frac{23}{48} \right) H_{n+1} \right] P + \left(\frac{H_n}{2} + \frac{H_{n+1}}{2} \right) P_s$$

Y la fuerza de reacción en la base del muro se calcula como:

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

$$R_B = \left[\left(\frac{3}{16} \right) H_{n+1} \right] P + \left(\frac{H_{n+1}}{2} \right) P_s$$

En algunos casos, los muros construidos en materiales competentes, una fuerza de reacción, R_B se asume que es soportada por la resistencia pasiva, si este es empotrado lo suficiente para generar dicha resistencia. En este caso, el anclaje inferior soporta la carga del área tributaria del diagrama aparente de presión y la fuerza de reacción es equivalente a la carga del diagrama desde la base de la excavación hasta la mitad de la altura entre la base y el anclaje inferior.

Para los muros que penetran en los materiales débiles, puede que no desarrollen una resistencia pasiva suficiente por debajo de la base de la excavación para resistir la fuerza de reacción. En este caso, el anclaje más bajo (anclaje n) debe ser diseñado para soportar la carga que le corresponde según el diagrama de presiones (T_{Hn}) y también debe absorber el valor de la fuerza de reacción en la base (R_B).

Fuerzas de anclaje en arcillas de consistencia rígidas a duras

Las fuerzas en los anclajes obtenidas de los diagramas de presión para suelos granulares *son los mismos para suelos arcillosos rígidos o duros*, por lo tanto se debe remitir a ellas.

Fuerzas de anclaje en arcillas de consistencia blandas a medianamente blandas

Para un muro con un solo nivel de anclajes y con una sobrecarga (P_s) tenemos:

$$T_{H1} = \frac{7}{8}PH - \frac{1}{2}PH_2 + P_s \left(H - \frac{1}{2}H_2 \right)$$

$$R_B = \frac{1}{2}PH_2 + \frac{1}{2}H_2P_s$$

Por otra parte, para un muro con varios niveles de anclajes y con la presencia de sobrecarga, las fuerzas en los anclajes se evalúan de la siguiente manera:

$$T_{H1} = \frac{7}{8}PH - \frac{1}{2}PH_2 + P_s \left(H - \frac{1}{2}H_2 \right)$$

$$T_{H2} = \frac{1}{2}PH_2 + \frac{1}{2}PH_n + \frac{1}{2}P_s(H_2 + H_n)$$

$$T_{Hn} = \frac{1}{2}PH_n + \frac{1}{2}PH_{n+1} + \frac{1}{2}P_s(H_n + H_{n+1})$$

$$R_B = \frac{1}{2}PH_n + \frac{1}{2}P_sH_{n+1}$$

Los valores calculados utilizando las figuras No 7.23 y 7.24 para las cargas de anclaje, son las componentes horizontales de la carga de anclaje por unidad de ancho de la pared, T_H . Por lo

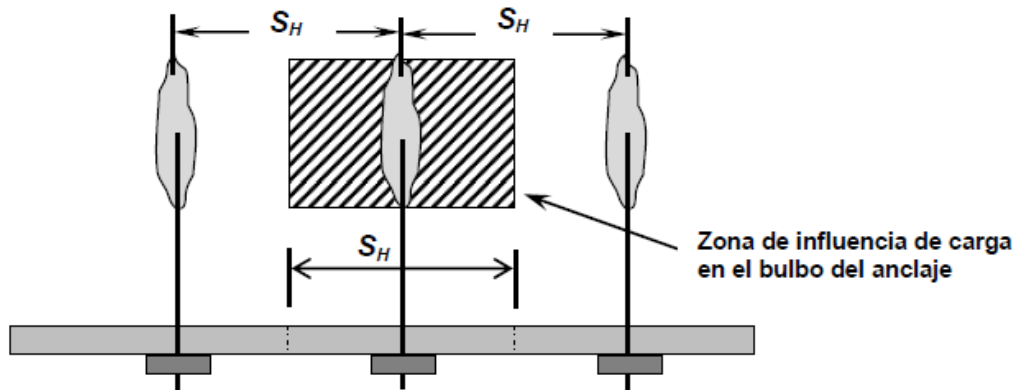
CAPITULO IV
CIMENTACIONES

tanto, la carga de anclaje, T_D para el diseño de la zona del bulbo en el anclaje (es decir, la fuerza de diseño) se calcula como:

$$T_D = \frac{T_H(S_H)}{\cos\psi}$$

Donde S_H es la distancia horizontal entre los anclajes (igual para todos los anclajes) adyacentes y ψ es el ángulo de inclinación del anclaje con respecto a la horizontal, ver figura No 7.25.

Figura No 7.25: Separación horizontal de los anclajes y zona de influencia de carga del anclaje



Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

La componente vertical de la fuerza del anclaje, T_V se calcula de la siguiente manera:

$$T_V = T_D \text{sen}\psi$$

Dónde:

T_V = Componente de diseño vertical de la carga del anclaje (kN)

T_D = Carga de diseño del anclaje (kN)

- **Cálculo de longitud de bulbo de inyección**

El primer paso para estimar la longitud de bulbo es encontrar la máxima carga permisible del ancla considerando la longitud máxima de bulbo que es de 12 m en suelos y de 10 m en rocas, luego verificar que la carga de diseño sea menor que la carga máxima permisible para encontrar la longitud mínima o necesaria del bulbo utilizando la carga de diseño. Las longitudes de bulbo en lugares con mayores restricciones de derecho de vía, pueden ser iguales a la distancia a partir del final de la longitud libre hasta 0.60 m dentro de la línea de derecho de vía.

Longitud de bulbo para anclajes en suelo

Para anclajes en suelo, el rango de longitud de bulbo varía de **4.5 m a 12 m** y para propósitos de diseño preliminar, la capacidad de carga última transferida por el bulbo hacia el suelo puede ser

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

obtenida de la tabla No 7.5 cuyos valores toman en cuenta la adherencia y fricción del suelo. Estos valores consideran los siguientes aspectos:

- a) El valor de “N” del ensayo SPT.
- b) Un diámetro pequeño de agujero perforado (10 a 15 cm).
- c) Un anclaje común de eje recto cuya lechada es inyectada por gravedad o presiones pequeñas.

Tabla No 7.5: Carga última transferida por el bulbo hacia el suelo

CAPACIDAD DE CARGA ÚLTIMA DE TRANSFERENCIA ENTRE EL BULBO Y EL SUELO (SABATINI Y OTROS, 1998)		
TIPO DE SUELO	DENSIDAD RELATIVA (SPT)	CAPACIDAD DE CARGA DE TRANSFERENCIA (KN/m)
Arena y Grava	Suelta (5-10)	145
	Media (10-30)	220
	Densa (30-50)	290
Arena	Suelta (5-10)	100
	Media (10-30)	145
	Densa (30-50)	190
Arena y Limos	Suelta (5-10)	70
	Media (10-30)	100
	Densa (30-50)	130
Mezcla de Arena y Arcilla de baja plasticidad	Dura (30-60)	30
	Muy Dura (>60)	60

Fuente: G. Figueroa et al (2011), “Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador”, Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

La carga máxima de diseño permisible para el anclaje en un suelo puede determinarse multiplicando la longitud del bulbo por la capacidad de carga última de transferencia y luego dividirlo por un factor de seguridad de **2.0** o **mayor** (Sabatini y otros, 1998):

$$T_{m\acute{a}x} = \frac{l_b Q_u}{FS} \rightarrow l_b = \frac{T_{m\acute{a}x} FS}{Q_u}$$

Dónde:

Q_u = Capacidad de carga última de transferencia del bulbo del anclaje (KN/m)

$T_{m\acute{a}x}$ = Carga máxima de diseño (KN)

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

FS = Factor de seguridad

l_b = Longitud del bulbo del anclaje (m)

Longitud de bulbo para anclajes en rocas

Para anclajes en rocas, el rango más común para la longitud del bulbo varía de 3 m a 10 m. La capacidad de carga última transferida del bulbo hacia la roca competente (es decir, no existen planos de discontinuidad o de debilidad, a lo largo de la cual se puedan producir roturas) puede ser obtenida de la tabla No 7.6. La calidad de la roca para propósitos de ingeniería (particularmente para propósitos de resistencia) puede ser estimada mediante la recuperación de núcleos, tipo de roca, el RQD (Índice de la calidad de la roca), la orientación y frecuencia de las discontinuidades. Algunos ensayos que se realizan para determinar la masa rocosa son:

- Clasificación de la masa rocosa (ASTM D 5878-00)
- Esfuerzo a la compresión no confinada de la roca (ASTM D 2938-95)
- Corte directo de la roca (ASTM D 5607-95)
- Ensayo triaxial de la roca (ASTM D 2664-95a).

Tabla No 7.6: Capacidad de carga última transferida del bulbo hacia la roca competente

CAPACIDAD DE CARGA ÚLTIMA DE TRANSFERENCIA ENTRE EL BULBO Y LA ROCA (SABATINI Y OTROS, 1998)	
TIPO DE ROCA	CAPACIDAD DE CARGA DE TRANSFERENCIA (KN/m)
GRANITO O BASALTO	730
CALIZA DOLOMÍTICA	580
CALIZA SUAVE	440
ARENISCA	440
PIZARRAS DURAS	360
PIZARRAS SUAVES	150

Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

La carga máxima de diseño permisible para el anclaje en un suelo puede determinarse multiplicando la longitud del bulbo por la capacidad de carga última de transferencia y luego dividirlo por un factor de seguridad de **2.0** (Sabatini y otros, 1998), excepto para pizarras de arcillas que debe considerarse con un factor de seguridad de **3.0** por su baja capacidad de transferencia de carga. Estos altos valores del factor de seguridad son para asegurarse de cubrir las incertidumbres que están asociadas con discontinuidades potenciales en la masa rocosa, como juntas o fisuras.

Entonces una vez calculada la longitud del bulbo, ya sea en suelo o en estratos rocosos, se determina la longitud total del anclaje, que está conformada por la longitud libre, L_L y la longitud del bulbo adherente, L_b , respectivamente:

$$L_T = L_L + L_b$$

CAPITULO IV

CIMENTACIONES

Estas longitudes de bulbo deben ser comparados con las ecuaciones de capacidad última de los anclajes, P_u , presentados por Weatherby, (ver cartas de diseño: tabla A7.4). En donde dicho valor debe ser considerado como la carga de diseño, T_D , multiplicada por un factor de seguridad (FS = 2.0).

- ***Estabilidad de anclajes activos***

Los tipos de estabilidad que deben analizarse en una estructura anclada son: La estabilidad interna, estabilidad en la base del muro y estabilidad externa.

Se invita al lector a leer éste tópico en el trabajo de graduación “Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador”, del cual se extrajo la metodología de diseño presentada con anterioridad, el link es el siguiente:

<http://ri.ues.edu.sv/448/1/10136814.pdf>

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Cartas de diseño

A7.1 ESTIMACIÓN DE LA CAPACIDAD DEL BULBO DE ANCLAJE (MANUAL DE CONSTRUCCIÓN GEOTÉCNICA, MÉXICO)													
CAPACIDAD ULTIMA DE ANCLAS CON BULBO RECTO EMBEBIDO EN ROCA													
<p>La capacidad de estas anclas se estima con:</p> $P_u = \pi D_b l_b \tau_{ult}$ <p>Dónde:</p> <p>P_u = Capacidad del anclaje (KN)</p> <p>l_b = Longitud del bulbo (m)</p> <p>D_b = Diámetro del bulbo (m)</p> <p>τ_{ult} = Resistencia al esfuerzo cortante en la interfaz bulbo-roca (KN/m²)</p>	<p>La resistencia al esfuerzo cortante se calcula como:</p> $\tau_{ult} = \frac{\sigma_{ult}}{2 \sqrt{\frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi}}}$ <p>En donde:</p> <p>σ_{ult} = Resistencia a la compresión simple de la roca (KN/m²)</p> <p>ϕ = Ángulo de fricción interna del suelo (°)</p>												
CAPACIDAD DE ANCLAS EN SUELOS GRANULARES													
ANCLAS INYECTADAS A BAJA PRESION EN SUELOS NO COHESIVOS													
<p>Se trata de anclajes en suelos friccionantes (arenas finas a gruesas, sueltas o medianamente compactas) en las que las presiones de inyección no exceden 10 Kg/cm² (1.0 MPa). La FHWA (Weatherby et al., 1982) presentó dos expresiones para estimar P_u, ambas con un alto grado de empirismo. La primera es:</p> $P_u = l_b \eta \tan \phi$ <p>Dónde:</p> <p>η = Factor empírico que depende de la permeabilidad del suelo.</p>	<p>Los valores de η se indican en la tabla A 3.1.1. Nótese que esta fórmula no involucra explícitamente el diámetro del tubo inyectado.</p> <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <thead> <tr style="background-color: #e0f0ff;"> <th colspan="3" style="padding: 2px;">TABLA A3.1.1: FACTOR EMPIRICO η</th> </tr> <tr> <th style="padding: 2px;">TIPO DE SUELO</th> <th style="padding: 2px;">PERMEABILIDAD D_k (cm/s)</th> <th style="padding: 2px;">FACTOR η (T/m)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="padding: 2px;">Arenas Gruesas</td> <td style="padding: 2px;">$>10^{-1}$</td> <td style="padding: 2px;">40 a 60</td> </tr> <tr> <td style="padding: 2px;">Arenas Finas</td> <td style="padding: 2px;">10^{-1} a 10^{-3}</td> <td style="padding: 2px;">13 a 15</td> </tr> </tbody> </table>	TABLA A3.1.1: FACTOR EMPIRICO η			TIPO DE SUELO	PERMEABILIDAD D_k (cm/s)	FACTOR η (T/m)	Arenas Gruesas	$>10^{-1}$	40 a 60	Arenas Finas	10^{-1} a 10^{-3}	13 a 15
TABLA A3.1.1: FACTOR EMPIRICO η													
TIPO DE SUELO	PERMEABILIDAD D_k (cm/s)	FACTOR η (T/m)											
Arenas Gruesas	$>10^{-1}$	40 a 60											
Arenas Finas	10^{-1} a 10^{-3}	13 a 15											
<p>En relación con la presión de inyección, una fórmula empírica adicional se deriva de los ensayos de campo, y se relaciona con la capacidad última de anclaje como se muestra en la siguiente expresión:</p> $P_u = p' \pi D_b l_b \tan \phi$ <p>Donde D_b y l_b son el diámetro y longitud de bulbo del anclaje, respectivamente. p' es la presión de la lechada en 2 psi /ft de sobrecarga (45.92KN/m²) por cada metro de sobrecarga encima de la parte superior del bulbo. Este valor de p' se utiliza como el promedio de la profundidad a la que están situados los bulbos. La intención de la ecuación es la de expresar el aumento de la fricción lechada-suelo debido a la presión de inyección y con las dimensiones del bulbo ya conocidas.</p>													

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

ANCLAS EN LOS SUELOS GRANULARES CON AGUJERO INYECTADO A PRESIONES INTERMEDIAS.

Se trata de anclas en agujeros inyectados a presiones mayores de 10 Kg./cm² (1.0 MPa) al igual que en los casos anteriores, la capacidad del ancla, P_u , se estima empíricamente, para lo cual existen curvas de diseño como la que se muestra en la Figura A 3.1,debida a Ostermayer (1974). Como ahí se aprecia, P_u , depende de la longitud del bulbo inyectado. En esta grafica se confirma que, al menos para este tipo de anclas y para un diámetro fijo de las mismas (en el caso de las utilizadas para elaborar la Figura de 10 a 15 cm), la capacidad del ancla es aproximadamente constante cuando la longitud del bulbo alcanza cerca de 10 m

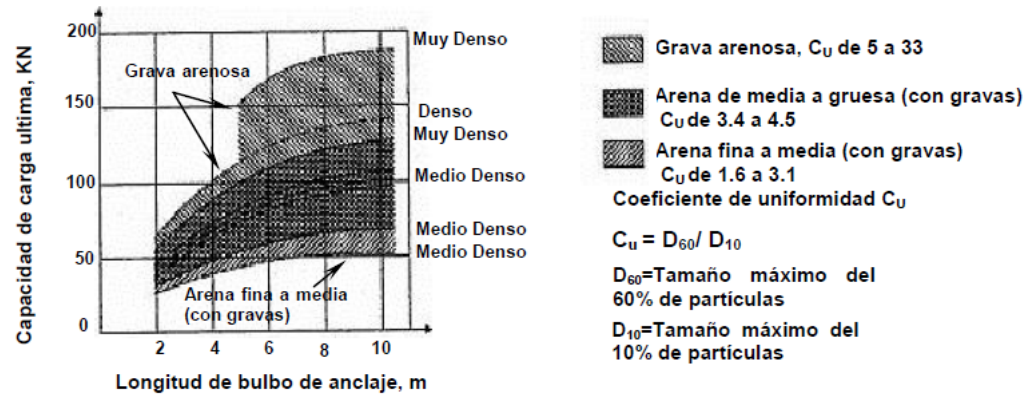


Figura A3.1: Capacidad de anclas en suelos granulares inyectadas a altas presiones.
Fuente: Ground Anchors and Anchored Systems, Geotechnical Engineering Circular N°4.

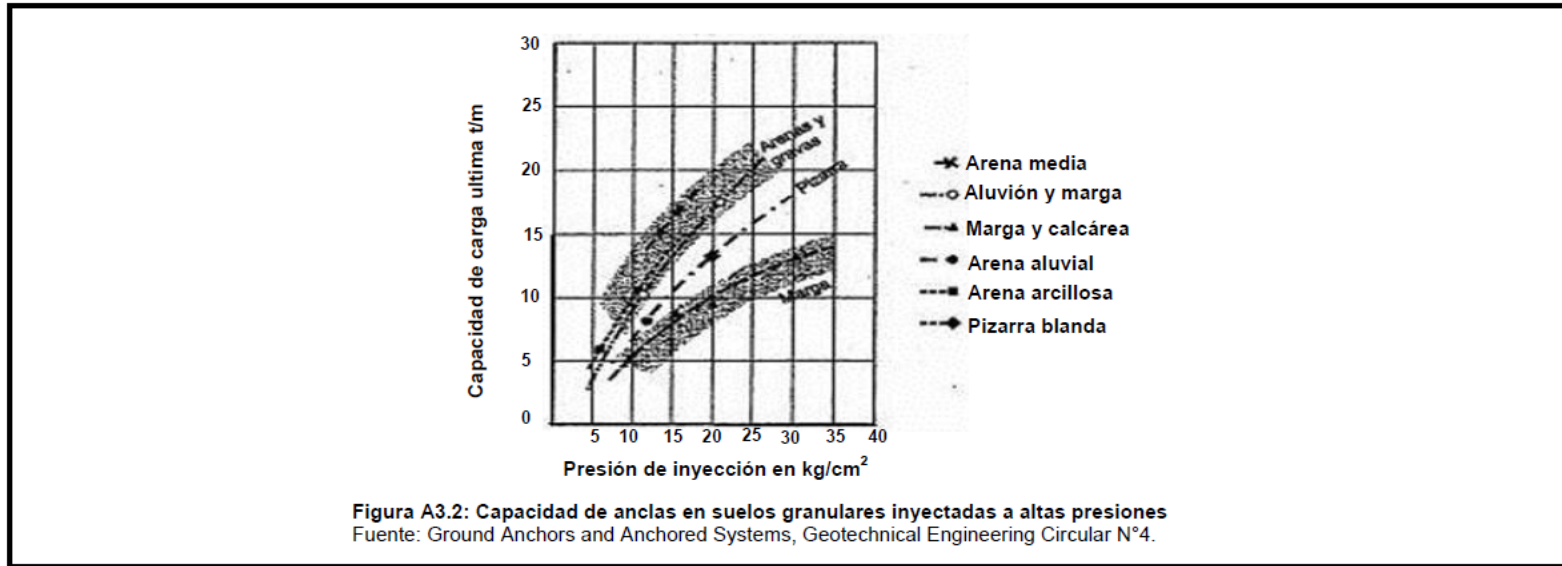
ANCLAS EN SUELOS GRANULARES CON AGUJEROS REINYECTADOS A ALTAS PRESIONES

En este caso los agujeros se perforan con brocas rotatorias y se inyectan por etapas. En la primera etapa la lechada se coloca a baja presión o por gravedad. La inyección en la segunda etapa se efectúa a través de un tubo colocado en el centro del agujero. Se requieren presiones de más de 15 kg/cm² (1.5 MPa) para que la lechada a alta presión fracture hidráulicamente la vaina formada en la primera etapa. La reinyección se puede repetir varias veces.

La capacidad de estas anclas se obtiene, también, con base en consideraciones empíricas. La curva de diseño de la Figura A 3.2 muestra que en las anclas reinyectadas la capacidad del ancla, P_u , depende principalmente de la presión de inyección y no del diámetro del agujero. Los datos que se presentan en la tabla A 3.1.2 se pueden tomar como indicadores de los valores que pueden alcanzar P_u para diferentes tipos de materiales granulares.

TABLA A3.1.2 CAPACIDAD ULTIMA DE EXTRACCION EN ARENAS		
TIPO DE SUELO	METODO DE INYECCION	CAPACIDAD ULTIMA, t
Arena densa y bien graduada entre 0.4 y 20 mm	Inyección simple y reinyecciones múltiples	Más de 150 t
Arena densa y bien graduada entre 0.2 y 5 mm	Inyección simple y reinyecciones múltiples	Entre 80 y 100 t
Arena fina a arena limosa (20% limo) $N_{SPT} = 36$	Reinyecciones múltiples	De 90 a 110 t
Arena fina o muy fina, suelta, uniforme (de 0.2 a 0.5 mm)	Reinyecciones múltiples	80 t

CAPITULO IV
CIMENTACIONES



CAPACIDAD DE ANCLAS EN SUELOS COHESIVOS

Anclas inyectadas a baja presión. En este caso se trata de sistemas de anclaje en los cuales la presión de inyección no rebasa 10 kg/cm² (1.0 MPa). Al inyectar a presión un agujero en un material cohesivo puede fracturarse hidráulicamente, por lo cual el límite práctico de la presión de inyección está dado por la presión de fracturamiento. Si ocurre el fracturamiento, la lechada se desplaza y puede desperdiciarse. En la mayoría de los casos este tipo de anclas utilizan bulbos rectos. Los sistemas de anclaje con bulbos confinados por fundas geotextiles o membranas de diferente tipo eliminan la posibilidad de que la lechada se desplace. En anclas con bulbo recto, el enfoque para estimar P_u es similar al que se sigue para calcular la capacidad última de pilotes de fricción y en principio podría utilizarse cualquiera de los métodos disponibles para tal efecto. Sin embargo, al igual que en el caso de las anclas en suelos granulares, las incertidumbres respecto de las alteraciones producidas por la barrenación en las propiedades mecánicas del suelo en su interfaz con el mortero o lechada del bulbo son las mismas. Igualmente, existen otras incertidumbres relacionadas con la geometría real del bulbo después de la inyección. Una de las fórmulas más empleadas para estimar la capacidad de un ancla instalada en un suelo cohesivo es:

$$P_u = \pi D_b l_b \alpha_a s_u ; s_u = c$$

En donde:

- s_u = Resistencia no drenada del suelo (KN/m²)
- α_a = Factor de adhesión

Con base en experiencias sobre el comportamiento de pilote de fricción, se sabe que varía entre 0.3 para arcillas preconsolidadas y 1.0 para arcillas muy plásticas normalmente consolidadas. Como regla general, entre mayor sea la resistencia al corte no drenada del suelo menor será el valor de α_a es decir, más próximo estará a su límite inferior de 0.3 (Hanna).

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

ANCLAS CON CAMPANA SIMPLE

Se han usado en estados unidos para aumentar la capacidad de anclas, como medio para lograr diseños más eficientes en vista de las limitaciones que ya se discutieron respecto a los anclajes instalados en arcillas. La siguiente formula toma en cuenta la fricción a lo largo de la totalidad de la parte recta del bulbo, así como la capacidad de carga de la zona acampanada:

$$P_u = \pi D_s l_s \alpha_a s_u + \frac{\pi}{4} (D_u^2 - D_s^2) N_c s_u \quad ; \quad s_u = c \quad \text{en donde:}$$

- l_s = Longitud del eje dentro del bulbo (m)
- D_u = Diámetro exterior de la campana (m)
- D_s = Diámetro del eje del anclaje (m)
- N_c = Factor de capacidad de carga ($N_c=9$)

ANCLAS CON CAMPANAS MULTIPLES

Estas anclas se desarrollan para utilizarse en arcillas preconsolidadas rígidas de plasticidad baja a media. Se ha supuesto que contribuyen a su capacidad: a) la adhesión a lo largo de las porciones rectas del bulbo, b) la capacidad de carga movilizada por la base de las campanas y c) la fricción a lo largo del cilindro que pasa por las puntas de las zonas acampanadas, como se establece en la siguiente expresión:

$$P_u = \pi D_s l_s \alpha_a s_u + \frac{\pi}{4} (D_u^2 - D_s^2) N_c s_u + f_u s_u l_u \pi D_u ;$$

En donde los términos no definidos antes son:

- f_u = Factor de reducción
- l_u = Longitud de las campanas (m)
- D_u = Diámetro de las campanas (m)

Los valores de esta ecuación son similares a los de la ecuación de cálculo de campana simple, mientras que el factor de capacidad de carga N_c puede variar entre 6 y 13. En cuanto al factor de reducción f_u , sus valores se han determinado a partir de ensayos de campo para herramientas y métodos de perforación específicos. Para la arcilla de Londres, por ejemplo, f_u varía entre 0.75 y 1.00 (Basset, 1978; Littlejohn, 1977). Finalmente, en estos anclajes es necesario determinar el espaciamiento de las campanas y se ha establecido que la separación entre las campanas varía entre 1.5 y 2.5 veces el diámetro de las mismas. Cuando el espaciamiento es grande, la superficie de falla delante de la zona acampanada intersecta al bulbo recto y cuando se tienen espaciamientos pequeños, la falla se presenta a lo largo de la superficie cilíndrica definida por las puntas de las campanas. Una mejor descripción de este tipo de anclas se detalla en la figura A 3.3

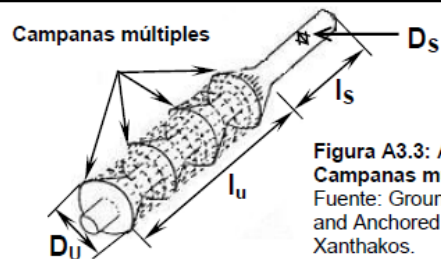


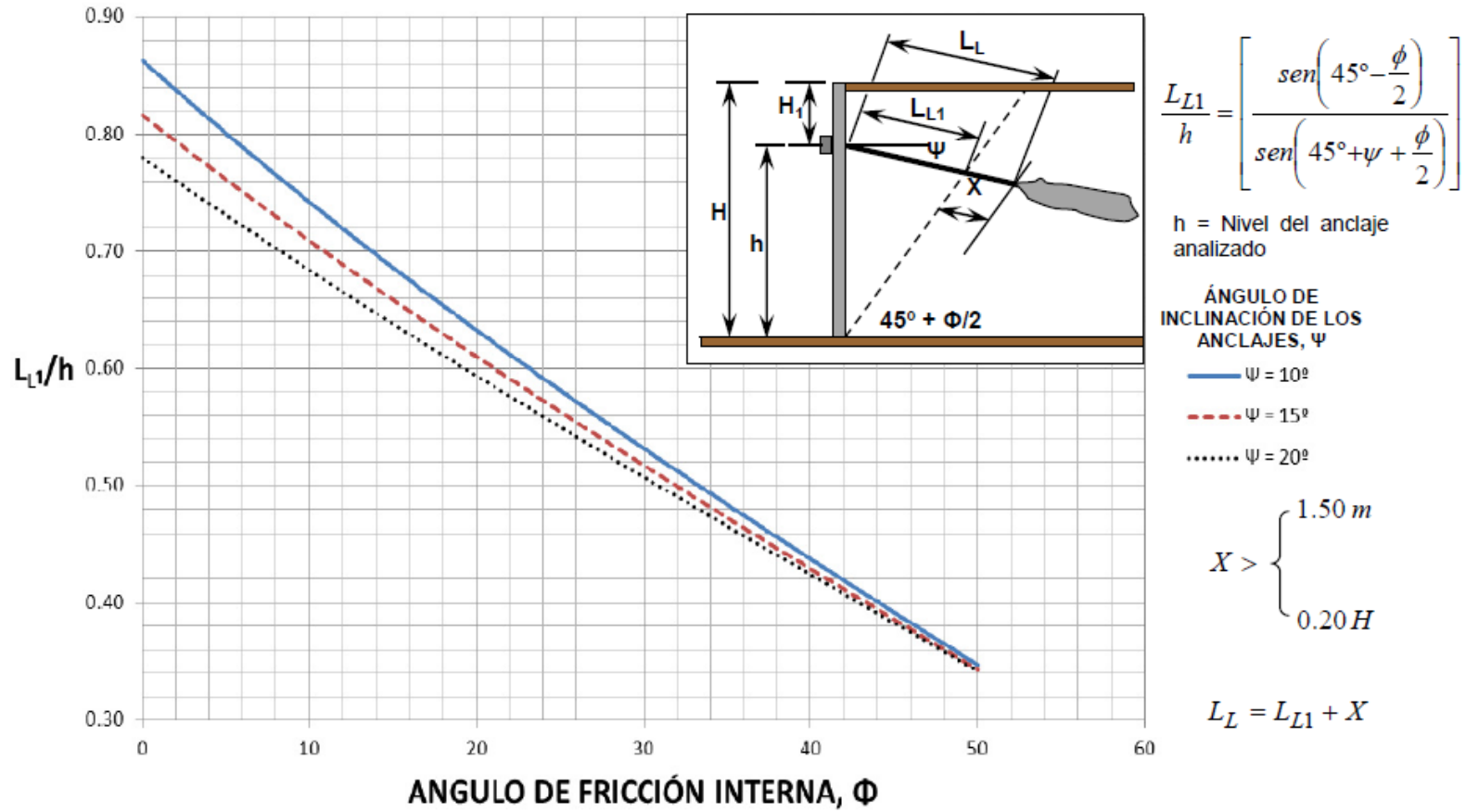
Figura A3.3: Anclaje de Campanas múltiples
Fuente: Ground Anchors and Anchored Structures, Xanthakos.

ANCLAS INYECTADAS A ALTA PRESION

Se refiere a presiones de inyecciones mayores de 10 kg/cm², las cuales solo se pueden alcanzar en arcillas cuando se utilizan etapas de reinyección sucesivas, siguiendo el procedimiento que ya se explicó. No se tienen expresiones teóricas para estimar la capacidad de estas anclas, por lo cual la única recomendación para evaluar P_u es que se haga con base en los resultados de pruebas de campo. La opinión generalizada es que las reinyecciones sucesivas aumentan la capacidad del anclaje. Dependiendo de las condiciones geotécnicas locales, de las técnicas de perforación y de inyección, estos incrementos pueden ser relativamente modestos, del orden de 25%, pero eventualmente podrían alcanzar hasta 300%.

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

A7.2 NOMOGRAMA PARA CÁLCULO DE LONGITUD PRELIMINAR, L_{L1}

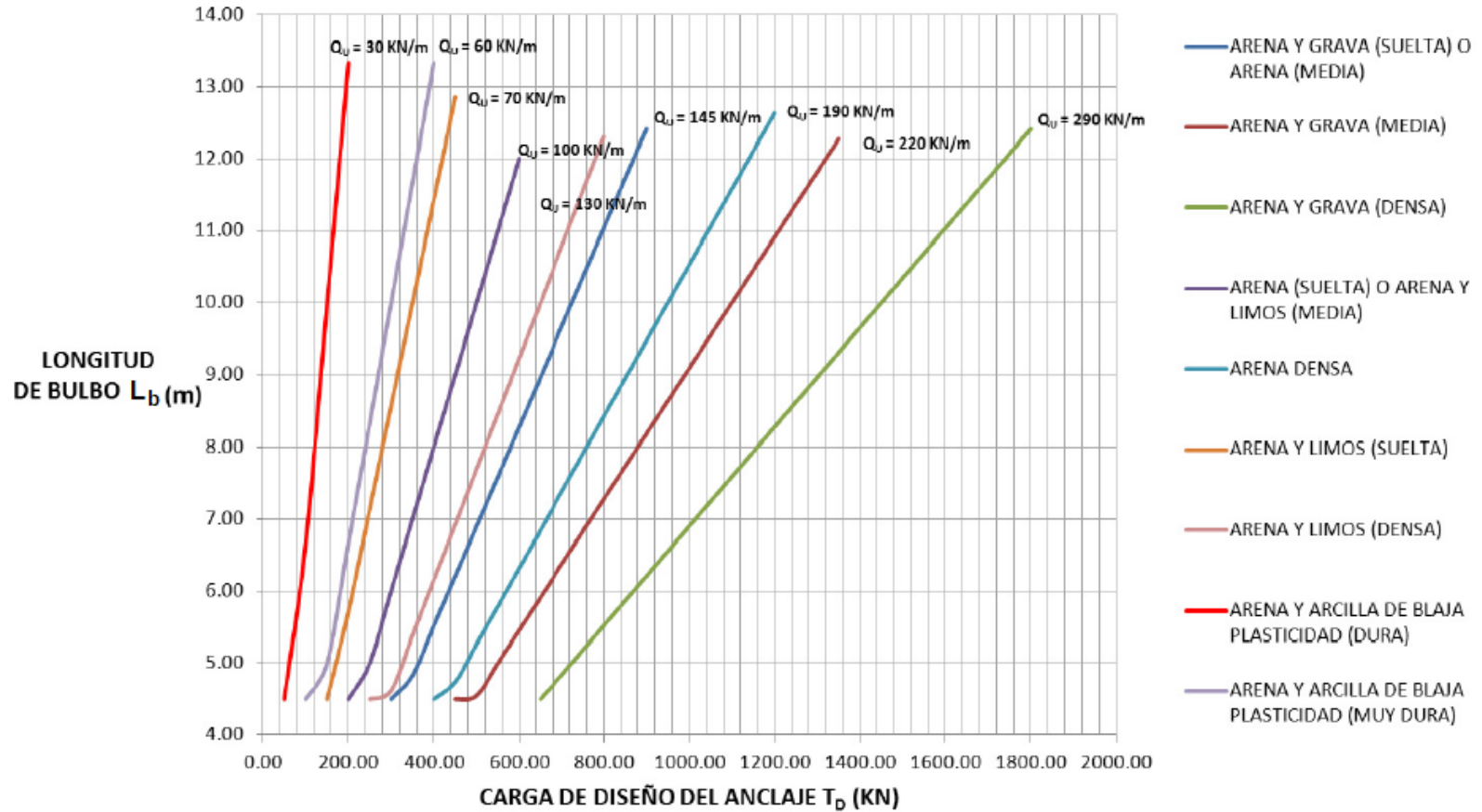


NOTA

LA LONGITUD LIBRE TOTAL L_L SE CALCULA SUMANDO A LA LONGITUD LIBRE PRELIMINAR L_{L1} UN VALOR DE "X", QUE ESTÁ REPRESENTADO POR EL MAYOR VALOR QUE RESULTE DE 1.50 m Y 0.20H

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

A7.3 NOMOGRAMA PARA CALCULAR LONGITUD DE BULBO EN SUELOS



NOTAS

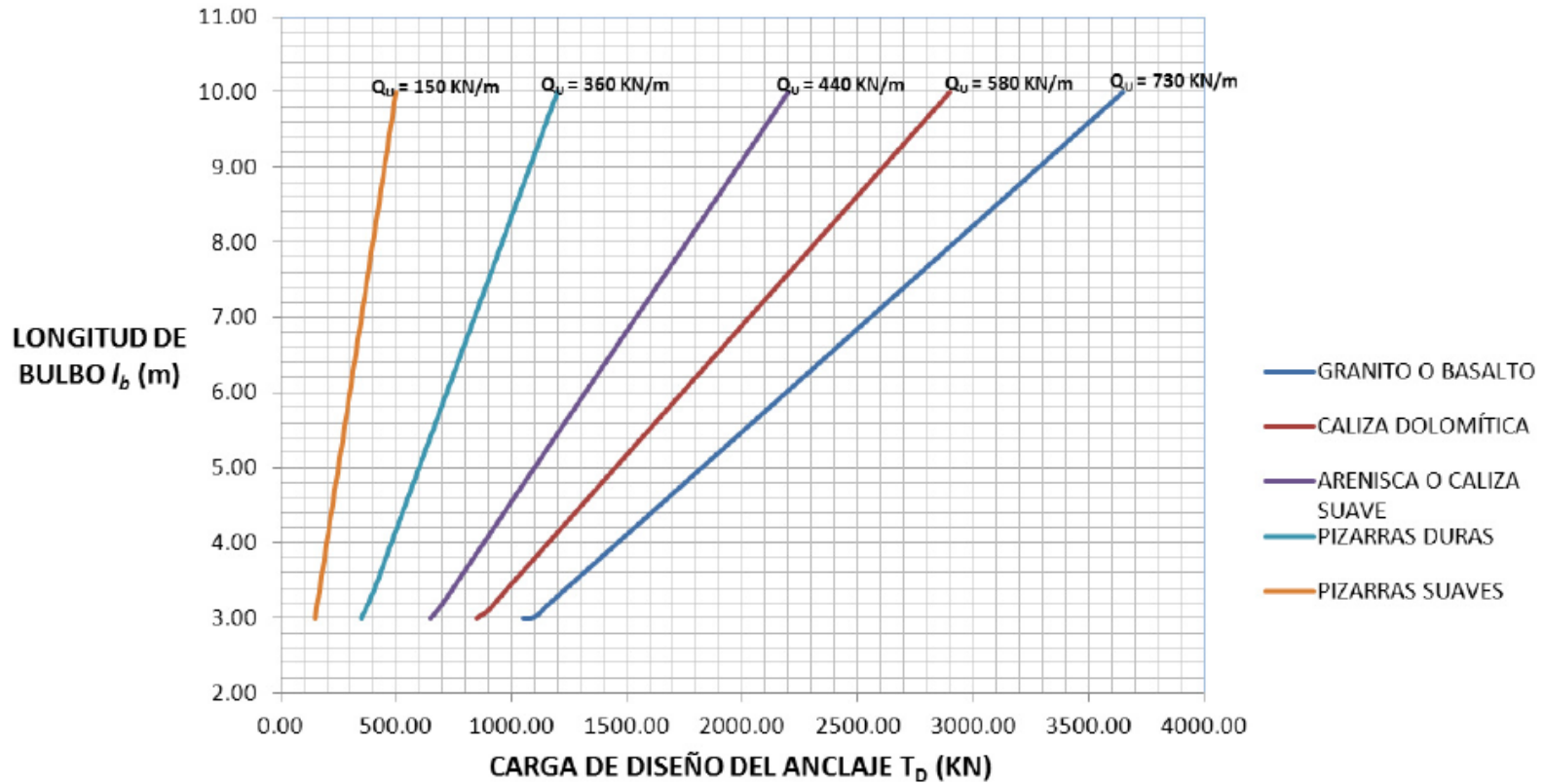
Q_U = CAPACIDAD DE TRANSFERENCIA DE CARGA (KN/m)

LAS LONGITUDES DE BULBO EN ROCAS SE CALCULARON TOMANDO EN CUENTA UNA LONGITUD MÍNIMA DE 3 m Y UNA MÁXIMA DE 10.0 m. ADEMÁS SE INCORPORÓ UN FACTOR DE SEGURIDAD DE 2.0 (CON EXCEPCIÓN DE LAS PIZARRAS SUAVES Y DURAS, F.S. = 3.0)

$$T_D = \frac{l_b Q_U}{FS} \Rightarrow l_b = \frac{T_D FS}{Q_U}$$

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

A 7.4 NOMOGRAMA PARA CALCULAR LONGITUD DE BULBO EN ROCAS



NOTAS

Q_u = CAPACIDAD DE TRANSFERENCIA DE CARGA (KN/m)

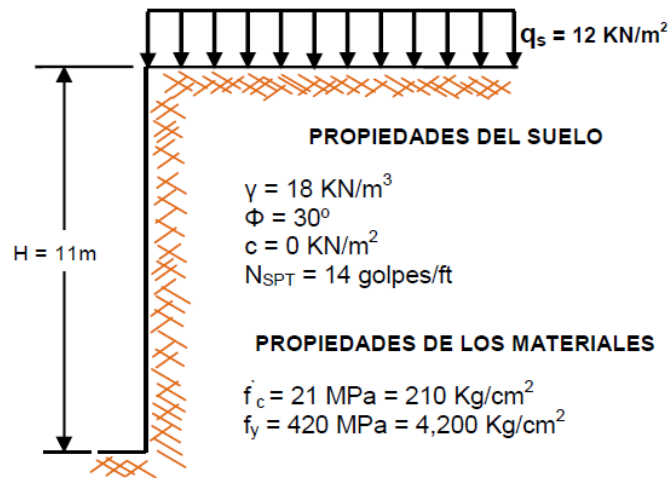
LAS LONGITUDES DE BULBO EN ROCAS SE CALCULARON TOMANDO EN CUENTA UNA LONGITUD MÍNIMA DE 3 m Y UNA MÁXIMA DE 10.0 m. ADEMÁS SE INCORPORÓ UN FACTOR DE SEGURIDAD DE 2.0 (CON EXCEPCIÓN DE LAS PIZARRAS SUAVES Y DURAS, F.S. = 3.0)

$$T_D = \frac{l_b Q_u}{FS} \Rightarrow l_b = \frac{T_D FS}{Q_u}$$

7.1.4 Ejercicio de aplicación del diseño del anclaje activo

Diseñar un muro anclado de concreto reforzado continuo para la excavación que se muestra en la figura No 7.27. El suelo es homogéneo y está conformado por arenas de densidad media con cierto contenido de limos. Se debe tener en cuenta que la altura de la excavación proyectada es de 11 m y una longitud de 12 m. Además, se debe considerar un control estricto en las deformaciones a causa de la existencia de estructuras aledañas (utilizar un factor de seguridad de 1.5) que generan una sobrecarga uniformemente distribuida, $q_s = 12 \text{ KN/m}^2$. Los datos restantes se muestran a en la figura No 7.27:

Figura No 7.27: Excavación proyectada considerando sobrecarga uniformemente distribuida



Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

Solución:

Se resolverá por el método RIGID 1 (Método de soportes rígidos), anteriormente descrito.

1. Determinación de la carga total debida a la presión de tierras

Esta carga es la que estabiliza el corte, utilizando un factor de seguridad de **1.5** se calculan los siguientes valores:

Se debe calcular el coeficiente de presión en reposo ya que se considera un control estricto de las deformaciones. Entonces, de la ecuación de Jacky tenemos:

$$K_0 = 1 - \text{sen}\phi$$
$$K_0 = 1 - \text{sen}30^\circ = 0.5$$

Se debe calcular el coeficiente de presiones activas, tomando en cuenta un ángulo de fricción interna modificado por un factor de seguridad de **1.5**, el cual se calcula así:

$$\phi_{mob} = \tan^{-1}\left(\frac{\tan\phi}{FS}\right)$$

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

$$\phi_{mob} = \tan^{-1}\left(\frac{\tan 30}{1.5}\right) = 21.05^\circ$$

Una vez calculado el ángulo afectado por el factor de seguridad y considerando que la cara frontal del muro no posee inclinación ($\theta = 0$ y por lo tanto no hay fricción en la interfaz suelo-muro), así como no existe inclinación en la corona del muro ($\beta = 0$), entonces se opta por utilizar la fórmula de Rankine para calcular K_{Amob} tal como se muestra a continuación:

$$K_{Amob} = \tan^2\left(45 - \frac{\phi_{mob}}{2}\right)$$

$$K_{Amob} = \tan^2\left(45 - \frac{21.05^\circ}{2}\right) = 0.47$$

Dado que $K_{Amob} \leq K_0$, entonces usar $K_0 = 0.5$

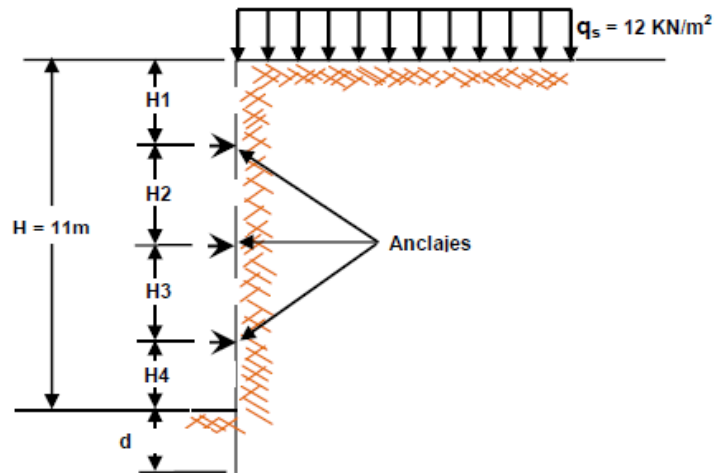
Una vez determinados esos valores, se debe calcular la carga total (T_L):

$$T_L = \frac{1}{2}K_0\gamma H^2 = \frac{1}{2}(0.5)(18)(11)^2 = 544.5 \approx 545 \text{ kN/m}$$

2. Determinación de los espaciamientos verticales entre los anclajes

A continuación se calculan las alturas de los diferentes anclajes, ver figura No 7.28.

Figura No 7.28: Determinación de espaciamientos verticales en la excavación proyectada



Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Los intervalos verticales de los anclajes pueden ser determinados mediante el balance de momentos flexionantes POSITIVOS y NEGATIVOS, tal como se muestra a continuación:

$$MN_{pos1} = MN_{neg1}$$
$$\frac{1}{10}PH^2_{(2,3,4)} = \frac{13}{54}H_1^2$$

En donde $H_{(2,3,4)}$ denota las distancias verticales entre los anclajes (ver figura No 7.29), las cuales se asume sean iguales, $H_2 = H_3 = H_4$. Entonces tenemos:

$$H_{(2,3,4)} = \sqrt{\frac{130}{54}}H_1 = 1.5516H_1$$
$$H = H_1 + H_2 + H_3 + H_4$$
$$H = H_1 + 3(1.5516H_1) = 5.6548H_1$$

Dado que $H=11$ m tenemos:

$$H = 5.6548H_1 \rightarrow H_1 = \frac{11}{5.6548} = 1.9453m$$

Entonces las demás alturas o intervalos quedan de la siguiente manera:

$$H_2 = H_3 = H_4 = 1.55H_1 = 1.5516(1.9453) = 3.0183m$$

Redistribuyendo los intervalos tenemos:

$$H_1 = 2m \text{ y } H_2 = H_3 = H_4 = 3m, \text{ respectivamente}$$

3. Cálculo de asentamientos

Antes de realizar el cálculo de los asentamientos del muro se deben conocer los asentamientos permisibles de las estructuras adyacentes para realizar un diseño adecuado. De lo contrario, se deben calcular los asentamientos promedios y asentamientos máximos presentados en la teoría presentada en ésta unidad.

Asentamientos promedios y máximos para arenas y arcillas rígidas.

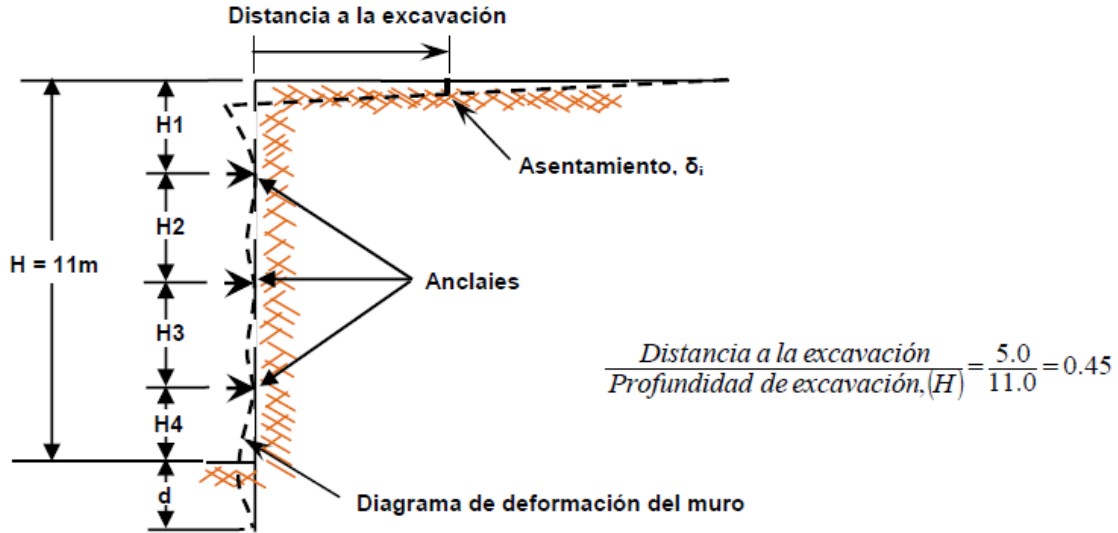
$$\delta_{prom} = 0.0015H = 0.0015(11) = 0.017m = 17.0 \text{ m}$$

$$\delta_{max} = 0.005H = 0.005(11) = 0.055m = 55.0 \text{ m}$$

Calculando el asentamiento esperado para una estructura adyacente situada a **5.0 m** de la corona del muro (distancia a la excavación) como se muestra en la figura No 7.29.

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

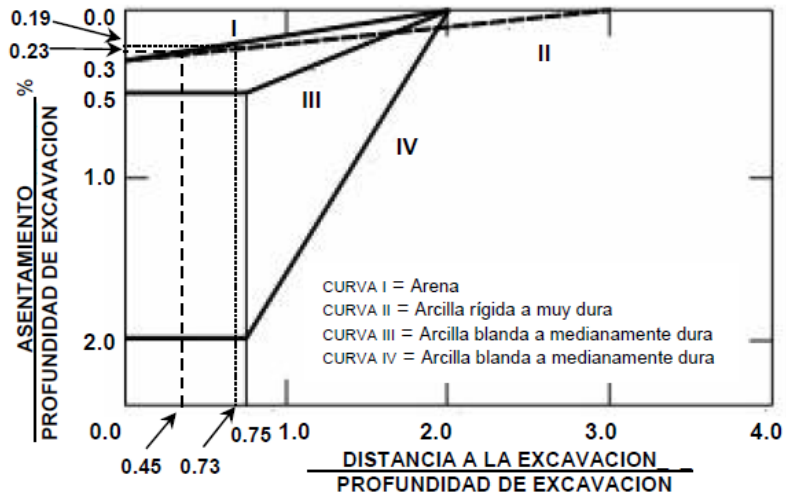
Figura No 7.29: Diagrama de deformación lateral y asentamiento del muro anclado



Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador". Trabajo de Graduación. Facultad de Ingeniería. IIFS

Esta relación debe ser planteada hasta tocar la curva I que se muestra en la figura No 7.30 (para muros permanentes).

Figura No 7.30: Diagrama de deformación lateral y asentamiento del muro anclado



Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador". Trabajo de Graduación. Facultad de Ingeniería. UES

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

De gráfico de asentamientos se obtiene:

$$\frac{\text{asentamiento } (\delta)}{\text{profundidad de excavación, } H} \% = 0.23 \rightarrow \delta_{(5m)} = 11.0 \left(\frac{0.23}{100} \right) = 0.0253 = 25.3 \text{ mm}$$

NOTA: El cálculo de la relación anterior puede realizarse con la relación de triángulos de la siguiente manera:

$$\delta_{(prom)} = 17 \text{ mm} \leq \delta_{(5m)} = 25.3 \text{ mm} \leq \delta_{max} = 55.0 \text{ mm} \rightarrow ok$$

Evaluando el asentamiento para una estructura situada a una distancia a la excavación de 8.0 m, con la siguiente ecuación:

$$\frac{\text{Distancia a la excavación}}{\text{Profundidad de excavación, } H} = \frac{8.0}{11.0} = 0.73$$

De gráfico de asentamientos se obtiene:

$$\frac{\text{Asentamiento } (\delta)}{\text{Profundidad de excavación, } H} \% = 0.19 \rightarrow \delta_{(8m)} = 11.0 \left(\frac{0.19}{100} \right) = 0.0209 \text{ m}$$

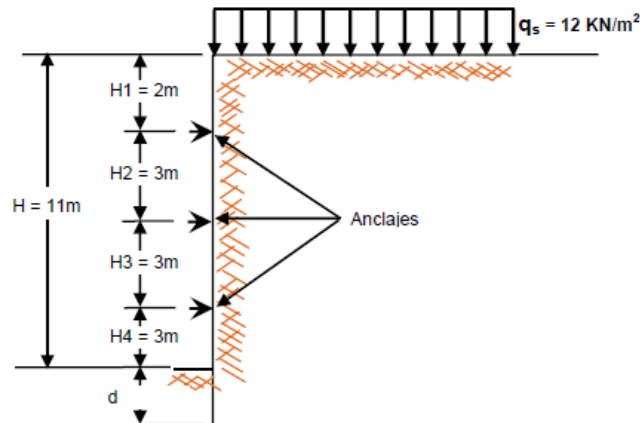
Como:

$$\delta_{prom} = 17 \text{ mm} \leq \delta_{(5m)} = 20.9 \text{ mm} \leq \delta_{(max)} = 55.0 \text{ mm} \rightarrow ok$$

4. Cálculo del diagrama de presión que estabiliza el corte para arenas

Se considerarán tres niveles de anclajes para el corte de la excavación separados horizontalmente 2.0 m y se distribuirán de acuerdo a la figura No 7.31:

Figura No 7.31: Distribución lateral de los diferentes niveles de anclajes



Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

La presión que estabiliza el corte involucra la carga T_L que fue calculada anteriormente:

$$P = \frac{T_L}{H - \frac{1}{3}H_1 - \frac{1}{3}H_4} = \frac{545}{11 - \frac{1}{3}(2) - \frac{1}{3}(3)} = 58.39 \text{ kN/m}^2$$

5. Cálculo de la sobrecarga por estructuras aledañas

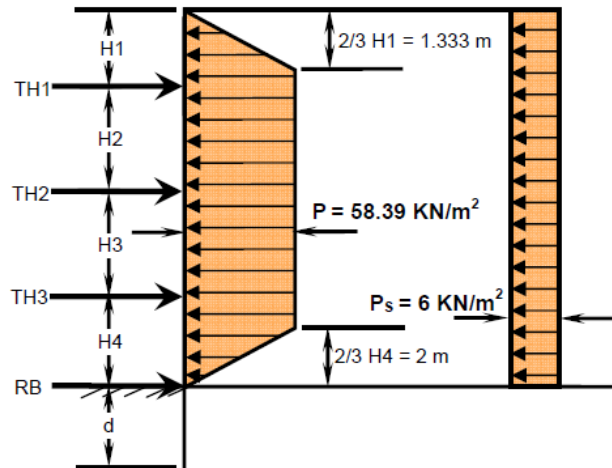
La sobrecarga distribuida uniformemente (q_s) debe ser transformada a una presión horizontal (P_s) y para ello debe multiplicarse por el coeficiente de presiones en estado de reposo (K_o) tal como se muestra a continuación:

$$q_s = 12 \text{ kN/m}^2$$

$$P_s = K_o q_s = (0.5)(12) = 6 \text{ kN/m}^2$$

Una vez definidas las presiones actuantes, el diagrama de presiones para un suelo granular (arenas en nuestro caso) queda tal como se muestra en la figura No 7.32:

Figura No 7.32: Diagrama de presión de suelos y por sobrecarga actuante en el muro anclado.



Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador". Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

6. Cálculo de las fuerzas horizontales en los anclajes

Para el cálculo de las componentes horizontales de las fuerzas en los anclajes por medio de los diagramas aparentes de presión se utilizará el método de áreas tributarias.

- **Fuerza horizontal en el anclaje No 1**

$$T_{H1} = \left(\frac{2}{3}H_1 + \frac{1}{2}H_2\right)P + \left(H_1 + \frac{1}{2}H_2\right)P_s$$

$$T_{H1} = \left(\frac{2}{3}(2) + \frac{1}{2}(3)\right) 58.39 + \left(2 + \frac{1}{2}(3)\right) 6 = 186.45 \text{ kN/m}$$

- **Fuerza horizontal en el anclaje No 2**

$$T_{H2} = \left(\frac{1}{2}H_2 + \frac{1}{2}H_3\right) P + \left(\frac{1}{2}H_2 + \frac{1}{2}H_3\right) P_s$$

$$T_{H2} = \left(\frac{1}{2}(3) + \frac{1}{2}(3)\right) 58.39 + \left(\frac{1}{2}(3) + \frac{1}{2}(3)\right) 6 = 193.18 \text{ kN/m}$$

- **Fuerza horizontal en el anclaje No 3**

$$T_{H3} = \left(\frac{1}{2}H_3 + \frac{23}{48}H_4\right) P + \left(\frac{1}{2}H_3 + \frac{1}{2}H_4\right) P_s$$

$$T_{H3} = \left(\frac{1}{2}(3) + \frac{23}{48}(3)\right) 58.39 + \left(\frac{1}{2}(3) + \frac{1}{2}(3)\right) 6 = 189.53 \text{ kN/m}$$

- **Cálculo de la fuerza de reacción en la base**

$$R_B = \left(\frac{3}{16}H_4\right) P + \left(\frac{1}{2}H_4\right) P$$

$$R_B = \left(\frac{3}{16}(3)\right) 58.39 + \left(\frac{1}{2}(3)\right) 6 = 41.85 \text{ kN/m}$$

7. Diseño de los anclajes

Para una separación horizontal " S_H " de **2.0 m** y con un ángulo de inclinación para todos los anclajes " ψ " de **15°** se debe calcular la carga de diseño del anclaje " T_D " utilizando las fuerzas horizontales que se calcularon con el diagrama de presión aparente.

- **Carga de diseño del anclaje No 1**

$$T_{H1} = 186.45 \text{ kN/m}$$

$$T_{D1} = \frac{T_{H1}S_H}{\cos\psi} = \frac{(186.45)(2)}{\cos(15^\circ)} = 386.05 \text{ kN}$$

- **Carga de diseño del anclaje No 2**

$$T_{H2} = 193.18 \text{ kN/m}$$

$$T_{D2} = \frac{T_{H2}S_H}{\cos\psi} = \frac{(193.18)(2)}{\cos(15^\circ)} = 399.99 \sim 400 \text{ kN}$$

- **Carga de diseño del anclaje No 3**

$$T_{H3} = 189.53 \text{ kN/m}$$

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

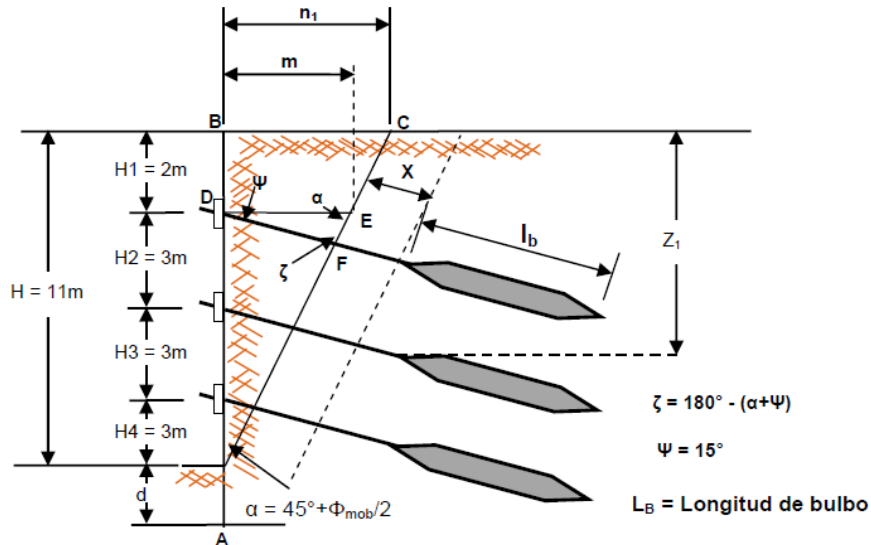
$$T_{D3} = \frac{T_{H3} S_H}{\cos \psi} = \frac{(189.53)(2)}{\cos(15^\circ)} = 392.53 \text{ kN}$$

Usar $T_D = 400 \text{ kN}$ como carga de diseño por ser la de mayor magnitud.

8. Cálculo de la longitud libre del anclaje

La longitud libre del anclaje “ L ” se calcula mediante relaciones geométricas entre el muro y los anclajes, estableciendo valores límites para determinar si los valores de la longitud libre son aceptables. Según Rankine, para calcular la longitud libre del anclaje se debe usar un ángulo “ α ” medido en la base del muro con respecto a la horizontal y cuyo valor es de $45^\circ + \Phi_{mob}/2$, tal como se muestra en la figura No 7.33.

Figura No 7.33: Diagrama utilizado para el cálculo de la longitud libre del anclaje



Fuente: G. Figueroa et al (2011), “Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador”, Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

Para encontrar la longitud libre se debe encontrar una longitud libre preliminar “ L_{L1} ” que representa la longitud del ancla que intercepta la línea delimitada por el ángulo “ α ”. Entonces para ello relacionamos los triángulos **ABC** y **ADE**, respectivamente.

Por trigonometría encontramos el valor de “ n_1 ”

$$\frac{n_1}{H} = \tan(90^\circ - \alpha) \rightarrow n_1 = H \tan(90^\circ - \alpha)$$

$$n_1 = H \tan(90^\circ - \alpha) = 11 \tan(90^\circ - 55.53) = 7.55 \text{ m}$$

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

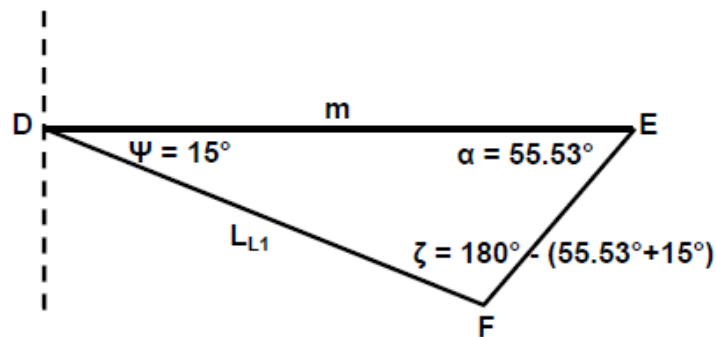
Por geometría del muro y la relación de triángulos tenemos:

$$\frac{n_1}{m} = \frac{H}{(H - H_1)}$$

$$m = \frac{n_1(H - H_1)}{H} = \frac{7.55(11 - 2)}{11} = 6.18 \text{ m}$$

Haciendo un acercamiento al triángulo **DEF**, se muestra en la figura No 7.34.

Figura No 7.34: Diagrama utilizado para el cálculo de la longitud libre del anclaje



Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

Encontrando L_{L1} tenemos:

$$\frac{\text{sen}(180^\circ - \alpha - \psi)}{m} = \frac{\text{sen}\alpha}{L_{L1}}$$

$$L_{L1} = \frac{m \text{sen}\alpha}{\text{sen}(180^\circ - \alpha - \psi)} = \frac{(6.18)\text{sen}(55.53)}{\text{sen}(180^\circ - 55.53 - 15)} = 5.4 \text{ m}$$

Entonces, a la longitud libre del anclaje se le deberá adicionar una longitud "**X**" que se extienda más allá del plano delimitado por " α ". El valor de "**X**" deberá ser **1.5 m** o **0.2H** (Peck), el que sea mayor. Entonces tenemos:

$$X = 1.5 \text{ m}$$

$$X = 0.2H = 0.2 (11) = 2.2 \text{ m, entonces usaremos } X=2.2 \text{ m}$$

Entonces la longitud libre total se calcula de la siguiente manera:

$$L_L = L_{L1} + X = 5.4 + 2.2 = 7.6 \sim 8.0 \text{ m}$$

9. Cálculo de la longitud del bulbo

Para suelos, según Sabatini, la longitud del bulbo máxima es de **12 m** y considerando una transferencia de carga última " Q_u " para estratos con arenas y limos de densidad media de **100 KN/m** se calcula la máxima carga en los anclajes, la cual debe ser mayor que las cargas actuantes de los anclajes del problema aquí presentado. Además se hace uso de un factor de seguridad de **2.0**:

$$T_{max} = \frac{l_{bmax} Q_u}{FS} = \frac{(12)(100)}{2} = 600 \text{ kN} > T_D = 400 \text{ kN} \rightarrow ok$$

Entonces, para una carga $T_D = 400 \text{ kN}$, la longitud del bulbo es:

$$l_b = \frac{T_{max} FS}{Q_u} = \frac{(400)(2)}{100} = 8.0 \text{ m}$$

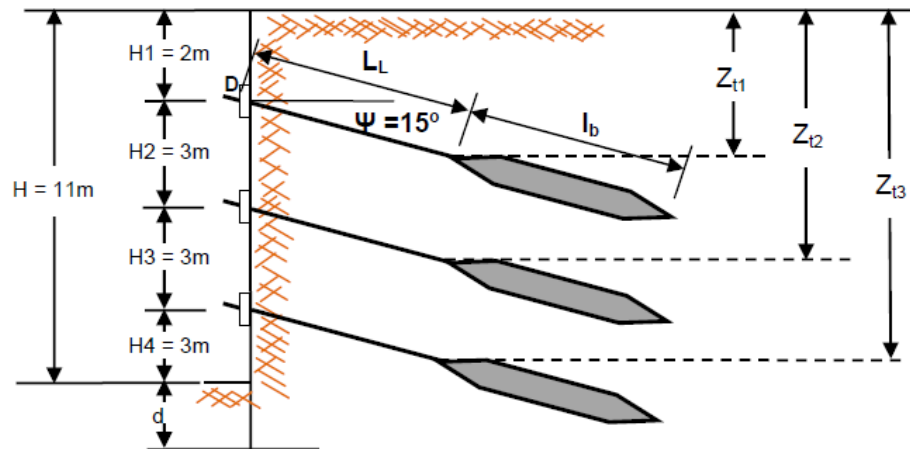
Chequeando la longitud de bulbo

De cartas de diseño (tabla A 7.1, capacidad de suelos granulares), para anclajes en suelos granulares inyectados a bajas presiones, se utiliza la fórmula siguiente:

$$P_u = p D_b L_b \tan \phi \rightarrow P_u = FS(T_D)$$

Donde $D_b = 0.15 \text{ m}$ es el diámetro del bulbo efectivo del anclaje, respectivamente, p' es la presión de la lechada en (14 KN/m^2) por cada pie de sobrecarga encima de la parte superior del bulbo, Z_t representa la profundidad promedio a la que actúa la presión de la lechada y se calcula mediante la obtención del promedio de las alturas del inicio de los bulbos de los anclajes. Dicha profundidad se calcula como sigue (ver figura No 7.35):

Figura No 7.35: Chequeo de la longitud de bulbo en un muro anclado.



Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

$$Z_{t1} = H_1 + L_{L1} \text{sen} \psi = 2 + 8 \text{sen} 15 = 4.07 \text{ m}$$

$$Z_{t2} = H_1 + H_2 + L_{L2} \text{sen} \psi = 2 + 3 + 8 \text{sen} 15 = 7.07 \text{ m}$$

$$Z_{t3} = H_1 + H_2 + H_3 + L_{L3} \text{sen} \psi = 2 + 3 + 3 + 8 \text{sen} 15 = 10.07 \text{ m}$$

$$Z_t = \frac{Z_{t1} + Z_{t2} + Z_{t3}}{3} = \frac{4.07 + 7.07 + 10.07}{3} = 7.07 \text{ m}$$

Para $T_D = 400 \text{ kN}$, un ángulo de fricción interna ϕ de 30° y un factor de seguridad de **2.0**, tenemos:

$$l_b = \frac{T_D FS}{p \pi D_b \tan \phi} = \frac{(400)(2)}{14(3.28)\pi(7.07)(0.15) \tan 30^\circ} = 9.0 \text{ m}$$

Usar longitud de bulbo de **9.0 m**.

10. Cálculo de la longitud total del anclaje

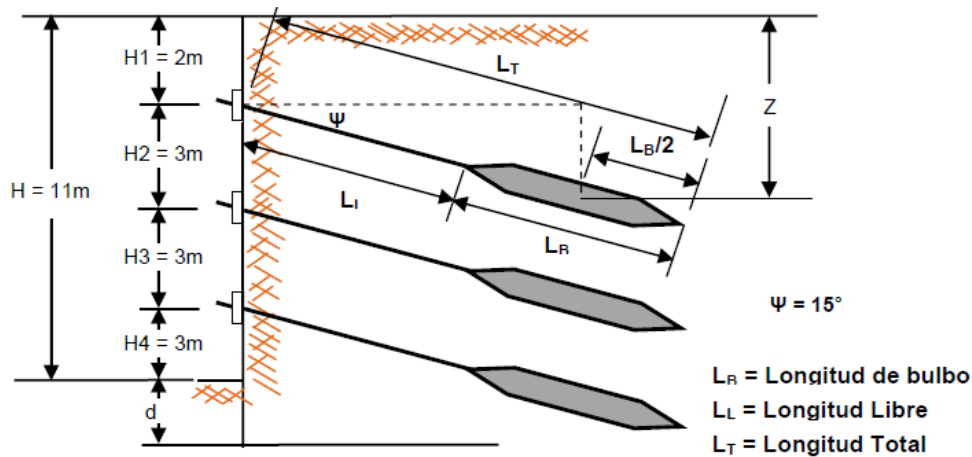
La longitud total del anclaje se calcula sumando la longitud libre y la longitud del bulbo:

$$L_T = L_L + l_b = 8.0 + 9.0 = 17.0 \text{ m}$$

11. Cálculo de la altura de suelo sobre el primer anclaje

El cálculo de la altura de suelo sobre el primer anclaje " Z " se calcula utilizando la geometría del muro y va en dirección vertical desde la mitad de la longitud del bulbo hasta la superficie del terreno en la parte superior del muro y se establece que debe ser mayor o igual a **4.5 m** (ver figura No 7.36):

Figura No 7.36: Chequeo de la longitud de bulbo en un muro anclado.



Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

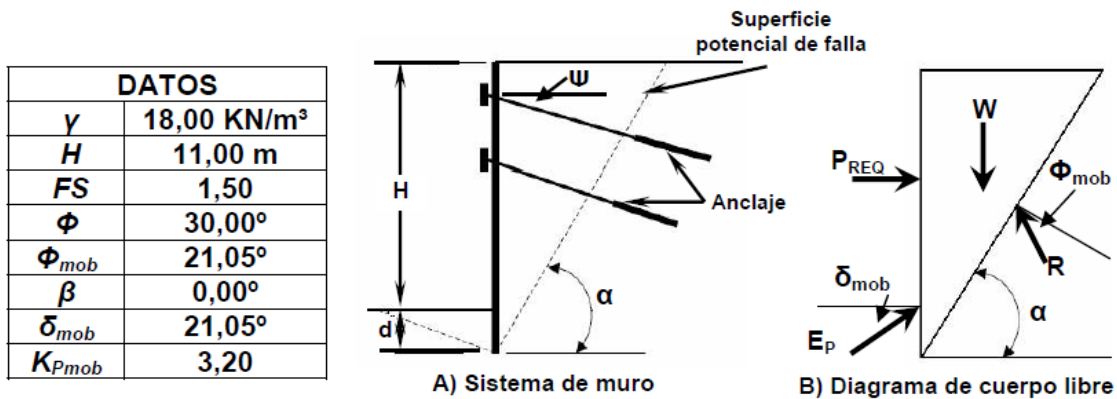
CAPITULO IV
CIMENTACIONES

$$Z = H_1 + \left(L_T - \frac{1}{2} L_B \right) \operatorname{sen} \psi = 2 + \left[17 - \frac{1}{2} (9) \right] \operatorname{sen} 15^\circ = 5.23 \text{ m} > 4.5 \text{ m} \rightarrow \text{ok}$$

12. Cálculo de la estabilidad interna de un muro anclado

Calculo de la fuerza externa requerida para estabilizar el corte o excavación para los datos del presente problema y haciendo referencia a la figura No 7.37:

Figura No 7.37: Superficie de falla y fuerzas actuantes consideradas en la estabilidad interna del Sistema de muro anclado



Fuente: G. Figueroa et al (2011), “Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador”, Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

Sustituyendo dichos valores para diferentes ángulos de inclinación de superficie de falla (α) y diferentes profundidades de empotramiento (d), se procede a encontrar el mayor valor de **PREQ**, considerando que el valor del coeficiente de presión pasiva **Kp** se obtiene del gráfico de Caquot y Kerisel con un valor de $\delta_{mob} = \phi_{mob}$. Si se requiere usar la teoría de coulomb, se utiliza un valor de $\delta = 2\phi/3$. A continuación se muestran los resultados obtenidos de algunas pruebas realizadas.

$$P_{REQ} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\frac{(1 + \xi)^2}{\tan \alpha - \tan \beta} - K_{Pmob} \xi^2 \left[\left(\operatorname{sen} \delta_{mob} + \frac{\cos \delta_{mob}}{\tan(\alpha - \phi_{mob})} \right) \right] \right] \tan(\alpha - \phi_{mob})$$

Donde:

$$\xi = \frac{d}{H}$$

Se realiza un proceso de iteración, proporcionando valores a α y d , se obtienen la tablas No 7.7 (1, 2, 3 y 4).

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Tabla No 7.7: Iteraciones para encontrar el P_{REQ} más desfavorable

PRUEBA 1		PRUEBA 2		PRUEBA 3		PRUEBA 4	
d	1,50	d	1,60	d	1,61	d	2,00
H	11,00	H	11,00	H	11,00	H	11,00
ξ	0,136	ξ	0,145	ξ	0,146	ξ	0,182

α (°)	P_{REQ}	α (°)	P_{REQ}	α (°)	P_{REQ}	α (°)	P_{REQ}
50,00	579,334	50,00	579,713	50,00	579,719	50,00	575,543
51,00	582,207	51,00	582,567	51,00	582,571	51,00	578,278
52,00	584,374	52,00	584,702	52,00	584,703	52,00	580,241
53,00	585,845	53,00	586,129	53,00	586,125	53,00	581,443
54,00	586,629	54,00	586,855	54,00	586,846	54,00	581,894
55,00	586,729	55,00	586,887	55,00	586,870	55,00	581,596
56,00	586,149	56,00	586,224	56,00	586,199	56,00	580,553
57,00	584,887	57,00	584,868	57,00	584,833	57,00	578,762
58,00	582,940	58,00	582,813	58,00	582,767	58,00	576,219
59,00	580,301	59,00	580,053	59,00	579,995	59,00	572,916
60,00	576,961	60,00	576,579	60,00	576,507	60,00	568,842
61,00	572,907	61,00	572,377	61,00	572,290	61,00	563,983

Fuente: G. Figueroa et al (2011), “Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador”, Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

En las pruebas realizadas anteriormente, se puede observar que el mayor de P_{REQ} encontrado es de **586.887 kN**, a una profundidad de empotramiento $d = 1.60 \text{ m}$ y con un ángulo de inclinación de $\alpha = 55^\circ$. Este valor deberá ser comparado con la sumatoria de las componentes horizontales de las fuerzas en los anclajes (T_H) y la reacción en la base (R_B).

La profundidad de empotramiento del sistema, debe ser mayor que la superficie de falla interna, por lo tanto, tal como se muestra en la prueba 4, el valor de P_{REQ} disminuye ($P_{REQ} = 581.894 \text{ kN}$) cuando se incrementa la profundidad d . Es por ello que se retoma la relación $\xi = 0.182$ para confirmar la profundidad de empotramiento:

$$d = \xi x H = 0.145 x 11 \cong 1.6 \Rightarrow d = 2.0 \text{ m}$$

Como la suma de todas las componentes horizontales de las fuerzas de anclaje y la reacción en la base, sin considerar sobrecarga es **601.39 kN**, entonces comparamos con el mayor valor obtenido, que es el de la prueba No 2:

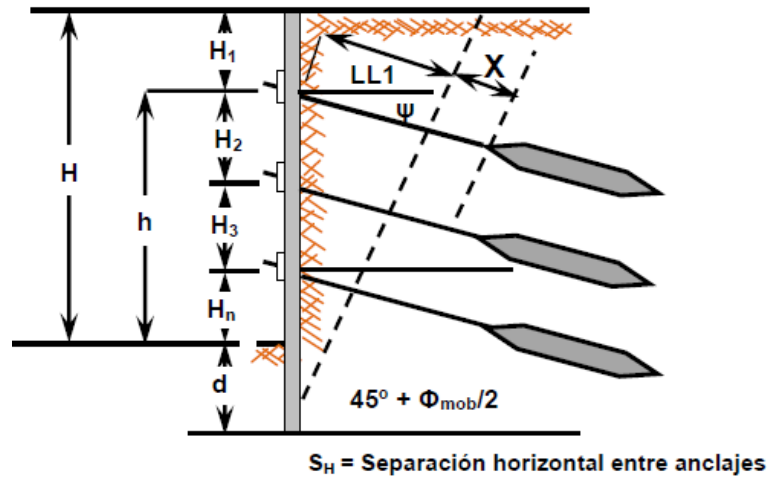
$$P_{REQ} = 586.88 \text{ kN} \leq 601.39 \text{ kN ok}$$

El sistema es adecuado para resistir la fuerza producida por la falla interna de dicha estructura, ver figura No 7.38.

13. Revisión de la longitud libre considerando la profundidad de empotramiento “d”

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Figura No 7.38: Verificación de la longitud libre ante falla por estabilidad interna



Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador". Trabajo de Graduación. Facultad de Ingeniería. UFS

De acuerdo a la figura No 7.38, el cálculo de la longitud libre preliminar L_{L1} se determina de la siguiente manera:

$$\frac{L_{L1}}{(h + d)} = \frac{\text{sen}(90 - \alpha)}{\text{sen}(\alpha + \psi)}$$

Sustituyendo los datos tenemos:

$$L_{L1} = (h + d) \frac{\text{sen}(90 - \alpha)}{\text{sen}(\alpha + \psi)} = (9 + 1.6) \frac{\text{sen}(90 - 55)}{\text{sen}(55 + 15)} = 6.47 \text{ m}$$

Entonces la longitud libre total L_L es:

$$L_L = L_{L1} + X = 6.47 + 2.2 = 8.67 \text{ m} \sim 9.0 \text{ m}$$

Entonces, si mantenemos la longitud de bulbo invariable ($l_b = 9.0 \text{ m}$), la longitud total de todos los anclajes será:

$$L_T = L_L + l_b = 9 + 9 = 18 \text{ m}$$

14. Cálculo de la estabilidad externa de un muro anclado

Se procede a calcular el factor de seguridad con el ángulo que satisface la siguiente ecuación:

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

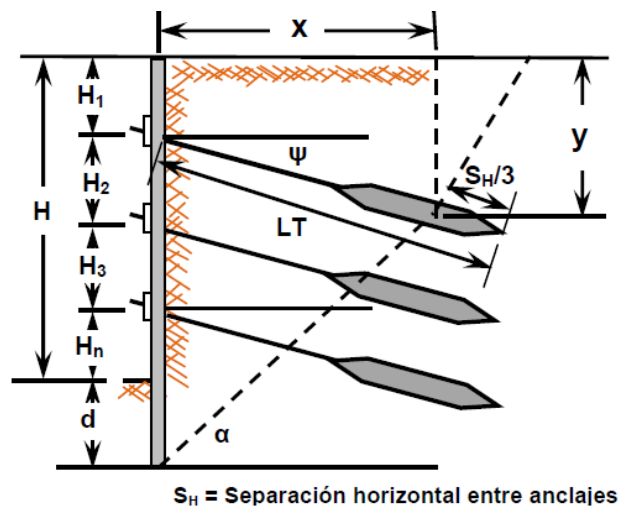
$$(1 + \xi + \lambda)X - K_{Pmob}\xi^2 \text{sen}(\delta_{mob}) + \frac{K_{Pmob}\xi^2 \cos(\delta_{mob}) - K_{Amob}\lambda^2}{\tan(\phi_{mob} - \alpha)}$$

Dónde:

$$X = \frac{x}{H'} \quad \lambda = \frac{y}{H'} \quad \xi = \frac{d}{H}$$

Calculando el factor de seguridad para el **primer anclaje**, según figura No 7.39:

Figura No 7.39: Superficie de falla considerada para la estabilidad externa del muro anclado



S_H = Separación horizontal entre anclajes

Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

Utilizando los siguientes datos para la primera fila de anclajes se tiene:

$$\phi = 30^\circ$$

$$\phi_{mob} = 21.05^\circ \text{ (FS=1.5) (inicial)}$$

$$\delta_{mob} = 21.05^\circ \text{ (inicial) } (\delta=2\phi/3 \text{ para calcular } K_p \text{ con Coulomb)}$$

$$S_H = 2 \text{ m}$$

$$\psi = 15^\circ$$

$$q_s = 12 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$H_1 = 2 \text{ m}$$

$$H = 11 \text{ m}$$

Y considerando que la sobrecarga puede ser transformada a una altura equivalente de suelo, n , la cual debe ser adicionada a la altura H del muro.

$$n = \frac{q_s}{\gamma} = \frac{12}{18} = 0.67 \text{ m}$$

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Tomando una longitud total de anclaje de **18 m** procedemos a calcular las coordenadas **x** e **y**, así como el ángulo de inclinación de la falla **α** :

$$y = \left(L_T - \frac{S_H}{3} \right) \text{sen}\psi + H_1 + n$$

$$y = \left(18 - \frac{2}{3} \right) \text{sen}15^\circ + 2 + 0.67 = 7.15 \text{ m}$$

$$x = \left(L_T - \frac{S_H}{3} \right) \text{cos}\psi$$

$$x = \left(18 - \frac{2}{3} \right) \text{cos}15^\circ = 16.74 \text{ m}$$

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{11 + 2 + 0.67 - 7.15}{16.74} \right) = 21.26^\circ$$

Ahora se calculan las relaciones entre las coordenadas y la altura, así como la relación entre profundidad de empotramiento y altura:

$$X = \frac{x}{H + n} = \frac{16.74}{11.67} = 1.435$$

$$\lambda = \frac{y}{H + n} = \frac{7.15}{11.67} = 0.613$$

$$\xi = \frac{d}{H + n} = \frac{2}{11.67} = 0.171$$

Es de mencionar que ahora inicia un proceso iterativo que consistirá en buscar aquel ángulo de fricción interna **Φ_{mob}** que satisfaga el equilibrio planteado en las ecuaciones al inicio de esta etapa. El valor de **δ_{mob}** será el mismo que **Φ_{mob}** para todos los términos de la ecuación, con la diferencia que para calcular el coeficiente de presión pasiva **K_p** por la teoría de Coulomb **δ** deberá usarse **$(2/3)\Phi$** . si se prefiere usar el gráfico de Caquot y Kerisel se deberá usar **$\delta_{mob} = \Phi_{mob}$** .

Separando la ecuación en dos partes como se muestra a continuación se procede a calcular el equilibrio, es decir (**$A+B \approx 0$**):

$$(1 + \xi + \lambda)X - K_{Pmob}\xi^2 \text{sen}(\delta_{mob}) + \frac{K_{Pmob}\xi^2 \text{cos}(\delta_{mob}) - K_{Amob}\lambda^2}{\tan(\phi_{mob} - \alpha)} = 0$$

$$A = (1 + \xi + \lambda)X - K_{Pmob}\xi^2 \text{sen}(\delta_{mob}) \text{ y } B = \frac{K_{Pmob}\xi^2 \text{cos}(\delta_{mob}) - K_{Amob}\lambda^2}{\tan(\phi_{mob} - \alpha)}$$

Los resultados de las pruebas se muestran en la tabla No 7.8.

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Tabla No 7.8 Superficies de falla considerada para la estabilidad externa del muro anclado

PRUEBA	ϕ_{mob}	δ_{mob}	K_{pmob}	K_{amob}	A	B	A+B
1	18,00	18,00	2,5469	0,53	2,53783	2,23474	4,77257
2	19,00	19,00	2,7102	0,51	2,53503	2,93958	5,47461
3	20,00	20,00	2,8885	0,49	2,53193	4,75757	7,28950
4	21,05	21,05	3,0937	0,47	2,52831	25,36344	27,89175
5	22,00	22,00	3,2973	0,45	2,52466	-6,27331	-3,74864
6	23,00	23,00	3,5326	0,44	2,52040	-2,27340	0,24700
7	24,00	24,00	3,7922	0,42	2,51563	-1,18453	1,33110
8	25,00	25,00	4,0795	0,41	2,51030	-0,67143	1,83887
9	26,00	26,00	4,3986	0,39	2,50430	-0,36882	2,13548
10	28,00	28,00	5,1525	0,36	2,48987	-0,01704	2,47283
11	30,00	30,00	6,1054	0,33	2,47125	0,19567	2,66692
12	35,00	35,00	9,9616	0,27	2,39305	0,56410	2,95715

Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador" Trabajo de Graduación Facultad de Ingeniería IIFS

De la tabla anterior el ángulo ϕ_{mob} que satisface la ecuación de estabilidad externa es de 23° con $(A+B) = 0.2470$ que es aproximadamente cero. Por lo tanto el factor de seguridad es:

$$FS = \frac{\tan\phi}{\tan\phi_{mob}} = \frac{\tan 30^\circ}{\tan 23^\circ} = 1.36 \leq 1.5 \rightarrow \text{NO CUMPLE}$$

Cambiando longitud total de anclaje a 19.5 m e iterando nuevamente para dicha longitud, tenemos:

$$y = \left(L_T - \frac{S_H}{3}\right) \text{sen}\psi + H_1 + n$$

$$y = \left(19.5 - \frac{2}{3}\right) \text{sen}15^\circ + 2 + 0.67 = 7.54 \text{ m}$$

$$x = \left(L_T - \frac{S_H}{3}\right) \text{cos}\psi$$

$$x = \left(19.5 - \frac{2}{3}\right) \text{cos}15^\circ = 18.19 \text{ m}$$

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{11 + 2 + 0.67 - 7.54}{18.19}\right) = 18.61^\circ$$

Ahora se calculan las relaciones entre las coordenadas y la altura, así como la relación entre profundidad de empotramiento y altura:

$$X = \frac{x}{H + n} = \frac{18.61}{11.67} = 1.559$$

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

$$\lambda = \frac{y}{H + n} = \frac{7.54}{11.67} = 0.646$$

$$\xi = \frac{d}{H + n} = \frac{2}{11.67} = 0.171$$

Una vez más realizando el proceso iterativo, se tienen los resultados de la tabla No 7.9.

Tabla No 7.9 Superficies de falla considerada para la estabilidad externa del muro anclado

PRUEBA	ϕ_{mob}	δ_{mob}	K_{pmob}	K_{amob}	A	B	A+B
1	18,00	18,00	2,5469	0,53	2,81134	14,03577	16,84712
2	19,00	19,00	2,7102	0,51	2,80854	-20,14952	-17,34098
3	20,00	20,00	2,8885	0,49	2,80544	-5,15362	-2,34818
4	21,00	21,00	3,0835	0,47	2,80200	-2,70118	0,10082
5	22,00	22,00	3,2973	0,45	2,79817	-1,69207	1,10610
6	23,00	23,00	3,5326	0,44	2,79391	-1,13936	1,65455
7	24,00	24,00	3,7922	0,42	2,78914	-0,78842	2,00073
8	25,00	25,00	4,0795	0,41	2,78381	-0,54391	2,23990
9	26,00	26,00	4,3986	0,39	2,77781	-0,36201	2,41579
10	28,00	28,00	5,1525	0,36	2,76338	-0,10368	2,65971
11	30,00	30,00	6,1054	0,33	2,74476	0,08000	2,82476
12	35,00	35,00	9,9616	0,27	2,66656	0,43037	3,09693

Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

Por lo tanto el factor de seguridad para la nueva longitud de anclaje es:

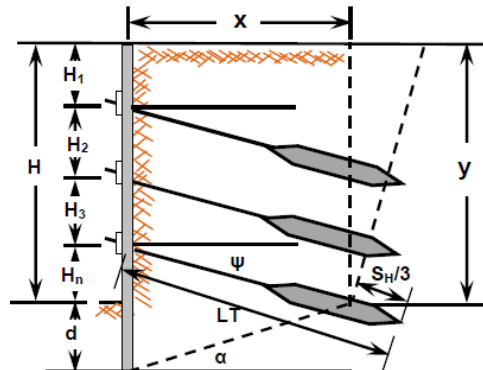
$$FS = \frac{\tan \phi}{\tan \phi_{mob}} = \frac{\tan 30^\circ}{\tan 21^\circ} = 1.5 = 1.5 \rightarrow \text{OK}$$

Entonces para la primera y segunda fila de anclajes se recomienda construirlos con una longitud total de 19.5 m y manteniendo la longitud del bulbo, nos queda:

$$L_L = L_T - l_b = 19.5 - 9.0 = 10.5 \text{ m}$$

Calculando el factor de seguridad para el **anclaje inferior**, según figura No 7.40 se tiene:

Figura No 7.40: Verificación de la estabilidad externa del último anclaje



Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Utilizando los siguientes datos para la fila inferior de anclajes se tiene:

$$\Phi = 30^\circ$$

$$\Phi_{mob} = 21.05^\circ (FS=1.5) \text{ (inicial)}$$

$$\delta_{mob} = 21.05^\circ \text{ (inicial)} (\delta=2\Phi/3 \text{ para calcular } Kp \text{ con Coulomb)}$$

$$S_H = 2 \text{ m}$$

$$\Psi = 15^\circ$$

$$q_s = 12 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$H_4 = 3 \text{ m}$$

$$H = 11 \text{ m}$$

Tomando una longitud total de anclaje de **18 m** procedemos a calcular las coordenadas **x** e **y**, así como el ángulo de inclinación de la falla **α** :

$$y = \left(L_T - \frac{S_H}{3} \right) \text{sen}\psi + (H - H_4) + n$$

$$y = \left(18 - \frac{2}{3} \right) \text{sen}15^\circ + (11.67 - 3) = 13.15 \text{ m}$$

$$x = \left(L_T - \frac{S_H}{3} \right) \text{cos}\psi$$

$$x = \left(18 - \frac{2}{3} \right) \text{cos}15^\circ = 16.74 \text{ m}$$

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{H + d + n - y}{x} \right) = 18.61^\circ$$

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{11 + 2 + 0.67 - 13.15}{16.74} \right) = 1.76^\circ$$

Se procede a calcular las relaciones entre las coordenadas y la altura, así como la relación entre profundidad de empotramiento y altura:

$$X = \frac{x}{H + n} = \frac{16.74}{11.67} = 1.435$$

$$\lambda = \frac{y}{H + n} = \frac{13.15}{11.67} = 1.127$$

$$\xi = \frac{d}{H + n} = \frac{2}{11.67} = 0.171$$

Entonces, se realiza la iteración nuevamente, los resultados se presentan en la tabla No 7.10.

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Tabla No 7.10. Superficies de falla considerada para la estabilidad externa del muro anclado

PRUEBA	Φ_{mob}	δ_{mob}	K_{pmob}	K_{amob}	A	B	A+B
1	23,00	23,00	3,5326	0,44	3,25844	-1,18659	2,07185
2	22,00	22,00	3,2973	0,45	3,26271	-1,32445	1,93826
3	21,00	21,00	3,0835	0,47	3,26653	-1,47758	1,78896
4	20,00	20,00	2,8885	0,49	3,26998	-1,64865	1,62133
5	19,00	19,00	2,7102	0,51	3,27308	-1,84097	1,43211
6	18,00	18,00	2,5469	0,53	3,27588	-2,05863	1,21725
7	17,00	17,00	2,3968	0,55	3,27841	-2,30679	0,97162
8	16,00	16,00	2,2587	0,57	3,28071	-2,59205	0,68866
9	15,00	15,00	2,1313	0,59	3,28280	-2,92300	0,35980
10	14,00	14,00	2,0134	0,61	3,28469	-3,31099	-0,02630
11	13,00	13,00	1,9043	0,63	3,28642	-3,77146	-0,48504
12	12,00	12,00	1,8030	0,66	3,28799	-4,32583	-1,03783

Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

Encontrando el factor de seguridad tenemos:

$$FS = \frac{\tan\phi}{\tan\phi_{mob}} = \frac{\tan 30^\circ}{\tan 14^\circ} = 2.316 > 1.5 \rightarrow \text{OK}$$

Entonces, utilizar en el nivel inferior usar anclajes de **18 m** de longitud total para un factor de seguridad de **1.5** para estabilidad externa, por lo tanto la longitud libre es:

$$L_L = L_T - l_b = 18 - 9.0 = 9.0 \text{ m}$$

15. Análisis de estabilidad interna en condición sísmica

Se calcula el ángulo que relaciona los coeficientes sísmicos horizontal y vertical (ω_1) con la siguiente ecuación, (se tiene que para la Zona I $k_h=0.16$ y $k_v=0.0$), según lo que establece el reglamento sísmico de El Salvador:

$$\omega_1 = \tan^{-1}\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{0.16}{1 - 0}\right) = 9.09^\circ$$

Calculando el coeficiente de presión de tierra combinado, considerando $\delta=0^\circ$, $\beta=0^\circ$, $\theta=0^\circ$, $\Phi=30^\circ$ y $\omega_1=9.09^\circ$.

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \omega_1 - \theta)}{\cos\omega_1 \cos^2\theta \cos(\theta + \delta + \omega_1) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta)\sin(\phi - \omega_1 - \beta)}{\cos(\delta + \theta + \omega_1) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2}$$

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(30 - 9.09 - 0)}{\cos(9.09)\cos^2(0)(0 + 0 + 9.09) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(30 + 0)\text{sen}(30 - 9.09 - 0)}{\cos(0 + 0 + 9.09)\cos(0 - 0)}} \right]^2}$$

$$K_{AE} = 0.4407$$

Calculando el empuje activo combinado E_{AE} con la siguiente ecuación, tenemos:

$$E_{AE} = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_{AE} (1 - k_v) \left\{ 1 + \frac{2q_s}{\gamma H} \left[\frac{\cos\theta}{\cos(\beta - \theta)} \right] \right\}$$

$$E_{AE} = \frac{1}{2}(18)4407(1 - 0) \left\{ 1 + \frac{(2)(12)}{18(11)} \left[\frac{\cos(0)}{\cos(0 - 0)} \right] \right\} = 538.05 \text{ kN/m}$$

Dado que no existe ángulo de fricción en la interfaz suelo-muro ($\delta=0^\circ$) y no existe inclinación en el muro ($\theta=0^\circ$), calculando el empuje activo de tierras por Rankine (por las consideraciones tomadas la aplicación de la teoría de Rankine equivale a la de Coulomb):

$$K_A = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45 - \frac{30}{2} \right) = 0.333 \rightarrow E_A = \frac{1}{2}\gamma K_A H^2$$

$$E_A = \frac{1}{2}\gamma K_A H^2 = \frac{1}{2}(18)(0.333)(11^2) = 363 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Empuje activo por sobrecarga ($E_{sobrecarga}$), debe ser:

$$E_{sobrecarga} = q_s H (K_{AE} - K_A) = 12(11)(0.447 - 0.333) = 14.18 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Cálculo de empuje sísmico de tierra (E_E), se calcula como:

$$E_E = E_{AE} - E_A - E_{sobrecarga} - E_{sismo} = 538.05 - 363 - 43.96 - 14.18 = 116.91 \text{ kN/m}$$

Transformando a diagrama de presión aparente de tierras, tenemos:

$$P = \frac{E_A}{H - \frac{1}{3}H_1 - \frac{1}{3}H_4} = \frac{363}{11 - \frac{1}{3}(2) - \frac{1}{3}(3)} = 38.89 \text{ kN/m}^2$$

De diagrama aparente de presión activa de tierras, por área tributaria, tenemos:

$$T_{H1A} = \left(\frac{2}{3}H_1 + \frac{1}{2}H_2 \right) P = \left(\frac{2}{3}(2) + \frac{1}{2}(3) \right) 38.89 = 110.19 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

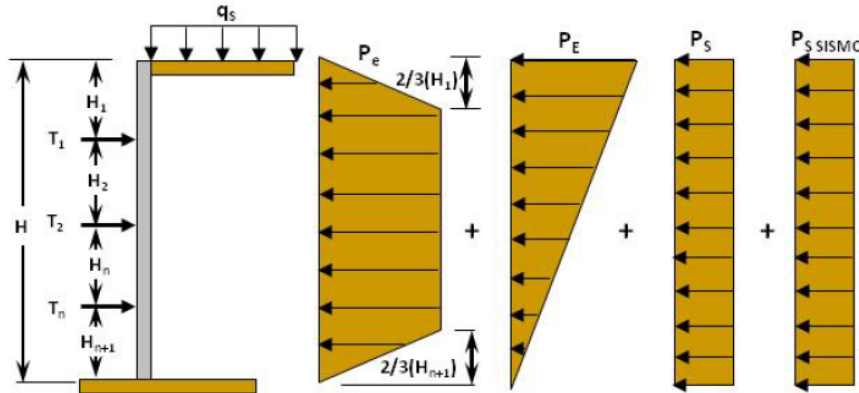
Cálculo de diagrama de presión de tierras en condición sísmica.

$$P_E = b = \frac{2(E_E)}{H} = \frac{2(116.91)}{11} = 21.26 \text{ kN/m}^2$$

En la figura No 7.41 se muestran los diagramas de presiones correspondientes al estado activo del suelo y al estado activo bajo condición sísmica.

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Figura No 7.41: Diagramas de presión en condición sísmica en el muro anclado.



Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

Por área tributaria por sismo, la fuerza horizontal en el primer anclaje (por ser el anclaje de mayor área tributaria) por sismo (T_{H1E}), se calcula como:

$$T_{H1E} = \left[\frac{P_E(2H - H_1 - H_2/2)}{2H} \right] \left(H_1 + \frac{H_2}{2} \right) = \left(\frac{21.26(2(11) - 2 - 3/2)}{2(11)} \right) \left(2 + \frac{3}{2} \right) = 62.67 \frac{kN}{m}$$

Por área tributaria para la sobrecarga total (condición activa y sismo):

$$P_{ST} = \frac{(E_{sobrecarga} + E_{sismo})}{H} = \frac{43.96 + 14.18}{11} = 5.29 \text{ kN/m}^2$$

$$T_{H1sT} = \left(H_1 + \frac{1}{2}H_2 \right) P_{ST} = \left(2.0 + \frac{1}{2}(3) \right) 5.29 = 18.51 \text{ kN/m}$$

Entonces la fuerza horizontal del primer anclaje (T_{H1}) es:

$$T_{H1} = T_{H1A} + T_{H1E} + T_{H1sT} = 110.19 + 62.67 + 18.51 = 191.37 \text{ kN/m}$$

Calculando la fuerza en la dirección del anclaje para un ángulo de inclinación del anclaje $\psi = 15^\circ$ y una separación horizontal de anclaje de $S_H = 2.0 \text{ m}$, tenemos:

$$T_{D1} = \frac{T_{H1}S_H}{\cos\psi} = \frac{191.3(2)}{\cos 15^\circ} = 396.24 \text{ kN} \leq T_D = 400 \text{ kN} \rightarrow \text{ok}$$

La fuerza de diseño del sistema de anclajes tomado anteriormente ($T_D = 400 \text{ KN}$), es mayor que la fuerza actuante por la condición sismo y gravedad ($T_{D1} = 396.24 \text{ KN}$).

16. Análisis de estabilidad externa en condición sísmica

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Calculando el ángulo de inclinación de la superficie de falla externa con la condición sísmica y sustituyendo en la ecuación siguiente los valores: $\beta=0^\circ$, $\theta=0^\circ$, $\Phi=30^\circ$ y $\omega_1=9.09^\circ$.

$$A = \tan(\phi - \beta - \omega_1) = \tan(30^\circ - 0^\circ - 9.09^\circ) = 0.3821$$

$$B = \tan(\delta + \beta + \omega_1) = \tan(0^\circ + 0^\circ + 9.09^\circ) = 0.15999$$

Calculando:

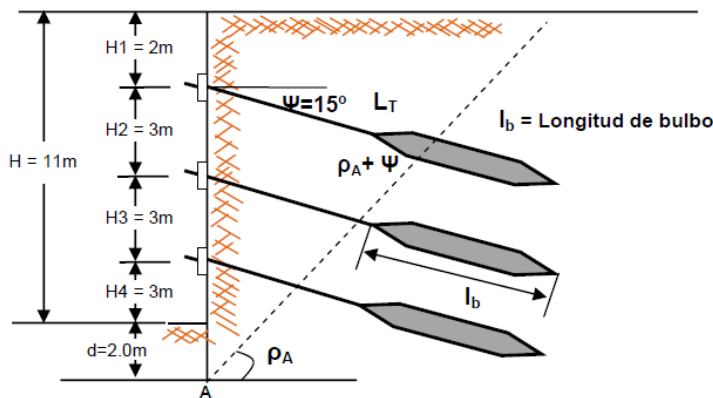
$$\rho_A = (\varphi - \omega_1) + \tan^{-1} \left(\frac{[A(A^2 + 1)(A + B)]^{1/2} - A^2}{1 + B(A^2 + 1)} \right)$$

$$\rho_A = 36.99^\circ$$

Calculando la longitud libre por falla externa por condición sísmica (L_I) y luego comparamos la longitud libre obtenida por estabilidad externa en condición gravedad.

De acuerdo a la figura No 7.42, por trigonometría tenemos:

Figura No 7.42: Verificación de la estabilidad externa del sistema en condición sísmica.



Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

Primera línea de anclaje:

$$\frac{H + d - H_1}{\text{sen}(\rho_A + \psi)} = \frac{L_{2L}}{\text{sen}(90^\circ - \rho_A)} \rightarrow L_{2L} = \frac{(H + d - H_1)\text{sen}(90^\circ - \rho_A)}{\text{sen}(\rho_A + \psi)}$$

$$L_{1L} = \frac{(H + d - H_1)\text{sen}(90^\circ - \rho_A)}{\text{sen}(\rho_A + \psi)} = \frac{(11 + 2 - 2)\text{sen}(90^\circ - 36.99)}{\text{sen}(36.99 + 15)} = 13.50 \text{ m} \geq L_{1L} = 9.0 \text{ m}$$

Utilizar una longitud libre de **13.5 m** con una longitud de bulbo de **9.0 m**.

Segunda línea de anclaje:

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

$$L_{2L} = \frac{(H_3 + H_4 + d)\text{sen}(90^\circ - \rho_A)}{\text{sen}(\rho_A + \psi)} = \frac{(3 + 3 + 2)\text{sen}(90^\circ - 36.99)}{\text{sen}(36.99 + 15)} = 10.5 \text{ m} \leq L_{2L} = 9.0 \text{ m}$$

Tercera línea de anclaje:

$$L_{3L} = \frac{(H_4 + d)\text{sen}(90^\circ - \rho_A)}{\text{sen}(\rho_A + \psi)} = \frac{(3 + 2)\text{sen}(90^\circ - 36.99)}{\text{sen}(36.99 + 15)} = 7.5 \text{ m} \leq L_{3L} = 9.0 \text{ m}$$

Por lo tanto se usará una longitud total de anclaje (L_T) del primer anclaje de **22.5 m** y **19.5 m** de longitud total para los anclajes inferiores, con una longitud libre (L_L) de **13.5 m** y **10.5 m** para el primer nivel y una longitud libre y de bulbo de **9.0 m** y **9.0 m** para los siguientes niveles de anclajes.

17. Cálculo de fuerzas en los anclajes bajo condición sísmica

Antes de realizar el diseño estructural de los anclajes, es necesario revisar las fuerzas que se generan bajo una condición de sismo. Esto sirve para comparar los estados de reposo y activo y así determinar el efecto que el sismo genera en la configuración del muro anclado.

Las fuerzas se obtienen por medio del método de áreas tributarias para mantener una relación con las obtenidas en el estado de reposo. Entonces una vez desarrollado las ecuaciones, las fuerzas horizontales en los anclajes quedan de la siguiente manera:

Fuerza horizontal en el anclaje No 1

$$T_{H1} = \left(\frac{2}{3}H_1 + \frac{1}{2}H_2 \right) P + \left[\frac{P_E \left(2H - H_1 - \frac{1}{2}H_2 \right)}{2H} \right] \left(H_1 + \frac{1}{2}H_2 \right) + \left(H_1 + \frac{1}{2}H_2 \right) P_{ST}$$

$$T_{H1} = 191.37 \text{ kN/m}$$

Fuerza horizontal en el anclaje No 2

$$T_{H2} = \left(\frac{1}{2}H_2 + \frac{1}{2}H_3 \right) P + \frac{P_E}{8H} (4HH_2 - 3H_2^2 - 4H_1H_2 + 4H_3H - 4H_1H_3 - 3H_2H_3 - H_3^2) + \left(\frac{1}{2}H_2 + \frac{1}{2}H_3 \right) P_{ST}$$

$$T_{H2} = 169.49 \text{ kN/m}$$

Fuerza horizontal en el anclaje No 3

$$T_{H3} = \left(\frac{1}{2}H_3 + \frac{23}{48}H_4 \right) P + \frac{P_E}{8H} (4H_4H_3 + 3H_4^2 + H_3^2) + \left(\frac{1}{2}H_3 + \frac{1}{2}H_4 \right) P_{ST}$$

$$T_{H3} = 147.5 \text{ kN/m}$$

Cálculo de fuerzas de reacción en la base

$$R_B = \left(\frac{3}{16}H_4 \right) P + \frac{P_E}{8H} H_4^2 + \left(\frac{1}{2}H_4 \right) P_{ST}$$

$$R_B = 31.98 \text{ kN/m}$$

El término P_{ST} significa la acción de sobrecarga combinada, considerando que en esta etapa las cargas no se mayoran por los factores de carga, entonces pueden sumarse, caso contrario a los

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

momentos flectores, en donde cada efecto va mayorizado por su factor de carga correspondiente.

18. Cargas de diseño de los anclajes

Para una separación horizontal " S_H " de **2.0 m** y con un ángulo de inclinación para todos los anclajes " ψ " de **15°** se debe calcular la carga de diseño del anclaje " T_D " utilizando las fuerzas horizontales que se calcularon anteriormente.

Cálculo de diseño de anclaje No 1

$$T_{H1} = 191.37 \text{ kN/m}$$

$$T_{D1} = \frac{T_{H1}S_H}{\text{COS}\psi} = \frac{191.37(2)}{\text{COS}15} = 396.24 \text{ kN}$$

Cálculo de diseño de anclaje No 2

$$T_{H2} = 169.49 \text{ kN/m}$$

$$T_{D2} = \frac{T_{H2}S_H}{\text{COS}\psi} = \frac{169.49(2)}{\text{COS}15} = 350.94 \text{ kN}$$

Cálculo de diseño de anclaje No 3

$$T_{H3} = 147.50 \text{ kN/m}$$

$$T_{D3} = \frac{T_{H3}S_H}{\text{COS}\psi} = \frac{147.5(2)}{\text{COS}15} = 305.41 \text{ kN}$$

De acuerdo a lo anterior podemos identificar que la carga de diseño en condición de reposo tiende a ser igual a la máxima fuerza calculada en el estado activo. Por lo tanto, usar **$T_D = 400 \text{ kN}$** como carga de diseño por ser la de mayor magnitud.

En la tabla No 7.11 se comparan las fuerzas de diseño obtenidas para los dos estados.

Tabla No 7.11. Cuadro comparativo de fuerzas de diseño en los anclajes obtenidas para el estado en reposo y la condición activa.

COMPARACIÓN DE LAS FUERZAS DE DISEÑO DE LOS ANCLAJES EN AMBOS ESTADOS		
	CONDICIÓN DE REPOSO	CONDICIÓN ACTIVA
ANCLAJE 1	$T_{D1} = 386.05 \text{ KN}$	$T_{D1} = 396.24 \text{ KN}$
ANCLAJE 2	$T_{D2} = 400.00 \text{ KN}$	$T_{D1} = 350.94 \text{ KN}$
ANCLAJE 3	$T_{D3} = 395.00 \text{ KN}$	$T_{D1} = 305.41 \text{ KN}$
REACCIÓN EN LA BASE	$R_B = 41.85 \text{ KN}$	$R_B = 31.98 \text{ KN}$

Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

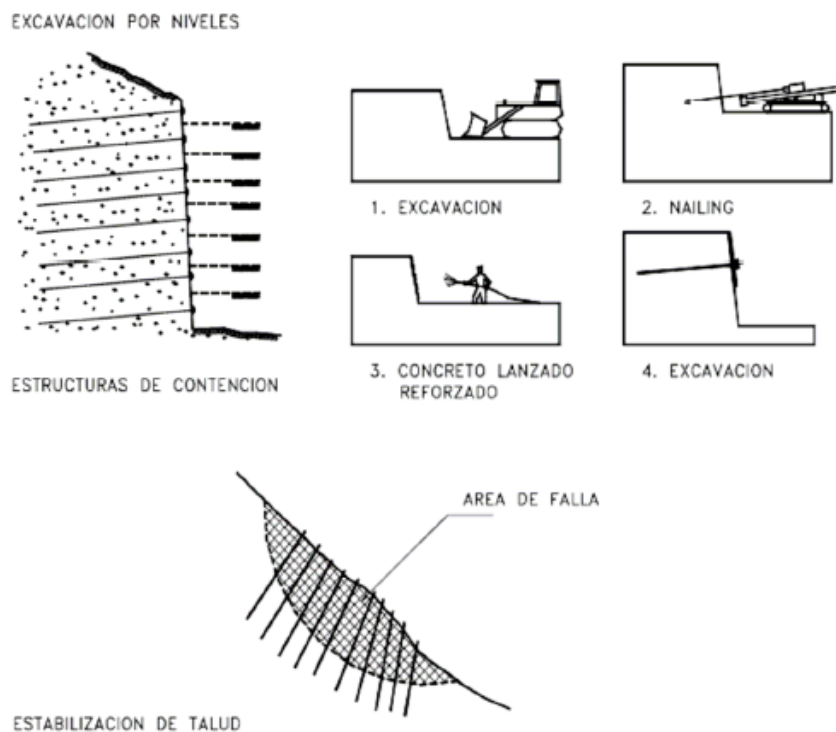
7.2 Anclajes pasivos

Estos anclajes soportan el esfuerzo de tensión que el talud o masa de suelo no puede. Se les denomina de tipo pasivo, ya que solo trabajan hasta que el talud ha sufrido cierto movimiento o deformación. Estas anclas son las que típicamente se usan en suelos.

Se trata de una reciente técnica de reforzamiento y mejoramiento de suelos in-situ para la estabilización de taludes o bien para la retención de excavaciones en proyectos de construcción. El mecanismo fundamental con el cual funcionan los muros Soil Nailing se basa en el desarrollo de fuerzas de tensión en los refuerzos “pasivos” conocidos como nails. La fijación se lleva a cabo con resina o mortero de cemento a todo lo largo del fuste. La cara del muro es usualmente protegida de la erosión y los desprendimientos por una pantalla conformada por acero de refuerzo y recubierta de concreto lanzado.

Otra particularidad de éste método es que su construcción se realiza de arriba hacia abajo, por lo tanto el Soil Nailing no es aplicable para todos los tipos de suelos, ya que una condición que el suelo debe cumplir es la de poder permanecer estable un tiempo determinado mientras se realizan las excavaciones respectivas para la construcción del muro, para luego realizar de la instalación de cada nivel de nails, (ver figura No 7.43).

Figura No 7.43: Procedimiento de muro Soil Nailing



Fuente: R. Monroy Salgado (2007), “Anclaje en suelos” Universidad Nacional Autónoma de México

CAPITULO IV

CIMENTACIONES

Los efectos que experimenta el suelo con la colocación del sistema soil nailing son:

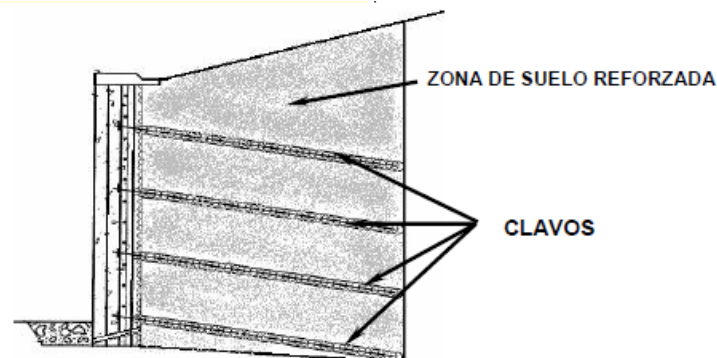
- Transferencia de las fuerzas resistentes de tensión generadas por las inclusiones en el suelo con la fricción creada en la interfase suelos-elemento.
- Aumento de los esfuerzos cortantes resistentes totales del suelo
- Reducción de los esfuerzos cortantes resistentes totales del suelo.
- Disminución de los desplazamientos.

7.2.1 Definición de anclaje pasivo

El concepto fundamental del Soil Nailing se basa en que el suelo es un material que no posee alta resistencia a la tensión, por lo que éste puede ser reforzado efectivamente por medio de la instalación de barras de acero con una mezcla de concreto llamadas “Nails” o “Clavos” espaciados de manera cercana y en donde el acero recibe la tarea de soportar los esfuerzos de tensión que se den en la masa de suelo reforzada. Estas barras, generalmente sub-horizontales, se colocan en agujeros previamente perforados y luego se coloca una mezcla de grout para rellenarlo y desarrollar una adherencia entre el suelo y el nail.

Además, los nails se asocian comúnmente con inclusiones “pasivas”, en donde el término “pasivo” se refiere a que los Nails no son Preesforzados (como los anclajes activos de tierra) cuando éstos son instalados. Los Nails son sometidos a fuerzas de tensión ocasionadas por las deformaciones laterales de la masa de suelo en respuesta a la disminución de la capacidad de soporte debido a las excavaciones que se den en ésta. Las inclusiones de los Nails incrementan la resistencia a las fuerzas cortantes dentro de la masa de suelo y disminuyen los desplazamientos durante y después de la construcción del Soil Nailing. La meta principal del método es formar una zona de suelo reforzada que actúe como una barrera que soporte el suelo detrás de ella, tal como se muestra en la figura No 7.44.

Figura No 7.44: Zona de suelo reforzada con los Nails

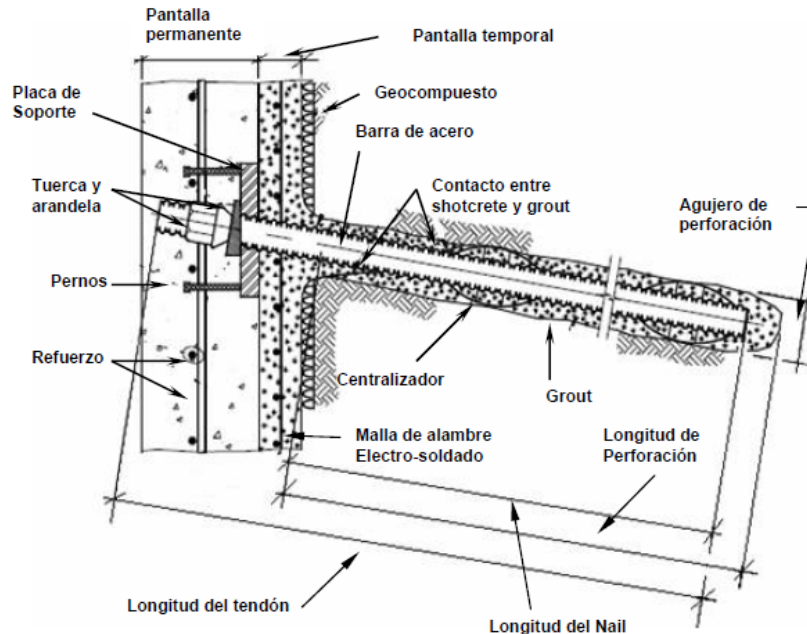


Fuente: G. Figueroa et al (2011), “Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador”, Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

Componentes de un muro Soil Nailing

En la figura No 7.45 se pueden observar los componentes de un muro Soil Nailing, los que se encuentran detallados a continuación.

Figura No 7.45: Componentes de un muro Soil Nailing



Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

Nails

Un Nail típico consiste en una barra de acero que puede tener un esfuerzo de fluencia de **420 MPa (grado 60)** o de **520 MPa (grado 75)** y que también puede ser llamado tendón (ver figura No 7.46a, el cual es insertado en un agujero de eje recto perforado previamente por un equipo de perforación, cuyo diámetro varía desde los **10 cm** hasta los **30 cm**. Luego que el tendón es insertado, el agujero es relleno con Grout bombeado por gravedad (Tremie) o con baja presión a través de tuberías especiales.

El diámetro del agujero relleno con la lechada o concreto fluido (Grout) se asume comúnmente igual al diámetro del agujero producto de la perforación aunque puede aumentar por las operaciones de perforación o por infiltración de Grout en el agujero.

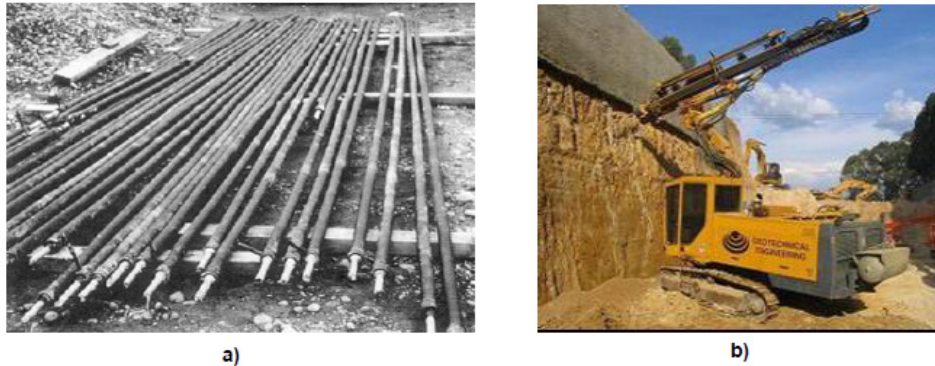
Los Nails típicamente son instalados en base al método de "agujero abierto" (Open Hole), en donde el equipo de perforación está conformado por barrenos y brocas (ver figura No 7.46b. El método de "agujero abierto" es el más usado para instalar los Nails en un muro Soil Nailing. Existen otros métodos de perforación, pero la selección de ellos depende de una serie de factores, como el tipo de suelo/roca, condiciones de agua subterránea, restricciones del sitio,

CAPITULO IV

CIMENTACIONES

requerimientos estructurales, así como las longitudes y diámetros de los Nails y por supuesto, la disponibilidad del equipo.

Figura No 7.46: a) Barras de acero; b) Equipo de perforación para la instalación de los Nails



Fuente: G. Figueroa et al (2011), “Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador”, Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

Una vez el Nail ha sido instalado en el agujero, es necesario definir algunos conceptos en cuanto a las longitudes y por supuesto, las partes internas del conjunto:

Longitud perforada

Es la longitud perforada en el suelo, ver figura No 7.45.

Longitud del nail

Es la longitud del Nail y el Grout, sin tomar en cuenta la cabeza ni el espesor libre de Grout que llega hasta el extremo final de la perforación, ver figura No 7.45.

Longitud del tendón

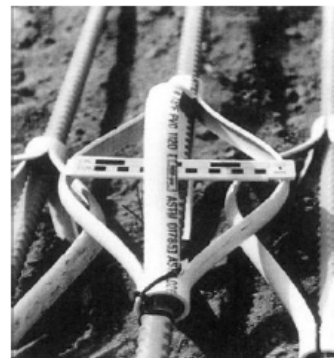
Es la longitud total del Nail, incluyendo su cabeza, ver figura No 7.45.

Centralizadores

Los centralizadores son dispositivos fabricados principalmente de Policloruro de Vinilo (más conocido por sus siglas en inglés PVC) o de cualquier otro material sintético.

Estos dispositivos son instalados en varios lugares a lo largo de la longitud de cada barra de refuerzo del Nail para asegurarse que un espesor mínimo de concreto fluido recubre por completo el refuerzo. Los centralizadores son colocados a intervalos regulares y generalmente éstos no exceden los **2.50 metros** a lo largo de la longitud del Nail y **0.50 metros** desde cada extremo. En la

Figura No 7.47: Centralizador de PVC



Fuente: G. Figueroa et al (2011), “Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador”, Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

figura No 7.47 se puede observar un centralizador de PVC ya colocado en el Nail (Byrne, 1998; Lazarte, 2003).

Dispositivos para protección contra la corrosión

En adición al concreto fluido (Grout), el cual provee al Nail o Clavo una protección tanto química como física, existen otros dispositivos que son utilizados para proveer una protección adicional contra la corrosión. Comúnmente se usan vainas protectoras fabricadas de materiales sintéticos como el Polietileno de Alta Densidad (HDPE) o bien de Policloruro de Vinilo (PVC), el anillo interno que separa la vaina protectora de la barra de refuerzo del Nail es relleno con concreto (Grout) y debe tener un espesor mínimo de 1mm.

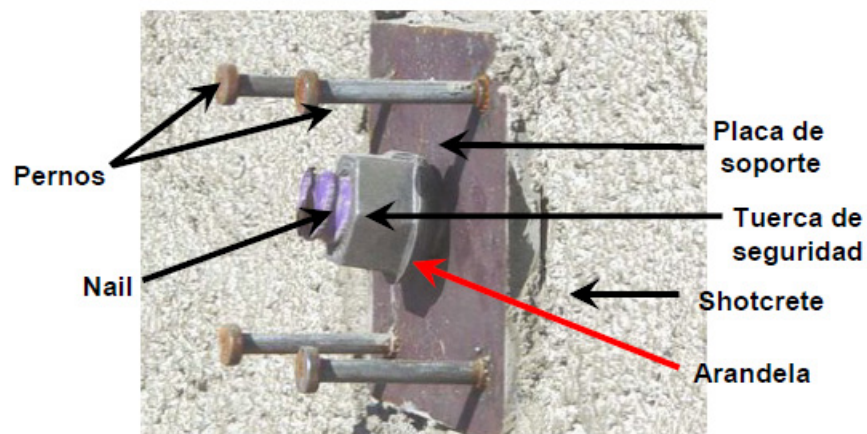
Concreto fluido (grout)

El Grout es comúnmente una mezcla bien proporcionada de cemento y agregados, que sirve para rellenar el espacio entre el suelo y la barra de refuerzo del Nail. Los tipos de cemento que pueden usarse son el I, II, III o IV, conforme a la Norma ASTM C-150. El tipo I es el que se usa en la mayoría de los casos donde se ve involucrado el uso de la técnica del Soil Nailing, aunque se puede preferir el uso del tipo II por la razón de que es más resistente a la corrosión causada por la acción de sulfatos. Se utilizan con una relación agua/cemento que oscila entre 0.4-0.5, con una resistencia mínima a la compresión de 21 MPa a los 28 días.

Cabeza del nail

La cabeza del Nail está comprendida por dos componentes principales que son: la placa de soporte que se coloca en la primera pantalla de concreto y el conjunto formado por la arandela, tuercas y por los pernos, tal como se muestra en la figura No 7.48. La placa de soporte es hecha de acero grado **36 (250 MPa)**, según la Norma ASTM A-36 y típicamente se fabrica en forma cuadrada, con dimensiones que varían desde los **20 cm** hasta los **25 cm (8 a 10 in)** de lado y con un espesor de **19 mm (3/4 in)**.

Figura No 7.48: Componentes de la cabeza del Nail en pantalla inicial



Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

CAPITULO IV

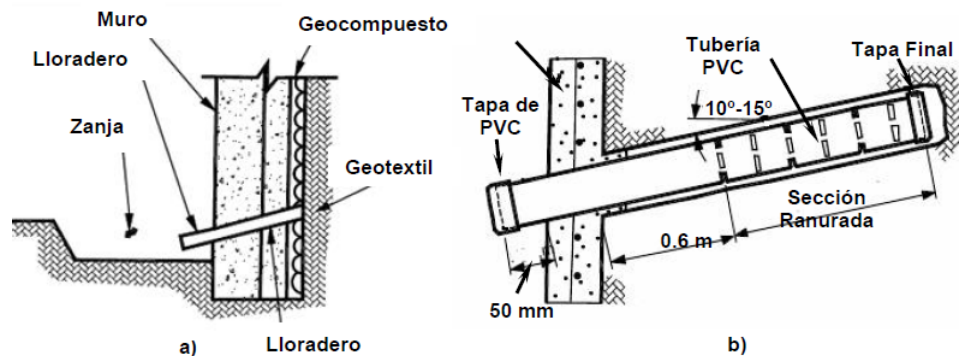
CIMENTACIONES

El propósito de este dispositivo es el de distribuir la fuerza del extremo del Nail a la pantalla de concreto lanzado y al suelo detrás de dicha pantalla. La placa de soporte tiene un agujero en el centro, el cual es colocado o insertado sobre el Nail. Luego son colocadas las arandelas de presión y el Nail es finalmente asegurado con una tuerca hexagonal o con una tuerca esférica. Las arandelas y las tuercas son de acero y de grado consistente con el de las barras de los Nails (**420 MPa o 520 MPa**). La conexión de pernos consiste en cuatro pernos que son colocados mediante soldadura cerca de cada una de las cuatro esquinas de la placa de soporte (**4.0 cm**, típicamente) y sirve para dar un anclaje a toda la cabeza del Nail a la pantalla de revestimiento final.

Sistemas de drenaje

El drenaje en la cara del muro es el tipo más utilizado y consiste en la instalación vertical de tiras de geocompuesto desde la parte alta del muro hasta el fondo de manera descendente. Las tiras de drenaje tienen un ancho que varía de **30 cm a 45 cm** y son centradas entre cada columna de Nails. Las tiras son conectadas a tuberías de desagüe (Barbacanas) y al drenaje en el pie del muro (ver figura No 7.49a). Existen otros tipos de sistemas de drenaje y en nuestro país El Salvador se usa comúnmente el sistema de lloraderos (barbacanas), que consiste en la utilización de tuberías de PVC (generalmente de **4"**) con una sección ranurada y que están embebidas en el suelo y que sobresalen de la pantalla de revestimiento, de tal manera que el agua entre en la sección ranurada salga por fuera de la cara del muro (ver figura No 7.49b). También se deben usar drenajes superficiales en la corona y el pie del muro conformados por canaletas colectoras.

Figura No 7.49: a) Lloradero de PVC en drenaje de pie; b) Lloradero de PVC en la cara del muro.



Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

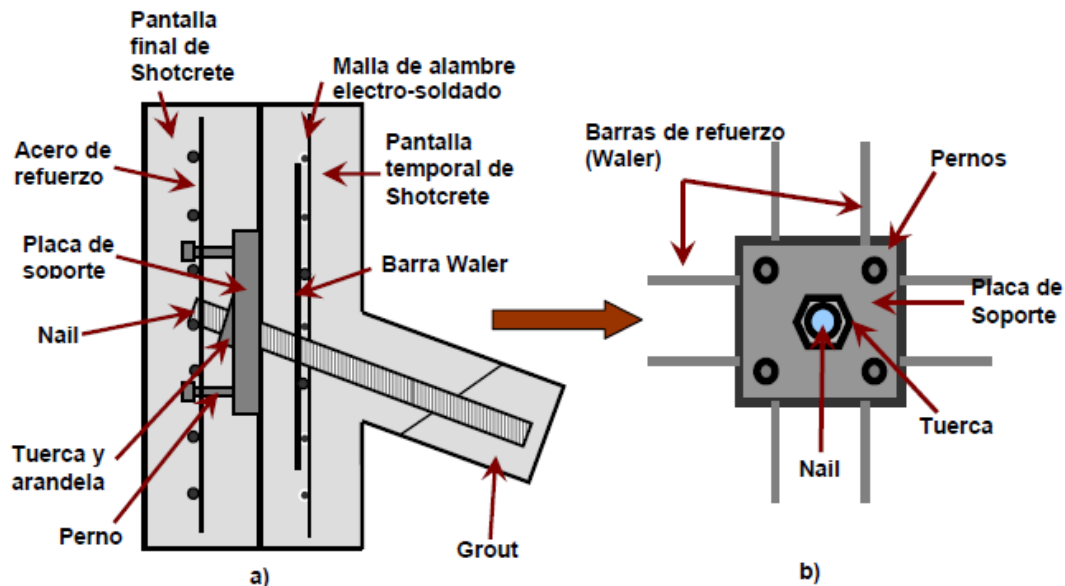
Pantalla estructural de revestimiento

Las pantallas de concreto reforzado para el revestimiento son utilizadas para el confinamiento de la cara de la excavación, para la protección del suelo contra la intemperie y la erosión y por supuesto, para resistir las presiones laterales del suelo.

CAPITULO IV CIMENTACIONES

En proyectos de carreteras y de edificios, para la construcción de muros Soil Nailing se utiliza una pantalla inicial de revestimiento (temporal) de concreto lanzado, seguida de una pantalla final permanente que puede ser de concreto lanzado, concreto hecho in situ o paneles prefabricados de concreto.

Figura No 7.50: a) Pantalla temporal de Shotcrete; b) Barras (Waler) en cabeza del Nail.



Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

Pantalla temporal: los espesores varían entre los **7.5 cm** y los **10 cm**, reforzado con una malla de alambre electro soldado, (ver figura No 7.5a). También se colocan alrededor de la cabeza del Nail unas barras corrugadas de acero de refuerzo más cortas (Waler) que permiten proveer mayor capacidad a flexión en esa zona (ver figura No 7.5b). Se colocan dos barras horizontales y dos barras verticales.

Pantalla Permanente: Esta pantalla consiste en un espesor de Shotcrete reforzado, de concreto hecho in situ o de paneles prefabricados colocados sobre la pantalla inicial (temporal) de concreto lanzado (ver figura No 7.50a). Debe tenerse en cuenta que la cabeza del Nail debe estar conectada estructuralmente a la pantalla de revestimiento permanente y así proveerle un mejor revestimiento a la cara del muro y por supuesto, soportar mayores esfuerzos de flexión. Los encargados de proporcionar dicha conexión son los pernos que se encuentran soldados a la placa de soporte. Este tipo de pantalla usualmente puede ser reforzada con malla de alambre electro-soldado o con barras de acero de refuerzo. El espesor de esta capa suele variar entre los **15 cm** y los **20 cm**, respectivamente. El espesor completo de las pantallas puede variar de **25 cm** a **30 cm**.

Comportamiento de un muro Soil Nailing

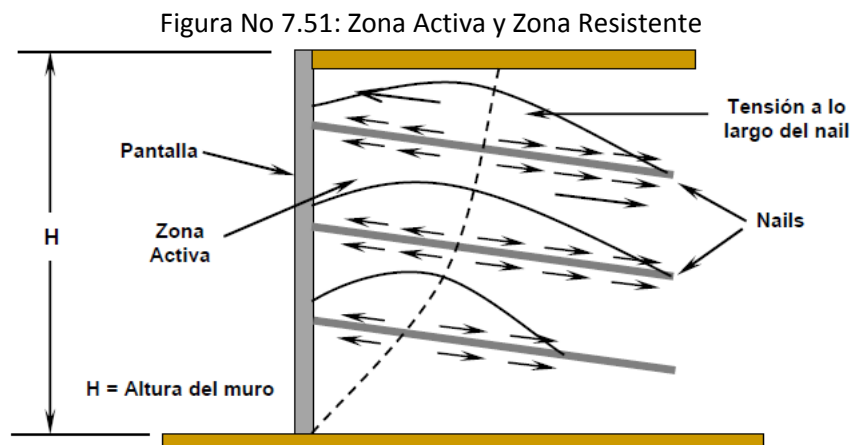
El mecanismo fundamental con el cual funcionan los muros Soil Nailing se basa en el desarrollo de fuerzas de tracción en los refuerzos "pasivos" conocidos como nails. Esto se da como

CAPITULO IV CIMENTACIONES

resultado de la restricción que los nails junto con la pantalla de revestimiento proporcionan frente a las deformaciones laterales de la estructura de suelo. En el caso de los sistemas Soil Nailing contruidos de arriba hacia abajo, la expansión de la zona reforzada está asociada con la eliminación del soporte lateral a medida que la excavación avanza, seguida de la instalación de cada nivel de nails. En el caso de que se utilice un muro Soil Nailing para la reparación de estructuras dañadas o para la estabilización de taludes, las deformaciones laterales están asociadas con los movimientos en curso de la estructura dañada o del talud como consecuencia de un soporte inadecuado. En cualquiera de los casos y del modo que sea, los refuerzos interactúan con el suelo para soportar los esfuerzos y las tensiones que podrían causar el colapso del suelo.

Las cargas se desarrollan dentro de los nails en primer plano por el resultado de la interacción friccionante entre el nail y el suelo y en segundo plano por la interacción suelo-pantalla de revestimiento. Este último fenómeno es el responsable por el desarrollo de tensiones en la cabeza del nail (en la conexión entre el nail y la pantalla de revestimiento) y típicamente esta carga en la cabeza del nail es una fracción de la carga máxima del mismo. La máxima carga de tensión en el nail ocurre dentro de la zona reforzada de suelo a cierta distancia de la pantalla, dependiendo de la ubicación vertical de los nails dentro del muro. La línea de máxima tensión en cada nail es considerada como aquella que divide la masa de suelo en dos zonas (figura No 7.51). Una zona "activa" cerca de la pantalla de revestimiento donde los esfuerzos ejercidos por el suelo sobre el refuerzo son dirigidos hacia fuera y tienden a halar el nail fuera del suelo. La otra zona, la "pasiva o resistente", donde los esfuerzos son dirigidos hacia adentro y tienden a restringir el arrancamiento de los nails. El refuerzo actúa para vincular la zona activa (que fallaría de una u otra manera por los movimientos hacia afuera y hacia abajo del suelo con respecto a la zona resistente) con la zona resistente.

Para que se alcance una estabilidad, la resistencia del nail a la tensión debe ser adecuada para proveer un soporte suficiente para estabilizar el bloque activo. Este criterio se ampliará en el análisis de los modos de falla internos del muro Soil Nailing.



Fuente: FHWA Manual for Design & Construction Monitoring of Soil Nail Walls, Byrne, 1998

Interacción Nail-Suelo

CAPITULO IV

CIMENTACIONES

En un muro Soil Nailing, la principal interacción entre el suelo y el nail es el desarrollo de esfuerzos de tensión a lo largo de la interfaz nail-suelo a medida que el suelo se deforma lateralmente hacia la cara de la excavación. Cuando esto sucede, el nail se encarga de desarrollar resistencia a esa expansión o deformación del suelo. La distribución de las tensiones a lo largo de la interfaz depende de la rigidez del terreno donde se construya el muro, de los esfuerzos del suelo, de la ubicación vertical del nail, de la longitud e inclinación del nail, de la rigidez del nail y de la rigidez de la interfaz nail-suelo.

Interacción Nail-Suelo-Pantalla

La construcción de una pantalla de revestimiento en los muros Soil Nailing se desarrolla al mismo tiempo que la excavación avanza junto con la instalación de los nails, ya que estos son conectados estructuralmente a la pantalla. Por lo tanto, a medida que la excavación procede y las deformaciones laterales del suelo ocurren, las presiones de tierra se desarrollan en la interfaz suelo-pantalla. Estas presiones en la cara son balanceadas por las tensiones en la cabeza del nail de igual magnitud pero de dirección opuesta. La magnitud de estas fuerzas depende de la puntualidad con la que los nails son instalados, de las características del suelo, de la rigidez del nail, de la rigidez de la interfaz grout-suelo y de la rigidez de la pantalla misma.

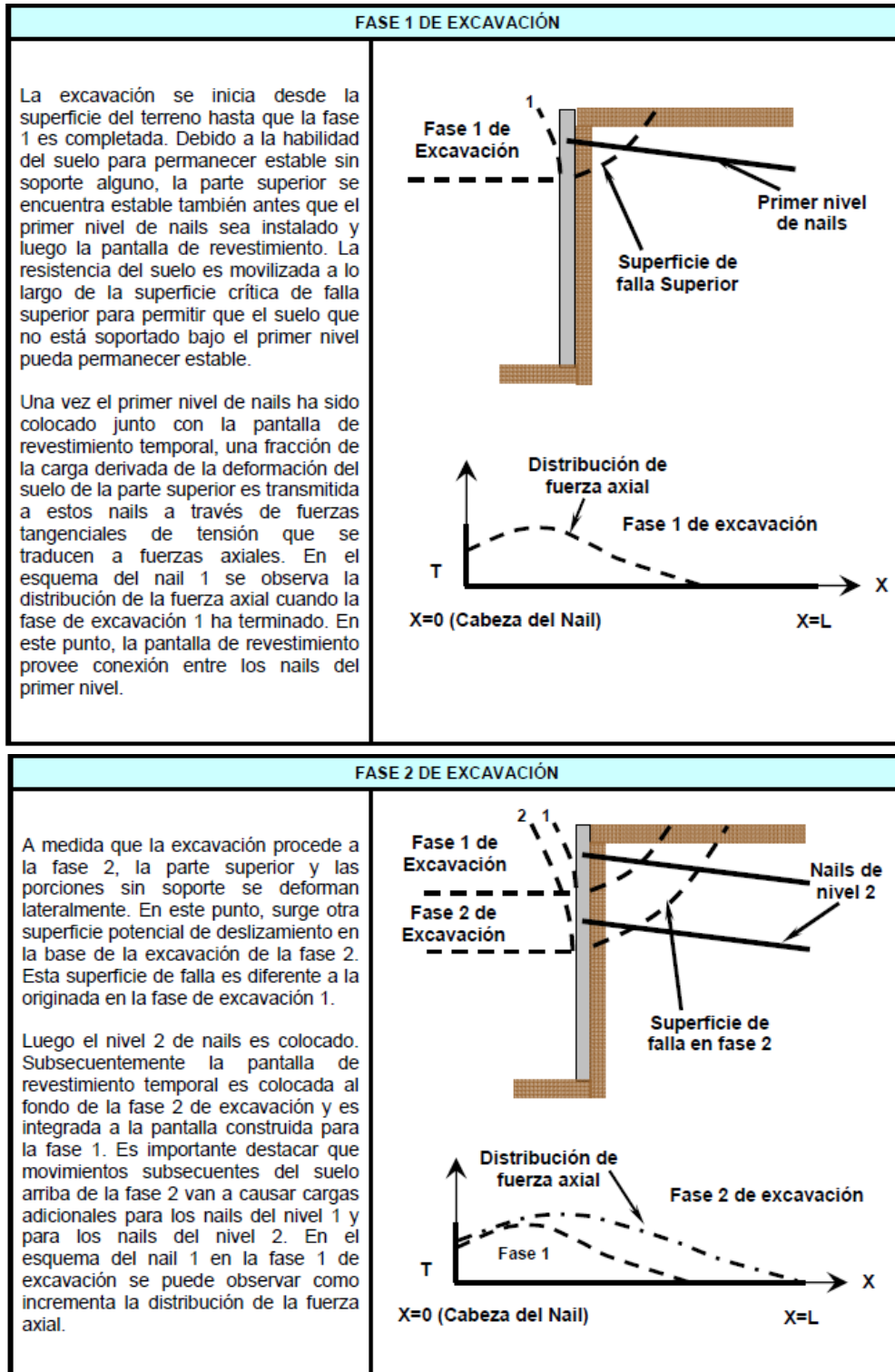
Además una de las características más atractivas de la técnica del Soil Nailing es la habilidad del método para proveer un buen soporte lateral con una pantalla de revestimiento relativamente modesta. La presencia de refuerzos instalados correctamente y su adecuada colocación en la pantalla dan como resultado menores presiones laterales del suelo que con otras estructuras convencionales de retención.

Transferencia de carga en muros Soil Nailing

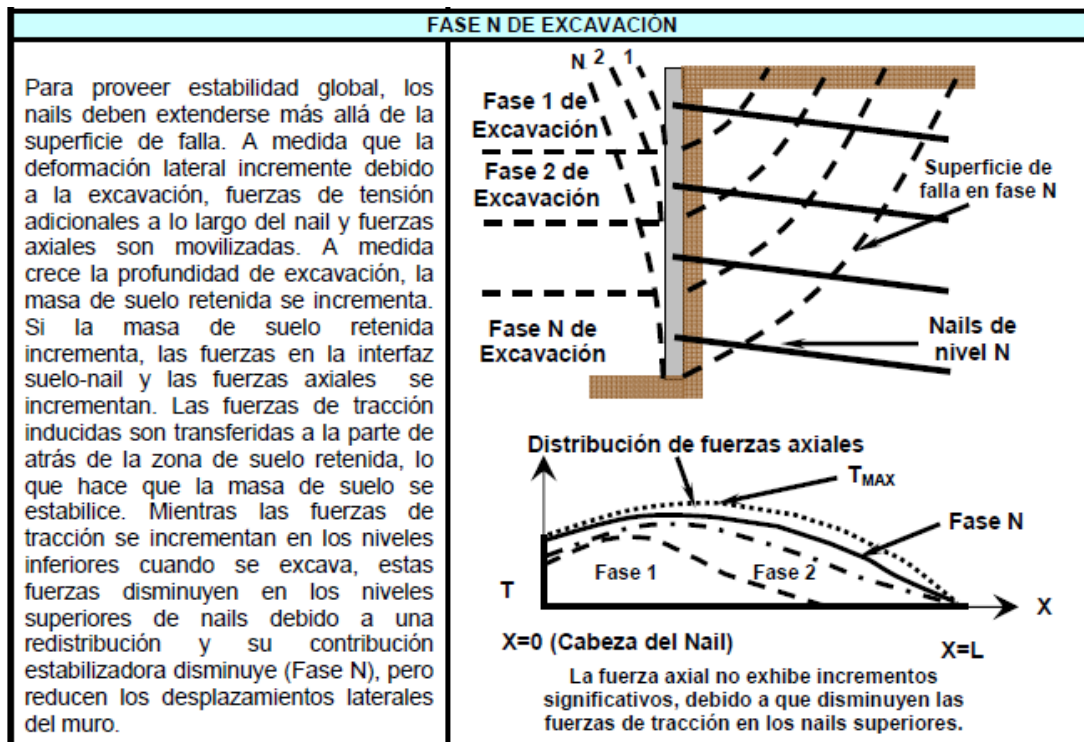
Antes de adentrarnos al análisis de los muros Soil Nailing es necesario presentar de manera esquemática los modos de respuesta y de transferencia de carga de los muros de acuerdo a diferentes etapas durante su construcción y a las superficies de falla que se van presentando a medida la excavación avanza y verificando cómo los nails son cargados. En la tabla No 7.12 se muestran dichos modos de respuesta para un muro construido de manera convencional.

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Tabla No 7.12: Transferencia de cargas en un muro Soil Nailing (Byrne, 1998)



CAPITULO IV CIMENTACIONES



Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

Modos de falla de un muro Soil Nailing

Los modos de falla están relacionados con las superficies potenciales de falla o de inestabilidad que ocurren en una masa de suelo y que se deben analizar en el diseño de muros. Dentro de esta unidad se definen los modos de la pantalla, que tienen que ver con la conexión entre nails y pantalla de revestimiento, respectivamente, los modos de falla "internos" en los cuales las superficies de falla intersectan los nails y los modos de falla "externos", que son aquellos en los cuales las fallas no intersectan los nails.

1. Modos de falla en la pantalla de revestimiento

Los modos de falla más comunes en la conexión de los nails con la pantalla de revestimiento se muestran en la tabla No 7.13.

- **Falla por flexión**

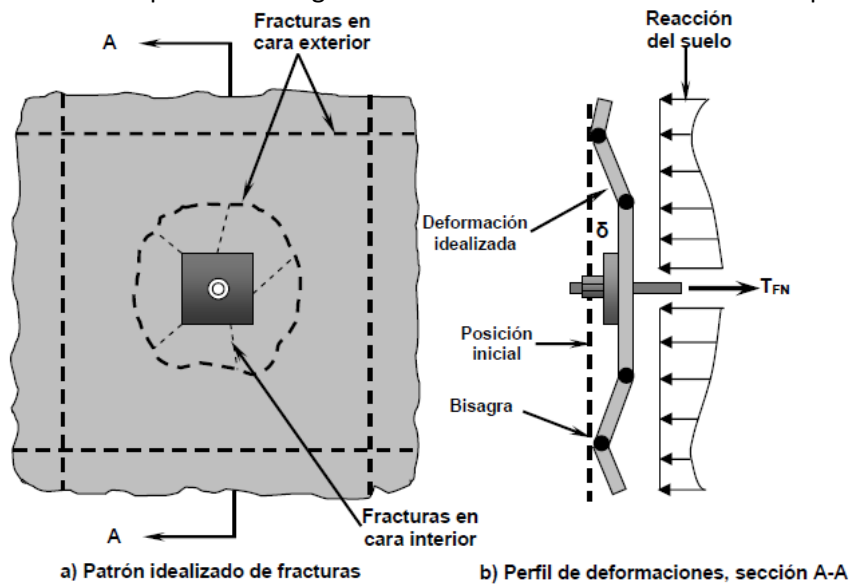
Este es un modo de falla que se debe a un doblamiento excesivo en la pantalla que va más allá de la resistencia a la flexión. Este modo de falla debe ser considerado de manera separada para cada pantalla de revestimiento, temporal y permanente.

CAPITULO IV CIMENTACIONES

La pantalla de revestimiento de los muros Soil Nailing puede ser considerada como una losa continua de concreto reforzado, en donde las cargas que actúan sobre ella son las presiones laterales de tierra, mientras que los soportes o apoyos son las fuerzas de tensión de los nails. Las cargas del empuje del suelo y la reacción en los nails generan momentos flexionantes en la pantalla. Se inducen momentos positivos y momentos negativos. Los momentos positivos son aquellos que ocurren en el claro ubicado entre los nails, generando tensión en el exterior de la sección, mientras que los momentos negativos son aquellos que ocurren alrededor de la cabeza de los nails, generando tensión en el interior de la sección.

La resistencia a la flexión de la pantalla se desarrollará a través de la formación de patrones críticos de líneas de fluencia en toda la pantalla. La forma real del patrón de líneas de fluencia dependerá de la configuración de los nails y de los espaciamientos relativos horizontales y verticales. Sin embargo, para espaciamientos verticales y horizontales similares, las líneas de fluencia tenderán a ser radiales en la cabeza de los nails por momento negativo, mientras que con el momento positivo, las líneas se formarán al centro del claro entre nails (ver figura No 7.52).

Figura No 7.52: Representación geométrica usada en el análisis de la falla por flexión



Fuente: FHWA Manual for Design & Construction Monitoring of Soil Nail Walls, Byrne, 1998

- **Falla por punzonamiento**

Este modo de falla ocurre cuando la pantalla de revestimiento no soporta las fuerzas cortantes generadas por la tensión en la cabeza del nail. Estas fallas ocurren alrededor de la cabeza de los nails y debe ser evaluada para cada pantalla, temporal o permanente, respectivamente.

CAPITULO IV

CIMENTACIONES

El análisis de la falla de cortante por punzonamiento en la pantalla de revestimiento depende del tipo de conexión y debe ser evaluada de manera separada en los siguientes puntos críticos:

- Para pantallas temporales, la conexión más usada comúnmente es la de una placa de acero, la cual es colocada en la parte exterior de la pantalla y la cual es conectada al nail utilizando una tuerca de acero y una arandela de presión de espesor uniforme o biselada si es necesario.

- En pantallas permanentes ubicadas sobre las pantallas temporales de concreto lanzado o bien en pantallas permanentes de espesor completo, una conexión a base de pernos (generalmente 4) soldados en la placa de apoyo es comúnmente utilizada.

A medida que la fuerza de tensión en la cabeza del nail se incrementa a valores críticos, se pueden formar agrietamientos y fracturas alrededor de la cabeza del nail, lo que conlleva a la formación de una superficie de falla en forma de cono truncado que se extiende detrás de la placa de soporte en la pantalla temporal y por detrás de la conexión con los pernos en la pantalla permanente en un ángulo de 45° , lo que genera que se introduzca el nail en el concreto. El tamaño de la superficie cónica depende del tipo de conexión que se esté utilizando.

En adición a la resistencia que la pantalla de revestimiento provee a la cabeza del nail, existe también una reacción por parte del suelo que se opone al punzonamiento del cono truncado.

Esta reacción del suelo se desarrolla por varios aspectos:

- El diámetro de la base del cono truncado puede ser significativamente mayor que la columna de grout del nail.

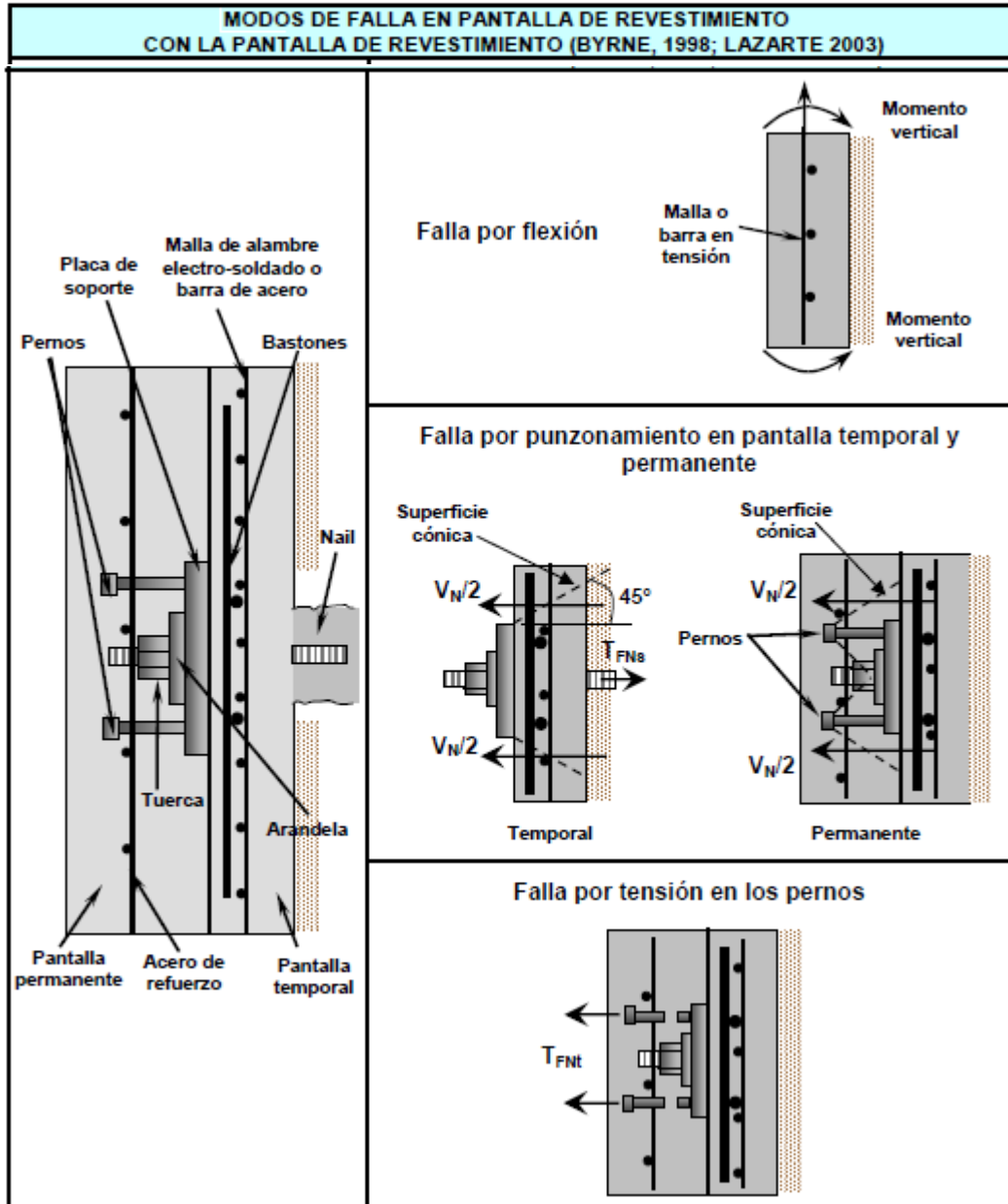
- Como se observó en la falla por flexión, las presiones del suelo que se desarrollan alrededor de la cabeza del nail pueden ser más grandes que las que se desarrollan al centro del claro entre nails, dependiendo de la rigidez de las pantallas.

- **Falla por tensión en los pernos**

Este modo de falla ocurre en los pernos debido a la tensión directa que se genera en la cabeza del nail. Esta revisión solamente compete a la pantalla de revestimiento permanente, ya que es la que provee conexiones entre el nail y la misma mediante los pernos de acero soldados a la placa de acero.

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Tabla No 7.13: Modos de falla en la pantalla de revestimiento



Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

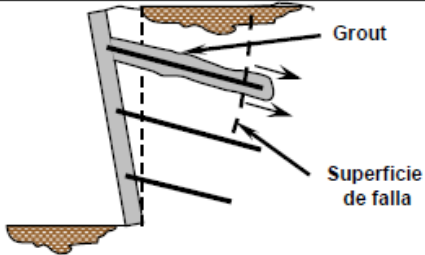
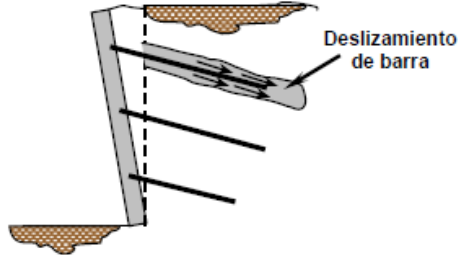
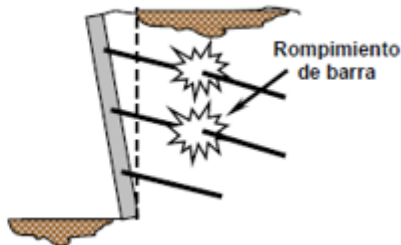
CAPITULO IV
CIMENTACIONES

2. Modos internos de falla

Los modos internos de falla están relacionados con los mecanismos de transferencia de carga entre el suelo, el nail y la lechada o grout. Los nails movilizan una resistencia generada por la adherencia entre el grout y el suelo circundante a medida que el sistema del muro se deforma durante las operaciones de excavación. Dicha resistencia de adherencia se moviliza de manera progresiva a lo largo de todo el nail con cierta distribución, la cual está afectada por una serie de factores de diferente naturaleza.

A medida que la resistencia por adherencia es movilizadada, las tensiones en el nail se van desarrollando progresivamente. Dependiendo de la longitud del nail, su resistencia a la tensión y de la resistencia de adherencia, la distribución de esfuerzos varía y pueden desarrollarse varios

Tabla No 7.14: Modos internos de falla en muro Soil Nailing (Byrne, Porterfield, 1998; Lazarte, 2003)

FALLA DEL NAIL POR ARRANCAMIENTO	
Esta falla se desarrolla a lo largo de la interfaz suelo-grout debido a una adherencia insuficiente y/o por una longitud insuficiente del nail.	
FALLA POR DESLIZAMIENTO EN LA INTERFAZ BARRA-GROUT	
La resistencia contra el deslizamiento a lo largo de la interfaz barra-grout se deriva principalmente de la integración mecánica entre el grout y las salientes de la superficie de la barra de acero del nail. Dicha integración provee una resistencia significativa cuando se utilizan barras de acero corrugadas. En cambio, dicha resistencia es insignificante cuando se usan barras de acero lisas. Por lo tanto, la recomendación es usar barras de acero que sean corrugadas para aumentar la adherencia.	
FALLA DEL NAIL POR TENSION	
Esta falla sucede cuando la resistencia a la tensión de la barra de acero del nail es inadecuada para soportar las cargas del suelo.	

CAPITULO IV

CIMENTACIONES

tipos de fallas internas. Los modos internos de falla típicos relacionados con el nail se muestran en la tabla No 7.14.

FALLA DEL NAIL POR FLEXION Y CORTANTE	
<p>Los nails trabajan principalmente a tensión, pero también movilizan esfuerzos debido a fuerzas cortantes y momentos flectores en la intersección de la superficie de falla o deslizamiento con el nail. Las resistencias del nail al cortante y a la flexión se movilizan solamente después que se dan desplazamientos relativamente grandes a lo largo de la superficie de deslizamiento. Según muchos investigadores en el área de estructuras claveteadas, las resistencias al cortante y a la flexión no contribuyen en más del 10% de la estabilidad total del muro. Debido a esta contribución relativamente modesta, las resistencias del nail al cortante y a la flexión son conservadoramente despreciadas.</p>	 <p>M = Momento V = Cortante</p>

Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

3. Modos externos de falla

Estos modos de falla se refieren al desarrollo de superficies potenciales de falla que pasan a través o detrás de los nails (superficies de falla que pueden o no intersectar los nails). Para los modos de falla externos, el muro Soil Nailing es tratado como un bloque rígido de suelo.

Los cálculos para la estabilidad tienen en cuenta las fuerzas resistentes que actúan a lo largo de cada superficie de falla y así establecer el equilibrio del bloque. Si la superficie de falla intersecta uno o más nails, los nails contribuyen a la estabilidad del bloque porque proveen una fuerza externa estabilizadora que debe ser añadida a las fuerzas resistentes del suelo a lo largo de la superficie de falla. En la tabla No 7.15 se observan los modos de falla externos.

La evaluación de la estabilidad externa es muy importante para el diseño de muros Soil Nailing porque la magnitud y las consecuencias de la falla pueden ser significativas. Los análisis de estabilidad son ideales para verificar que el muro propuesto sea capaz de resistir las fuerzas desestabilizadoras inducidas por la excavación, cargas de servicio, cargas sísmicas, sobrecargas, etc. para cada modo potencial de falla.

- **Estabilidad Global**

La estabilidad global se refiere a la estabilidad general de la masa de suelo reforzada del soil nailing. Tal como se muestra en la primera figura de la tabla No 7.15, la superficie de falla o deslizamiento pasa por detrás y por debajo del sistema del soil nailing. En este modo de falla, la masa de suelo retenido excede la resistencia proveída por el suelo a lo largo de la superficie y por los nails, en el caso que estos sean interceptados por dicha superficie (Lazarte, Elías, 2003).

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

La estabilidad global de los muros soil nailing es comúnmente evaluada utilizando los principios del equilibrio límite en dos dimensiones, los cuales son usados para el análisis convencional de estabilidad de taludes. En el análisis de equilibrio límite la masa de suelo propensa a deslizarse se analiza como un bloque rígido (consideración que se toma en cuenta para la evaluación del deslizamiento, volteo y capacidad de carga del sistema) en donde se establece un equilibrio de fuerzas y momentos y luego es calculada la relación entre las fuerzas resistentes y las fuerzas

Tabla No 7.15: **Modos externos** de falla en muro Soil Nailing
(Lazarte, 2003)

ESTABILIDAD GLOBAL	
DESLIZAMIENTO	
CAPACIDAD DE CARGA EN LA BASE Y VOLTEO	

Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

actuantes (R/L) para determinar el nivel de seguridad del sistema. En las secciones posteriores se establecerán los aspectos básicos para determinar las ecuaciones necesarias para el cálculo de la relación R/L.

Dentro de la evaluación de la estabilidad global se busca determinar una (o ambas) de las siguientes tareas:

La primera consiste en verificar la estabilidad global del sistema, haciendo un análisis similar al utilizado para la estabilidad convencional de taludes, en donde se identifica la superficie de falla más crítica y el valor de R/L más bajo (Lazarte, Elías, 2003).

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

La segunda siempre consiste en verificar la estabilidad del sistema, pero de diferente manera, ya que se puede optar por buscar la fuerza o contribución requerida de los nails de acuerdo a un valor de R/L definido previamente (Lazarte, Elías, 2003).

• **Falla por deslizamiento**

Se debe tener en cuenta este modo de falla, especialmente para muros Soil Nailing con alturas considerables, ya que los empujes horizontales generados por el suelo pueden causar deslizamientos del bloque hacia afuera (si las fuerzas resistentes son pequeñas). Además de estos empujes, existen otras fuerzas que desestabilizan el muro, como las sobrecargas, las fuerzas de sismo o las fuerzas hidrostáticas.

• **Estabilidad por capacidad de carga**

El cálculo de la capacidad de carga para un muro Soil Nailing se puede realizar haciendo un análisis similar al de las cimentaciones superficiales de cualquier superestructura, de tal manera que sean capaces de transmitir las cargas a las que el muro estará sometido. Para que esto sea posible, el suelo bajo la base del muro, debe tener como característica principal la capacidad de carga suficiente para evitar que ocurra una falla por corte general.

Ventajas y desventajas del método de Soil Nailing

El método del Soil Nailing exhibe numerosas ventajas que lo convierten en una técnica única con respecto a otras alternativas de solución en la retención o reforzamiento de suelos. Por otra parte, también presenta ciertos inconvenientes que vuelven a esta técnica un poco desventajosa, ver tabla No 7.16.

Tabla No 7.16: ventajas y desventajas del método Soil Nailing (Lazarte, 2003)

VENTAJAS	DESVENTAJAS
<ul style="list-style-type: none"> • Requiere menores longitudes de derecho de vía que los anclajes activos de tierra y eso se debe principalmente a que las longitudes de los Nails son menores que las de los anclajes. • Su proceso de construcción se realiza de arriba hacia abajo y requiere menos volúmenes de excavación que otros sistemas. • Durante su construcción, produce menos impacto al medio ambiente, debido a que no requiere mayores trabajos en el terreno ni tampoco recurre a la tala de árboles. • No necesita embeber ningún elemento estructural bajo la base del muro, como vigas metálicas o pilas de concreto, tal como ocurre en el caso de algunos muros (Soldier pile Wall anclado). • La instalación de los Nails es relativamente rápida y no requiere de muchos materiales para ello. 	<ul style="list-style-type: none"> • En áreas urbanizadas el arreglo de los Nails puede interferir con estructuras o instalaciones cercanas. • Desarrollar la capacidad de resistencia de los Nails en suelos cohesivos sujetos a fallas aun en condiciones de carga pequeñas puede resultar antieconómico. • Se requiere un mayor número de refuerzos que un muro con anclajes de tierra activos debido a la ausencia de pre-efuerzos y también a que los espaciamientos entre los nails son más cercanos.

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

<ul style="list-style-type: none">• Se pueden hacer fáciles ajustes a la inclinación y ubicación de los Nails cuando existen obstáculos (grandes rocas, fundaciones o instalaciones subterráneas), siempre que esto sea posible, de lo contrario se vuelve desventajoso el método• Los muros Soil Nailing proveen una mayor flexibilidad que otras estructuras, lo que hace posible que puedan resistir movimientos tanto horizontales como verticales (asentamientos diferenciales).• Se ha reportado que los muros Soil Nailing se comportan de manera satisfactoria en condiciones sísmicas.• La pantalla de concreto utilizada en el método del Soil Nailing es relativamente más delgada que la que se utiliza en otros métodos convencionales. Además, las barras de acero son más económicas que los cables o torones.• En suelos heterogéneos donde aparecen bloques de roca, los clavos perforados tienen grandes ventajas constructivas sobre los pilotes o los anclajes de gran diámetro, lo que indica que pueden adaptarse a una gran variedad de condiciones en el suelo.	<ul style="list-style-type: none">• No debe aflorar agua en la cara de la excavación. Si el agua se filtra a través de la cara, es posible que el área de suelo reforzada por los Nails se desprenda y se derrumbe hacia la excavación.• También es importante decir que un afloramiento de agua excesivo reduciría significativamente la adherencia del concreto a la cara de la excavación, siendo prácticamente imposible su revestimiento.• No se puede utilizar este método en suelos arcillosos demasiado blandos, la baja resistencia a la fricción de las arcillas blandas ocasionaría que se utilizaran refuerzos de alta densidad y de longitudes considerablemente grandes para mantener los niveles de seguridad.
---	---

Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

7.2.2 Campo de aplicación

El suelo en el cual se realiza la excavación para la construcción de este sistema debe ser capaz de soportar por sí solo cortes verticales o casi verticales que varíen de **1 a 2** metros de profundidad sin colapsar en un periodo de **1 o 2** días. Además, la sección del muro que contenga los Nails deberá estar preferentemente sobre el nivel freático ya que el agua puede afectar la integridad del muro. Además, se considera que el agujero no debe desplomarse durante unas cuantas horas mientras es posible la instalación de los Nails y la colocación del concreto (Grout) (Lazarte, 2003).

En la tabla No 7.17 se muestran las condiciones de los suelos favorables y desfavorables para la implementación del sistema Soil Nailing.

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Tabla No 7.17: Condiciones adecuadas e inadecuadas para el uso del Soil Nailing

CONDICIONES ADECUADAS	
TIPO DE SUELO	DESCRIPCION
SUELOS COHESIVOS RÍGIDOS A DUROS	Los suelos cohesivos pueden abarcar desde las arcillas rígidas hasta las arcillas duras, limos arcillosos, arcillas limosas, arcillas arenosas, limos arenosos y las combinaciones de ellos. Los suelos cohesivos pueden ser clasificados tentativamente como rígidos si su valor de N es de al menos 9 golpes por cada pie ($N \geq 9$ golpes/ft). Sin embargo, para la caracterización de la consistencia de los suelos cohesivos no solo debe confiarse únicamente en los valores de N, sino que debe complementarse con otras pruebas de laboratorio o de campo, de tal manera que se determine una cohesión mayor o igual a 10 KPa, respectivamente. Para minimizar los desplazamientos laterales potenciales a largo plazo, los suelos deben tener baja plasticidad (un índice de plasticidad menor que 15).
SUELOS GRANULARES CON COHESIÓN APARENTE	Incluyen las arenas y gravas de compacidad densa con valores de N en el ensayo SPT de más de 30 golpes por cada pie ($N > 30$ golpes/ft) y el porcentaje de finos varía entre el 10% y el 15%, respectivamente y con aproximadamente un ángulo de fricción interna $\Phi \geq 30^\circ$. En arenas finas húmedas, las fuerzas capilares proveen una cohesión aparente, la cual se requiere sea mayor de 5 KPa. Para evitar la rotura de las fuerzas capilares y por consiguiente la disminución de esta cohesión aparente, se debe minimizar el movimiento del agua en la cara de la excavación.
ROCAS METEORIZADAS	La roca meteorizada es un excelente material de soporte para los Nails y estos actúan en forma muy efectiva para evitar los movimientos horizontales, las inclinaciones y los deslizamientos superficiales. Es deseable que la meteorización sea relativamente uniforme aunque no es un requerimiento obligatorio.
CONDICIONES INADECUADAS	
TIPO DE SUELO	DESCRIPCION
SUELOS SIN COHESIÓN ALGUNA. POBREMENTE GRADUADOS Y SECOS	Cuando los suelos son pobremente graduados y no cohesivos, sin finos y completamente secos y no exhiben ninguna cementación natural, entonces la cohesión aparente no es posible, por lo tanto, los cortes verticales o casi verticales son difíciles de conformar en este tipo de material.
SUELOS CON NIVEL FREÁTICO	Cuando existe la presencia de niveles altos de aguas freáticas dentro de la masa de suelo a reforzar, se requiere de un drenaje significativo, que permita estabilizar la masa de suelo en la locación del muro. Adicionalmente, grandes cantidades de agua pueden causar (sobre todo en suelos granulares sueltos) que las perforaciones para los Nails se desplomen fácilmente. Además, excesiva cantidad de agua aflorando en la cara de la excavación puede causar problemas de adherencia entre el suelo y la capa de concreto lanzado.
SUELOS CON GRANDES ROCAS REDONDEADAS (MUY DURAS)	Una gran proporción de rocas grandes y redondeadas puede causar excesivas dificultades en la perforación de los agujeros para los Nails y conllevar a costos de ejecución demasiado altos. Sin embargo, si las proporciones de estos materiales son pequeñas, un cambio de orientación en las perforaciones puede ser la solución.
SUELOS COHESIVOS BLANDOS	Este tipo de suelos, de acuerdo a la prueba de penetración estándar (SPT), tienen un valor de N menor de 5 ($N \leq 5$ golpes/ft) y son desfavorables para la práctica del Soil Nailing porque desarrolla una baja capacidad de adherencia entre el conjunto Nail-Grout-Suelo y de este modo se requerirían Nails de grandes longitudes para lograr desarrollar la resistencia deseada. Por otra parte, las deformaciones a largo plazo son una preocupación cuando se trata de arcillas de alta plasticidad aunque si se trata de muros temporales este problema no es tan crítico. Además, los suelos con alta plasticidad pueden ser expansivos y pueden inducir a presiones adicionales en la cara de la excavación debido a la hinchazón del suelo.

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

SUELOS ORGÁNICOS	Suelos orgánicos como lo son los limos orgánicos, arcillas orgánicas y las turbas, típicamente exhiben muy bajas resistencias a las fuerzas cortantes y por consiguiente baja capacidad de adherencia, lo que origina grandes costos porque se necesitaría usar Nails de grandes longitudes. Mientras tanto, hay otros suelos orgánicos que pueden presentar una resistencia a las fuerzas cortantes aceptable. Otros suelos como la turba fibrosa puede ser muy heterogénea y anisotrópica. En este caso, la resistencia al cortante puede ser razonable a lo largo de ciertas orientaciones dentro del suelo, pero puede ser significativamente baja en otras.
SUELOS ALTAMENTE CORROSIVOS Y PRESENCIA DE AGUA SUBTERRÁNEA	Los suelos altamente corrosivos como la escoria y las cenizas y los suelos orgánicos, sin dejar atrás la presencia de mucha agua subterránea hacen necesaria la utilización de grandes cantidades de tratamientos para la protección contra la corrosión, los cuales inducen a grandes costos.
ROCA METEORIZADA BAJO CONDICIONES QUE REFLEJAN DEBILIDAD	La roca meteorizada con puntos débiles marcados, tales como juntas, fracturas, divisiones, fallas, esquistosidades (deformaciones en la forma, tamaño, composición, etc. en las rocas), etc., puede afectar la estabilidad de los agujeros para la colocación de los Nails y por consiguiente, la colocación del concreto (Grout) sería prácticamente imposible debido a la pérdida excesiva de mezcla que se generaría. Además, la presencia de estas discontinuidades puede generar potenciales bloques inestables en la masa de suelo retenida detrás del muro durante la excavación. La estabilidad de dichos bloques se puede ver afectada por ciertos factores, tales como las ranuras entre las juntas, la elevación de presiones hidrostáticas y las filtraciones.
SUELOS GRANULARES MUY SUELTOS	Los suelos granulares que son muy sueltos ($N \leq 5$ golpes/ft) y los que son sueltos ($5 < N \leq 10$, golpes/ft) pueden asentarse de manera excesiva debido a las vibraciones causadas por equipos de construcción o debido al tráfico. Además, suelos granulares sueltos y muy sueltos en condición saturada son muy susceptibles a la licuefacción, sobre todo en regiones de alta sismicidad. Lo recomendable es mejorar la densidad de estos suelos y minimizar posibles daños.
ROCA METEORIZADA BAJO CONDICIONES QUE REFLEJAN DEBILIDAD	La roca meteorizada con puntos débiles marcados, tales como juntas, fracturas, divisiones, fallas, esquistosidades (deformaciones en la forma, tamaño, composición, etc. en las rocas), etc., puede afectar la estabilidad de los agujeros para la colocación de los Nails y por consiguiente, la colocación del concreto (Grout) sería prácticamente imposible debido a la pérdida excesiva de mezcla que se generaría. Además, la presencia de estas discontinuidades puede generar potenciales bloques inestables en la masa de suelo retenida detrás del muro durante la excavación. La estabilidad de dichos bloques se puede ver afectada por ciertos factores, tales como las ranuras entre las juntas, la elevación de presiones hidrostáticas y las filtraciones.
SUELOS GRANULARES MUY SUELTOS	Los suelos granulares que son muy sueltos ($N \leq 5$ golpes/ft) y los que son sueltos ($5 < N \leq 10$, golpes/ft) pueden asentarse de manera excesiva debido a las vibraciones causadas por equipos de construcción o debido al tráfico. Además, suelos granulares sueltos y muy sueltos en condición saturada son muy susceptibles a la licuefacción, sobre todo en regiones de alta sismicidad. Lo recomendable es mejorar la densidad de estos suelos y minimizar posibles daños.
CONDICIONES INTERMEDIAS ACEPTABLES PARA EL USO DEL MÉTODO DEL SOIL NAILING.	
TIPO DE SUELO	DESCRIPCION
DEPÓSITOS ARTIFICIALES	Los Nails pueden ser instalados en depósitos artificiales (rellenos) que estén mezclados con materiales granulares de buena graduación (aproximadamente un 90% de ellos) y suelos de grano fino de baja plasticidad ($IP < 15$).
SUELOS RESIDUALES	Este tipo de suelo es aquel formado por la meteorización de una roca madre y no son transportados, sino que se acumulan en el lugar en que se originan. De la misma manera el Soil Nailing se puede usar en suelos lateríticos (suelos ricos en materiales que contienen óxidos de hierro, aluminio o manganeso) y también en suelos tropicales (suelos meteorizados). Para estos tipos de suelos se deben dar algunas consideraciones con respecto a la protección contra la corrosión (Lazarte, 2003).

Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

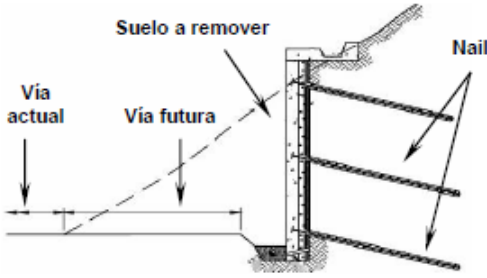
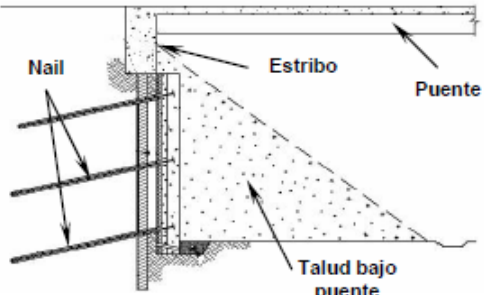
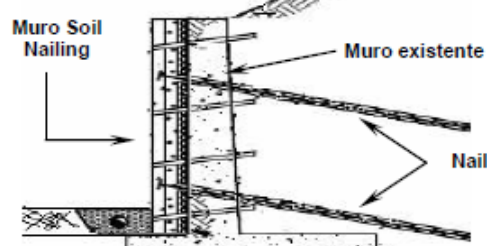
CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Los muros de retención Soil Nailing son muy utilizados en excavaciones de tierra, en donde se requieren cortes verticales o semiverticales. Los muros de este tipo han sido utilizados de manera satisfactoria en excavaciones semiverticales para secciones de carreteras para la estabilización de los taludes adyacentes a la calzada de las mismas, también se han utilizado en estribos de puentes, en la reparación de otras estructuras que han sido dañadas por diversos factores y en estructuras de retención para la protección de fundaciones de otras superestructuras que están cimentadas sobre taludes.

A continuación en la tabla No 7.18 se detallan algunas aplicaciones de los muros Soil Nailing.

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Tabla No 7.18: Aplicación de los muros Soil Nailing (Lazarte y Elías, 2003; Porterfield, 1998; Banerjee, 1998)

APLICACIÓN	DESCRIPCIÓN	FIGURA
<p style="text-align: center;">SOIL NAILING COMO ESTRUCTURA DE RETENCIÓN EN CORTES</p>	<p>Los muros Soil Nailing son considerados estructuras de retención para cualquier corte vertical o semi-vertical en cualquier proyecto de construcción, debido a que añaden resistencia estabilizadora al suelo en situaciones donde otras estructuras de retención no pueden usarse sin hacer mayor la inversión debido al uso de rellenos u otras operaciones. Otra aplicación muy importante se da en proyectos de transporte, debido a que permite la ampliación de secciones de carreteras que se encuentran entre cortes y esto se debe a la remoción de suelo que se realiza en el terreno natural, permitiendo la planificación de una nueva vía para el tráfico vehicular. Además el Soil Nailing es muy útil en la contención de excavaciones para proyectos de edificios con sótano.</p>	
<p style="text-align: center;">SOIL NAILING COMO ESTRUCTURA DE RETENCIÓN BAJO UN ESTRIBO DE PUENTE</p>	<p>Los muros Soil Nailing han sido extremadamente ventajosos en proyectos de ampliación de caminos entre taludes, pero también bajo taludes donde se encuentran ubicados estribos de puentes y eso se debe a que se remueve el suelo de la parte final del talud (pie) donde está el estribo del puente. La construcción de un muro Soil Nailing en estas condiciones es beneficiosa, ya que no requiere que el tráfico que transita en el puente sea interrumpido. Si lo comparamos con otro sistema de retención, como los muros Berlín (Soldier Pile Walls) esto sería difícil, ya que antes de proceder a la excavación del pie del talud se deben instalar los perfiles metálicos a través de la cubierta o losa del puente porque el espacio bajo el puente es limitado. Esta operación conllevaría a la interrupción del tráfico, lo que generaría costos adicionales asociados con los cierres temporales de los carriles de la calzada del mismo.</p>	
<p style="text-align: center;">REPARACIÓN Y RECONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE RETENCIÓN EXISTENTES</p>	<p>Los muros Soil Nailing pueden ser utilizados también para estabilizar o bien para fortalecer estructuras de retención existentes y que se encuentren en mal estado. Los Nails son instalados de manera directa a través de la estructura. De acuerdo a lo antes mencionado, la técnica del Soil Nailing es aplicable en Muros de retención de concreto reforzado o de mampostería que muestran un deterioro estructural o deformaciones excesivas, relacionadas de vez en cuando con la pérdida de relleno tras el muro o con el pobre desempeño de su cimentación. Además se puede utilizar el Soil Nailing en muros de tierra armada deteriorados por la corrosión del refuerzo o por la mala resistencia del suelo.</p>	

Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

7.2.3 Criterios de diseño

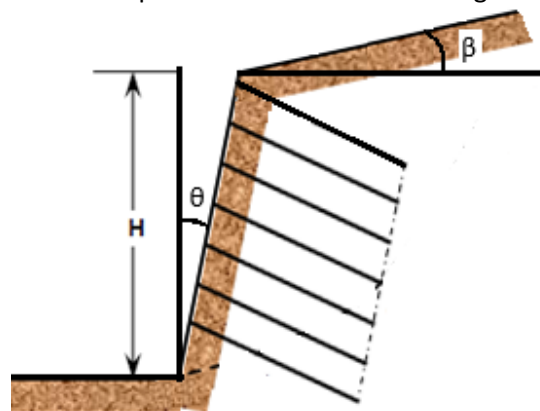
El diseño por método de factor de carga y resistencia (LRFD) para muros soil nailing considera el estado límite de resistencia asegurándose que las resistencias de diseño de los nails y del suelo excedan las cargas aplicadas, multiplicadas por factores de carga apropiados de acuerdo al nivel de incertidumbre asociado con las cargas. Las resistencias de diseño se obtienen aplicando los factores de resistencia apropiados a las resistencias nominales o últimas para contrarrestar la variabilidad de las resistencias reales. La capacidad resistente de los nails se determina tanto estructuralmente (resistencias de diseño del tendón), como geotécnicamente (resistencia de diseño a la extracción o arrancamiento). La capacidad de resistencia del suelo es determinada por la aplicación de un factor de resistencia a la resistencia última del suelo (cohesión y fricción interna del suelo).

En esta metodología, se debe considerar que antes de realizar los cálculos detallados de diseño se debe definir la geometría completa del muro (ubicación, superficie, altura) como se muestra en la figura No 7.53. También se definirán las propiedades del suelo (ángulo de fricción interna, peso volumétrico, cohesión, etc.) y las propiedades de los materiales con los que se construirá el muro (resistencia a la compresión del concreto y resistencia a tensión del acero), así como también las secciones críticas de diseño para el análisis. Además, se debe determinar si existen restricciones subterráneas (túneles, tuberías, canalización eléctrica, cimentaciones, etc.) que pueden afectar el arreglo de los Nails, por lo que se debe identificar y establecer un modelo preliminar del mismo, considerando los aspectos anteriores.

1. Arreglo de la geometría del Nail

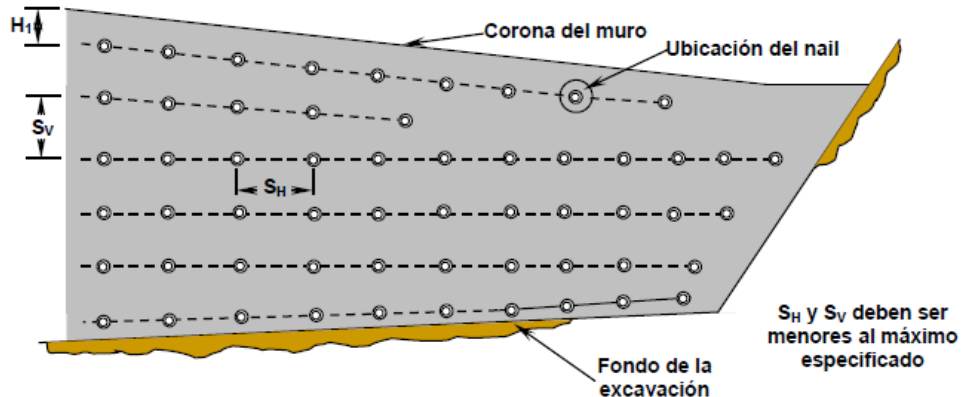
Para determinar la configuración o ~~establecer~~ el arreglo del muro Soil Nailing, se deben considerar los siguientes tópicos: la altura del muro (H); la longitud de éste; la inclinación β y la inclinación de la cara del muro (θ) cuyo rango típico es de 0° a 10° con respecto a la dirección vertical, ver figura No 7.53 y 7.54 . La evaluación del arreglo del muro también incluye desarrollar el perfil longitudinal de éste, ubicando accesorios que son producto de otras obras o estructuras adyacentes (por ejemplo, barreras de tráfico, instalaciones y sistemas de drenaje, etc.) y estableciendo limitaciones de derecho de vía.

Figura No 7.53: Tópicos a considerar en el arreglo del sistema



Fuente: Propia

Figura No 7.54: Ejemplo de arreglo de Nails para superficie no horizontal



Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

2. Arreglo preliminar de Soil Nailing

La definición de un modelo de prueba o preliminar para el arreglo de un Soil Nailing incluye la determinación de: longitudes de Nails, la ubicación de los mismos, espaciamientos (verticales y horizontales), resistencias e inclinaciones. Todos los aspectos mencionados son requeridos para el análisis y el diseño del muro.

Inclinación de los nails

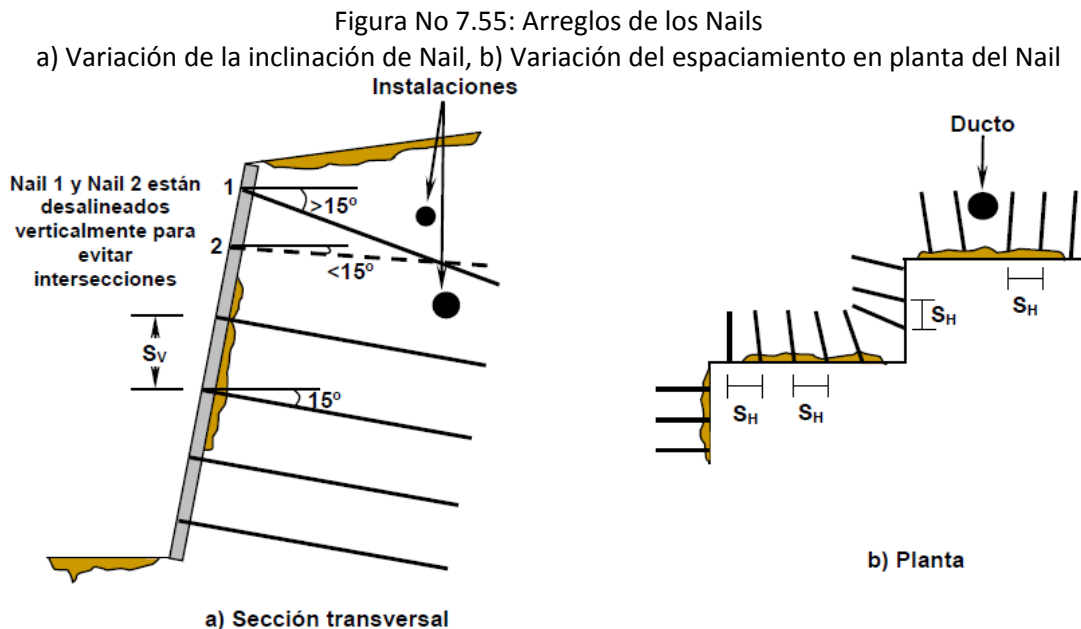
Los nails típicamente son instalados a diferentes inclinaciones, las cuales varían entre los **10°** y **20°** con respecto a la horizontal, siendo bastante común dentro del medio constructivo la utilización de una inclinación de **15°**. Este rango de inclinaciones es altamente recomendado para dimensiones típicas de nails y de agujeros de perforación (**100 a 200 mm**), así como para mezclas de grout convencionales (relaciones agua/cemento de **0.4 a 0.6**, respectivamente), con el fin de asegurar que la lechada o grout fluya fácilmente desde el fondo del agujero hasta la cabeza del nail.

Algunas veces se necesitan inclinaciones en los nails que sean más pronunciadas, particularmente en la primera fila del muro (sección del voladizo), sobre todo cuando se necesite un mejor anclaje en un estrato de suelo más resistente que se encuentra a una mayor profundidad o bien para evitar cualquier obstáculo que pueda encontrarse en la construcción del muro. No es recomendado utilizar inclinaciones de nails menores de 10°, ya que las operaciones de inyección se vuelven más complicadas y la durabilidad del nail se ve comprometida, debido a que se incrementa la posibilidad de formación de vacíos en el grout, los cuales afectan la capacidad de resistencia de los nails y reducen la protección contra la corrosión que provee el grout.

Sin embargo, en algunos proyectos, las condiciones de los mismos exigen que se utilicen otras inclinaciones de nails. Por ejemplo, en la figura No 7.55a se muestra un caso en el cual se ubican

CAPITULO IV CIMENTACIONES

instalaciones o cualquier otra estructura enterrada dentro de la zona del nail propuesta en el diseño. En la mayoría de los casos, esta situación ocurre para las filas superiores de nails, particularmente en la primera y segunda fila. Otra situación en donde se necesite diferentes inclinaciones puede ser en las esquinas exteriores del muro. Para evitar que los nails se intersecten o traslapen detrás de las esquinas de los muros, los nails de un lado de la esquina deben instalarse a una inclinación diferente. Otra alternativa es cambiar la orientación en planta de los nails (ver figura No 7.55b). En la parte superior del muro, las restricciones de espacio pueden requerir que las inclinaciones de los nails sean menores de 15° , este puede ser el caso de las ampliaciones del camino bajo la calzada de un puente, específicamente en el terraplén del estribo del mismo.



Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

Separación de los nails y patrón de distribución en la cara del muro

Los espaciamientos o separaciones entre los nails deberán estar en función de la seguridad de la estructura, razones económicas y de las razones constructivas. Generalmente, la separación horizontal es la misma que la separación vertical ($S_H = S_V$) y varían en un rango que va de **1.25 a 2.0 m** para nails convencionales que son colocados en agujeros previamente perforados y luego inyectados con lechada o grout.

La separación mínima que debe ser especificada por el diseñador es **1.0 m** para asegurarse que los efectos de grupo entre nails adyacentes sean minimizados por una posible intersección entre los nails como resultado de desviaciones ocurridas por las operaciones de perforación. El efecto de grupo tiende a reducir la capacidad de soporte y transferencia de cargas de cada nail en el

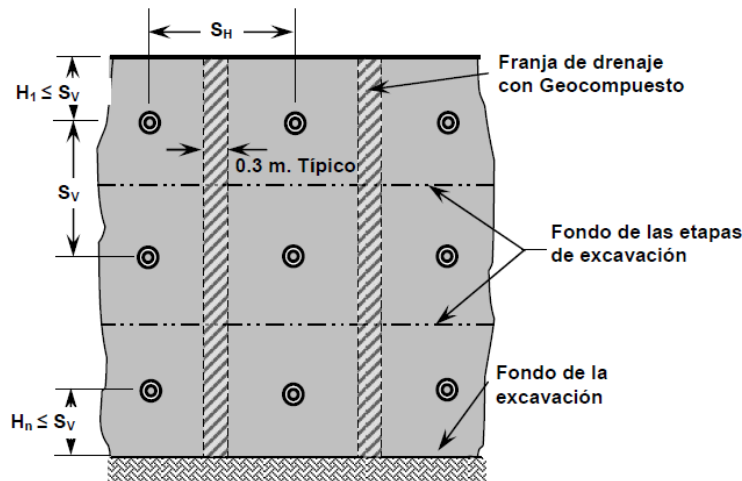
CAPITULO IV

CIMENTACIONES

sistema. La separación máxima también deberá ser especificada por el diseñador. El propósito de usar una separación máxima (usualmente **2.0 m**) es para proveerle al sistema una relativa facilidad a la hora de su construcción. Las separaciones pueden variar en la dirección vertical y en la dirección horizontal en proyectos específicos para evitar estructuras subsuperficiales aledañas o para evitar el contacto entre nails.

En lo que respecta al patrón de la colocación de los nails en la cara del muro, existen dos tipos de arreglos que son comúnmente utilizados en el medio constructivo. Uno de ellos es el patrón *cuadrado*, que consiste en colocar los nails con un patrón tipo columna vertical, en donde los nails están alineados entre sí. En la figura No 7.56 se observan las separaciones verticales y horizontales entre los nails, así como también la configuración que implica utilizar un patrón cuadrado para la distribución de los nails en la cara del muro.

Figura No 7.56: Separaciones de los nails y patrón de distribución cuadrado

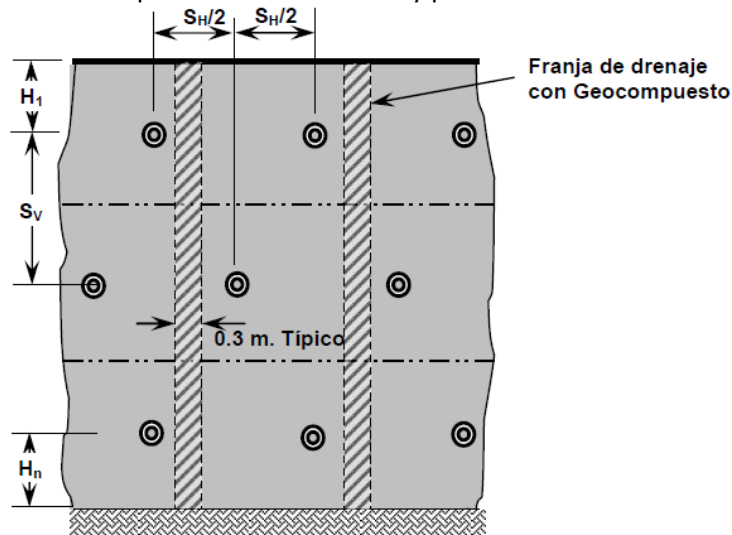


Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

El otro tipo de arreglo es el que proporciona el patrón de tipo triangular y se caracteriza por mejorar la estabilidad de la masa reforzada de suelo, dando como resultado una distribución uniforme de la presión de tierra actuante en el bloque de suelo. Este efecto es de cierta manera beneficioso porque permite que se desarrolle un mayor arqueado en el suelo. Este patrón debe ser considerado en lugares donde están presentes suelos estables porque estos suelos tienen un menor margen para redistribuir las cargas originadas por el arqueado.

El mayor inconveniente de este tipo de arreglos es la dificultad para colocar los geocompuestos de drenaje en forma vertical y continua. En la figura No 7.57 se muestra el patrón triangular de distribución de los nails en la cara del muro.

Figura No 7.57: Separaciones de los nails y patrón de distribución cuadrado



Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

3. Longitudes de nail y resistencias

Las longitudes de los nails y las resistencias requeridas pueden estar influenciados por los mismos factores que afectan las separaciones de los nails (económicos y constructivos) y tenderán a incrementarse con bajas resistencias del suelo, bajas resistencias al arrancamiento en la interfaz suelo-nail, ángulos muy pronunciados de cara y relleno del muro y por sobrecargas actuantes de grandes magnitudes.

Dependiendo de la combinación de estas variables, las longitudes de los nails pueden exceder en magnitud a la altura del muro ($L > H$). Para muchas aplicaciones, con cortes con inclinaciones modestas en el relleno o corona del muro y con sobrecargas pequeñas, la longitud del nail usualmente se encontrará en el rango de **0.6** a **1.0** veces la altura del muro. Un nail cuya longitud sea menor que **0.6** veces la altura del muro no es muy común utilizarlo en cortes con inclinaciones pronunciadas debido a que puede generar inestabilidad en el bloque rígido de suelo reforzado. Longitudes de nails más cortas han sido utilizadas en muros o cortes con inclinación de su cara o bien en estratos de suelo rocosos por sus altas resistencias. En el diseño y construcción de muros soil nailing se emplea generalmente un tamaño único de los nails en todo el muro. Además, es común utilizar un tendón con las mismas características (diámetro de perforación, mismo diámetro de la barra de refuerzo, etc.).

La distribución de la longitud de los nails en un muro soil nailing puede ser seleccionada de dos formas, uniforme o variable. Esta selección estará en función de la longitud de la superficie de falla a tomar en cuenta para la estabilidad. A continuación se definen las formas uniformes y variables de distribución de la longitud de los nails.

CAPITULO IV CIMENTACIONES

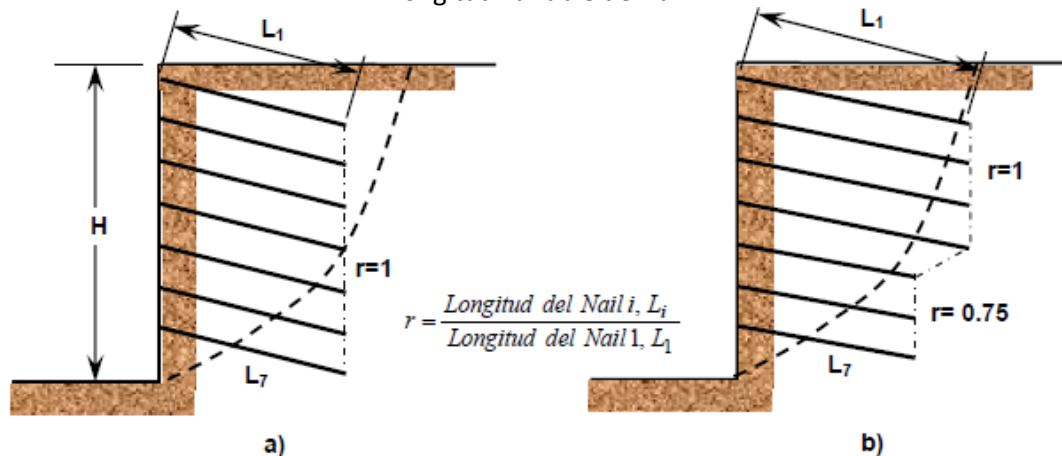
Longitudes uniformes de los nails (ver figura No 7.58a)

Se aplica cuando las deformaciones potenciales del muro no representan ninguna preocupación (lugares en donde el suelo es competente, no hay estructuras cercanas). Esta forma uniforme permite una simplificación en el proceso constructivo, así como también un mejor control de calidad. Además, este arreglo uniforme permite mejorar la estabilidad del bloque de suelo contra el deslizamiento por las fuerzas actuantes.

Longitudes variables de los nails (ver figura No 7.58b)

Este tipo de arreglos puede ser utilizado cuando se necesita un buen control de las deformaciones del muro (hay presencia de sobrecargas o de estructuras cercanas). Según mediciones de campo realizadas en Estados Unidos, los desplazamientos pueden reducirse significativamente si las longitudes de los nails de la parte superior del muro (específicamente de los $\frac{2}{3}$ a los $\frac{3}{4}$ de la altura del muro) son más grandes que los nails de la parte inferior del muro. Sin embargo, a medida que los nails de la parte inferior son más cortos, se presenta una menor resistencia contra el deslizamiento del sistema.

Figura No 7.58: Longitudes de los Nails: a) Muro con longitud uniforme del Nail. b) Muro con longitud variable de Nail



Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

4. Cálculo de longitud preliminar del Nail

Como primer paso para encontrar la longitud preliminar del Nail, se hace uso de las cartas de diseño elaboradas por la Administración Federal de Carreteras de los Estados Unidos (FHWA). Estas cartas para el diseño simplificado de muros soil nailing se han desarrollado para nails con una inclinación de 15° con respecto a la horizontal por ser un parámetro muy común en la construcción de dichos sistemas. También se han considerado únicamente condiciones uniformes de suelo y la presencia de instalaciones que no son críticas, suponiendo un factor de resistencia ϕ de 0.9 (LRFD).

CAPITULO IV

CIMENTACIONES

Las cartas de diseño simplificado se presentan en formato adimensional y pueden encontrarse en las Cartas de diseño A7.1 al final de este apartado. Para hacer un uso adecuado de estas cartas es necesario determinar algunas variables, tales como:

Variables geométricas

En estas encontramos el ángulo de inclinación del relleno (β) y el ángulo de inclinación de la cara del muro (θ). Cuatro juegos de cartas de diseño (7.1, 7.2, 7.3 y 7.4) son presentadas en los anexos de esta unidad con tres cartas por juego (A, B y C). A cada juego de cartas le corresponde un ángulo de inclinación de relleno (β) de 0, 10°, 20° y 34°. Para cada ángulo β , la información de diseño es presentada para dos ángulos de inclinación de talud (inclinación de la cara, θ) de 0 y 10 grados, respectivamente. Para valores intermedios se hará uso de las interpolaciones respectivas.

Variables de resistencia

En este tipo de variables tenemos el ángulo de fricción interna del suelo factorizado (ϕ_D), el cual es mostrado en el eje horizontal de las **cartas A** en cada juego de cartas. Además tenemos la cohesión adimensional del suelo (C_D), que es la cohesión normalizada con respecto al peso unitario del suelo y la altura del corte. Para encontrar dichas variables es necesario hacer uso de las siguientes expresiones:

$$\phi_D = \tan^{-1}[\phi_\phi \tan \phi] \quad C_D = \phi_c c_u / (\Gamma_w \gamma H)$$

Dónde:

- ϕ = Ángulo de fricción interna del suelo (°)
- c_u = Cohesión última del suelo (MPa)
- ϕ_ϕ = Factor de resistencia de fricción de suelo (use 0.75 preliminarmente)
- ϕ_c = Factor de resistencia de la cohesión de suelo
- γ = Peso volumétrico del suelo (KN/m³)
- H = Altura del muro (m)
- Γ_w = Factor de carga por peso volumétrico (por unidad de peso)

En las cartas de diseño se muestran tres valores para la cohesión adimensional del suelo (**0.01, 0.03 y 0.05**), como un parámetro para cada configuración geométrica del talud. Si es necesario, se deberá interpolar para encontrar valores de cohesión intermedios. Para el cálculo de las longitudes preliminares de los Nails con las cartas de diseño, es necesario ingresar con el valor **tan (ϕ_D)** en el eje de las "X", para luego interceptar las curvas de las cohesiones adimensionales (C_D) y así encontrar la capacidad de tensión adimensional (**T_D**) en el eje vertical.

Luego se deberá calcular la resistencia nominal a tensión requerida del Nail (T_{NN}) con las ecuaciones siguientes:

$$T_D = \frac{\phi_N T_{NN}}{\Gamma_w \gamma H (S_H)(S_v)} \rightarrow T_{NN} = \frac{T_D [\Gamma_w \gamma H (S_H)(S_v)]}{\phi_N}$$

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Dónde:

T_{NN} = Resistencia nominal requerida del Nail a tensión (kN)

Φ_N = Factor de resistencia de tensión del tendón del Nail (ver tabla No 7.16)

S_H = Separación horizontal entre Nails (m)

S_v = Separación vertical entre Nails (m)

Una vez calculada la resistencia nominal requerida (T_{NN}), se procede a calcular el área de la barra de acero que conformará el tendón, la cual se obtiene de la siguiente ecuación:

$$A_s = \frac{T_{NN}}{f_y}$$

Dónde:

f_y = Resistencia a la fluencia del acero de refuerzo (MPa)

A_s = Área de la sección transversal del acero de refuerzo del Nail (mm²)

En la tabla No 7.19 se muestran las propiedades de barras de refuerzo, en la cual se debe elegir la designación más adecuada de las barras de refuerzo para los Nails.

Tabla No 7.19: Propiedades de Barras de refuerzo según la ASTM A-615

PROPIEDADES DE BARRAS DE REFUERZO ROSCADAS [ASTM A-615, GRADOS 60 Y 75 (420 MPa Y 525 MPa)]. (LAZARTE, ELIAS, 2003)													
DESIGNACIÓN DE BARRA		DIÁMETRO NOMINAL		ÁREA NOMINAL		PESO UNITARIO		DIÁMETRO MÁXIMO CON ROSCA		ESFUERZO DE FLUENCIA		MÁXIMA CARGA AXIAL	
SISTEMA INGLÉS	SISTEMA MÉTRICO	in	mm	in ²	mm ²	Lb/ft	Kg/m	in	mm	Ksi	MPa	kips	KN
6	19	0.750	19.1	0.44	284	1.50	2.24	0.86	21.8	60	414	26.4	118.0
										75	517	33.0	147.0
7	22	0.875	22.2	0.60	387	2.04	3.04	0.99	25.1	60	414	36.0	160.0
										75	517	45.0	200.0
8	25	1.000	25.4	0.79	510	2.67	3.98	1.12	28.4	60	414	47.4	211.0
										75	517	59.3	264.0
9	29	1.128	28.7	1.00	645	3.40	5.06	1.26	32.0	60	414	60.0	267.0
										75	517	75.0	334.0
10	32	1.270	32.3	1.27	819	4.30	6.41	1.43	36.3	60	414	76.2	339.0
										75	517	95.3	424.0
11	36	1.410	35.8	1.56	1006	5.31	7.91	1.61	40.9	60	414	93.6	417.0
										75	517	117.0	520.0
14	43	1.693	43.0	2.25	1452	7.65	11.39	1.86	47.2	60	414	135.0	601.0
										75	517	168.8	751.0

Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

Posteriormente, se debe calcular la relación (T_D/Q_D), donde Q_D es la resistencia de extracción o de adherencia adimensional del Nail que depende de la resistencia última de extracción o arrancamiento (Q_e) normalizada con respecto al peso volumétrico del suelo y con respecto a las separaciones entre los nails.

En la siguiente expresión se muestra el cálculo de Q_D :

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

$$Q_D = \frac{\phi_Q Q_e}{\Gamma_w \gamma (S_H)(S_v)}$$

Dónde:

Q_e = Resistencia última de adherencia (KN/m)

ϕ_Q = Factor de resistencia a la extracción (mm²) (ver tabla No 7.20)

Luego, se procede a ingresar la relación (T_D/Q_D) en la **carta B o C** en el juego de cartas correspondientes (ver anexo 2, A7.1), para encontrar la relación altura de muro con longitud del Nail (H/L). Una vez encontrada la relación H/L , se calcula la longitud preliminar del nail, ya que la altura del muro es conocida.

Los factores de resistencia antes mencionados se pueden obtener de las tablas No 7.20.

Tabla No 7.20: Factores de resistencia del Nail

FACTORES DE RESISTENCIA DEL NAIL - LRFD		
ELEMENTO	FACTOR DE RESISTENCIA (ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA)	FACTOR DE RESISTENCIA (SISMICO)
Resistencia en la cabeza	Φ_F = Tabla 4.8	Ver tabla 4.8
Resistencia a la tensión del tendón	Φ_N = 0.90	1.00
Resistencia a la extracción Suelo - Grout	Φ_Q = 0.70	0.80
Cohesión del suelo	Φ_c = 0.90 (0.9*)	1.00 (1.0*)
Fricción del suelo	Φ_ϕ = 0.75 (0.65*)	1.00 (0.9*)

ELEMENTO	FACTOR DE RESISTENCIA (ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA) Φ_F	FACTOR DE RESISTENCIA (SISMICO)
Cohesión del suelo-condición temporal†	Φ_c = 1.0 (1.0*)	N/A
Fricción del suelo-condición temporal†	Φ_ϕ = 0.85 (0.75*)	N/A

FACTORES DE RESISTENCIA EN LA CABEZA DEL NAIL - LRFD		
MODO DE FALLA	FACTOR DE RESISTENCIA (ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA)	FACTOR DE RESISTENCIA (SISMICO)
Flexión en la pantalla	Φ_f = 0.90	1.00
Punzonamiento en la pantalla	Φ_s = 0.90	1.00
Fractura por tensión en pernos <ul style="list-style-type: none"> • ASTM A 307 material del Perno • ASTM A 325 material del Perno 	Φ_t = 0.67 Φ_t = 0.80	1.00 1.00

Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

* Basado en factores de resistencia de la especificación de la AASHTO LRFD.

† Refiérase a la condición temporal después del corte, pero antes de la instalación del Nail y no al muro temporal o muro Permanente.

5. Estimación de la resistencia de adherencia

La resistencia al arrancamiento de un nail (resistencia de adherencia) se ve afectada por su tamaño (perímetro y longitud) y por la resistencia última de adherencia de la interfaz suelo-grout, que también es llamada esfuerzo último de adherencia (τ_a). La resistencia de adherencia es la resistencia al corte movilizada a lo largo de toda la interfaz entre el suelo y el grout. Esta

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

resistencia es rara vez medida en el laboratorio y no existe un proceso estándar de pruebas que pueda ser utilizado para evaluar dicha resistencia. Por lo tanto, los diseños se basan típicamente en estimaciones conservadoras de la resistencia de adherencia obtenidas de estudios de correlaciones en campo y en base también a experiencia en condiciones locales del suelo. Como resultado de esta dependencia con respecto a las condiciones locales del suelo, las especificaciones contractuales incluyen un requerimiento estricto que establece que cierto porcentaje de todos los nails deberán someterse a pruebas en campo para verificar su resistencia a la adherencia.

De experiencia, es conocido que para nails perforados e inyectados con grout, la resistencia de adherencia se ve afectada por:

- Condiciones del suelo alrededor del nail (tipo de suelo o roca)
- Instalación del nail, lo que incluye:
 - Métodos y equipos de perforación.
 - Operaciones de inyección (gravidad o a presión).
 - Naturaleza del grout o lechada (agregados, relación agua/cemento, aspectos que definirán la resistencia de la mezcla).
- El tamaño de la zona inyectada.
- Diámetro final del agujero perforado.

Las pruebas de campo para la extracción deben ser realizadas de acuerdo a las recomendaciones que se sugieren en el documento FHWA-SA93-068: “Manual de Soil Nailing para inspectores de campo”.

Adherencia en suelos no cohesivos (Granulares)

Para inyecciones de lechadas realizadas por gravidad o por bajas presiones de inyección la tabla No 7.21 proporciona rangos de valores del esfuerzo unitario último de adherencia del Nail en suelos secos sin cohesión (τ_a).

Tabla No 7.21: Esfuerzo último de adherencia en suelos granulares

ESFUERZO ÚLTIMO DE ADHERENCIA EN SUELOS GRANULARES (BYRNE, 1998, FHWA)		
MÉTODO DE CONSTRUCCIÓN	TIPO DE SUELO	ESFUERZO UNITARIO ÚLTIMO DE ADHERENCIA KN/m ² (PSI)
Agujero abierto	Limo no plástico	20 - 30 (3.0 - 4.5)
	Arena de densidad media y arena limosa/limo arenoso	50 - 75 (7.0 - 11.0)
	Arena limosa densa y grava	80 - 100 (11.5 - 14.5)
	Arena limosa muy densa y grava	120 - 240 (17.5 - 34.5)
	Loess	25 - 75 (3.5 - 11)

Fuente: G. Figueroa et al (2011), “Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador”, Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Adherencia en suelos cohesivos

Para Nails inyectados por gravedad, la resistencia última del Nail a la extracción puede estimarse como **0.25 a 0.75** veces el promedio de la resistencia al corte no drenada, con los bajos factores asociados con las arcillas rígidas o más duras. Para agujeros perforados, se puede tomar un factor inferior porque se ve influenciado por el cuidado que generalmente se toma al limpiar los residuos de suelo en dicho agujero. Para arcillas arenosas y limosas, el factor es más alto que el rango mostrado arriba. Valores típicos del esfuerzo unitario último de adherencia para los suelos cohesivos se indican en la tabla No 7.22.

Tabla No 7.22: Esfuerzo último de adherencia en suelos cohesivos

ESFUERZO ULTIMO DE ADHERENCIA EN SUELOS COHESIVOS (BYRNE, 1998. FHWA)		
MÉTODO DE CONSTRUCCIÓN	TIPO DE SUELO	ESFUERZO UNITARIO ÚLTIMO DE ADHERENCIA KN/m² (PSI)
Agujero abierto	Arcilla Rígida	40 - 60 (6.0 – 8.5)
	Limo Arcilloso rígido	40 – 100 (6.0 – 14.5)
	Arcilla arenosa rígida	100 – 200 (16.5 – 29.0)

Fuente: G. Figueroa et al (2011), “Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador”, Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

Adherencia en rocas

El esfuerzo último de adherencia para Nails inyectados por gravedad en roca competente puede tomarse como el 10% de la resistencia a la compresión uniaxial de la roca, hasta un valor máximo de 4000 kN/m². El esfuerzo unitario último de adherencia estimado para diferentes tipos de roca es presentado en la tabla No 7.23.

Tabla No 7.23: Esfuerzo último de adherencia en rocas

ESFUERZO ULTIMO DE ADHERENCIA EN ROCAS (BYRNE, 1998. FHWA)		
MÉTODO DE CONSTRUCCIÓN	TIPO DE ROCA	ESFUERZO UNITARIO ÚLTIMO DE ADHERENCIA KN/m² (PSI)
Perforadora Giratoria	Caliza de Marga	300 - 400 (43.5 – 58.0)
	Filita	100 - 300 (14.5 – 43.5)
	Yeso	500 – 600 (72.0-86.5)
	Dolomita blanda	400 – 600 (58.0-86.5)
	Dolomita Fisurada	600 – 1000 (86.5-144.5)
	Arenisca meteorizada	200 – 300 (29.0-43.5)
	Pizarra meteorizada	100 – 150 (14.5-21.5)
	Esquisto meteorizada	100 – 175 (14.5-25.5)
	Basalto	500 - 600 (72.0-86.5)

Fuente: G. Figueroa et al (2011), “Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador”, Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

La resistencia de extracción del Nail es expresada en términos de fuerza por unidad de longitud del Nail, kN/m. La forma de calcular la resistencia última de extracción o arrancamiento del nail usando los esfuerzos unitarios tabulados anteriormente, es a través de la ecuación siguiente:

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

$$Q_e = (\text{Esfuerzos unitarios últimos})(\pi)(D_a) = \tau_a \pi D_a$$

Dónde:

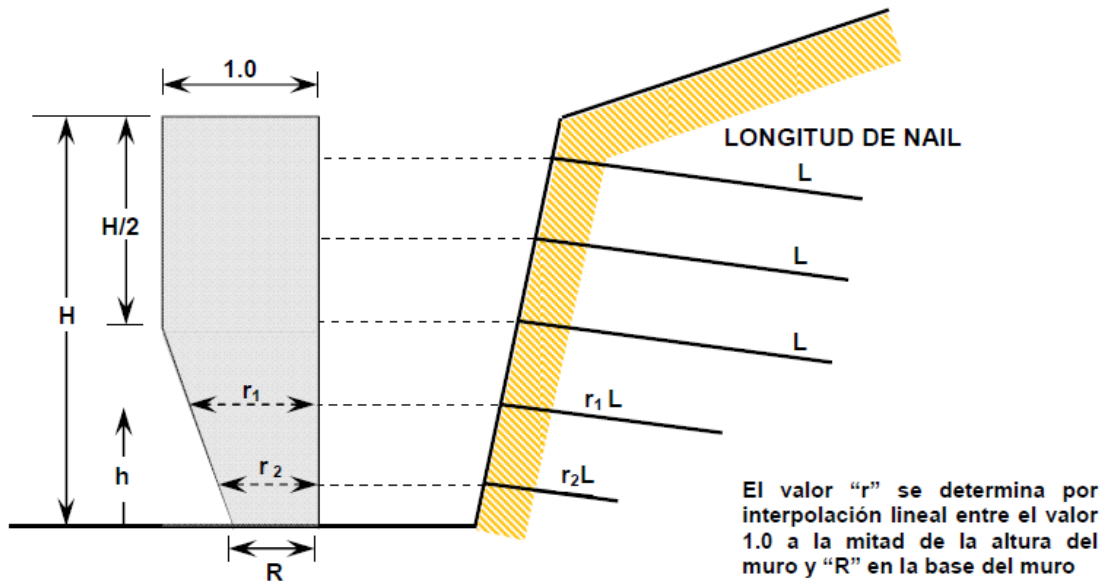
Q_e = Resistencia última a la extracción o arrancamiento del Nail (kN/m)

τ_a = Esfuerzo unitario último de adherencia del suelo o roca (MPa)

D_a = Diámetro de agujero perforado (m)

Existen proyectos donde el arreglo de los Nails consiste en que todos tengan la misma longitud en toda la altura del muro o bien que las longitudes varíen conforme se va avanzando en la excavación (nails más largos en la parte superior del muro). Estos arreglos dependerán de los requerimientos mínimos de seguridad para cualquier superficie potencial de falla (factores de seguridad adecuados) o debido a las deformaciones asociadas con dicho arreglo. Es por esto que limitaciones adicionales al cumplimiento del estado límite de resistencia son requeridas para proveer un arreglo apropiado de Nails. Las siguientes limitaciones empíricas en el análisis de diseño para el modelo de la longitud del Nail son recomendadas donde se utilice el análisis de equilibrio límite y pueden observarse en la figura No 7.59.

Figura No 7.59: Variación de la longitud de los Nails según la elevación dentro del muro



Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

Para reducir las longitudes de los Nails (sobre todo los Nails de la mitad inferior del muro), una longitud relativa del Nail (R) debe ser calculada con ayuda de la figura No 7.60.

Para esto, primero se debe calcular la relación $Q_D/(L/H)$. Una vez calculado el valor " R ", se procede a calcular el factor de reducción (r) de las longitudes del Nail para diferentes elevaciones del muro, para lo cual es necesario utilizar la ecuación siguiente:

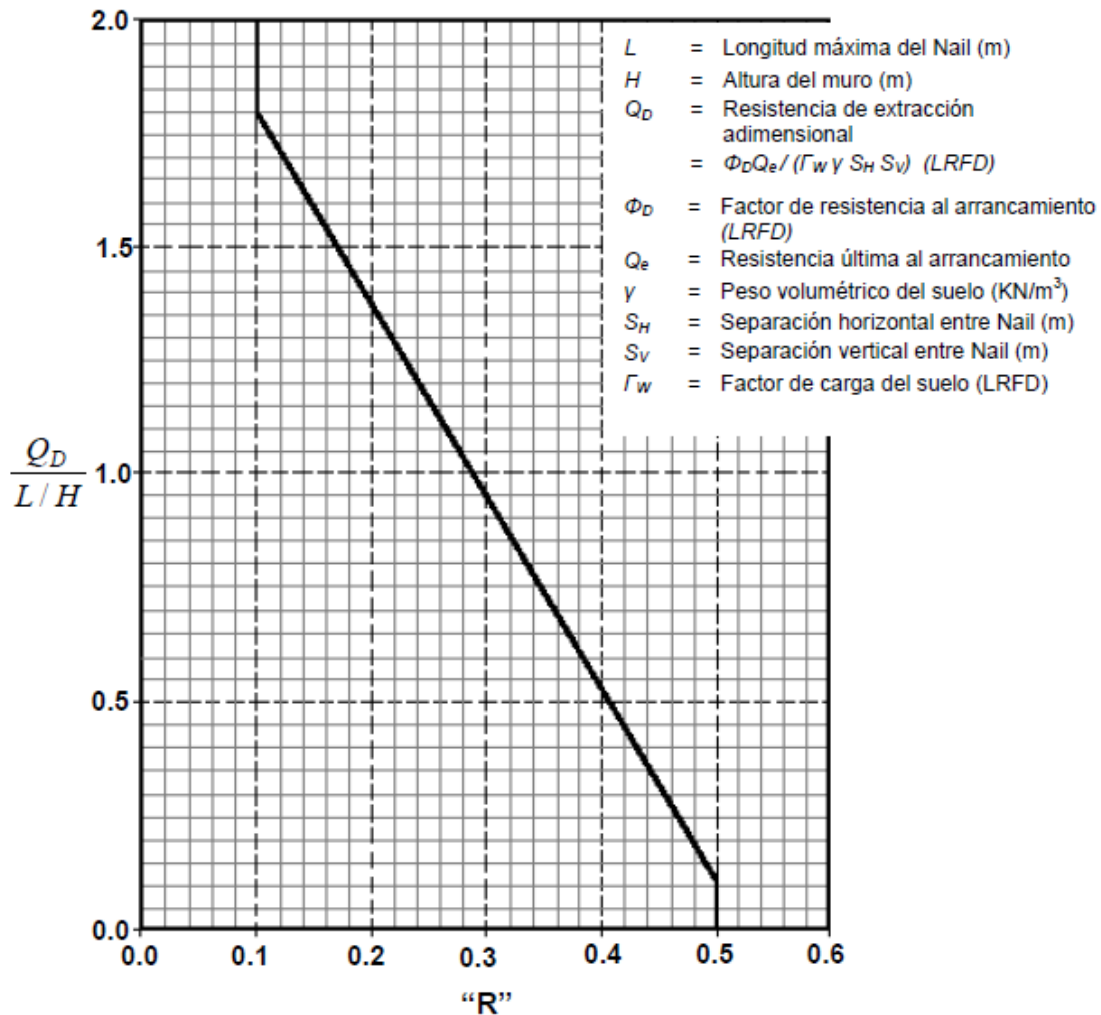
CAPITULO IV
CIMENTACIONES

$$r = \frac{h}{\left(\frac{H}{2}\right)}(1 - R) + R$$

Dónde:

h = Posición para evaluar la resistencia del Nail (m)

Figura No 7.60: Distribución supuesta para el diseño de la longitud del Nail



Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

Diseño Final

Partiendo del diseño preliminar el cual incluye la definición de la longitud de los nails, su separación vertical y horizontal y la inclinación de los mismos, el diseño final consiste en el diseño estructural de los elementos constituyentes (nail, pantalla, placas y pernos) y las diferentes revisiones de estabilidad.

A continuación se listan las revisiones que permiten el cálculo estructural de los elementos:

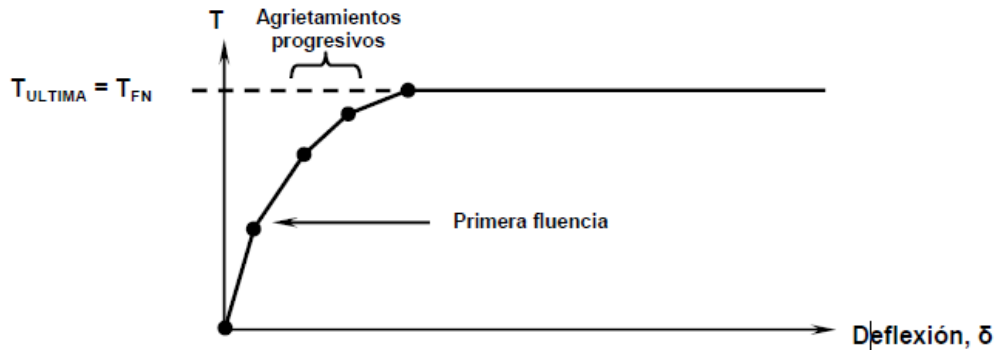
- Capacidad de Resistencia a Flexión >> Pantallas de revestimiento
- Diseño de placas de reacción o de apoyo (área de la placa, tuercas y arandelas).
- Capacidad de resistencia al punzonamiento de la pantalla.
- Falla por tensión en los pernos, si se trata de una pantalla permanente.
- Resistencia mínima de diseño (T_F) será el valor menor de: resistencia a la flexión, resistencia al cortante por punzonamiento y resistencia a la tensión en los pernos.
- Estabilidad interna.
- Estabilidad Global
- Estabilidad por deslizamiento y capacidad de carga
- Estabilidad por volteo
- Estabilidad externa por sismo
- Revisión del voladizo del muro
- Revisión del acero de refuerzo en la pantalla de revestimiento.
- Revisión del nivel de servicio o desempeño del muro (revisión de la fisuración del concreto por la distribución de la armadura, revisión de los desplazamientos verticales y horizontales y revisión de las juntas verticales de expansión y contracción del muro).

6. Capacidad de Resistencia a Flexión

Como cualquier estructura de concreto reforzado, las fallas por flexión son alcanzadas de manera progresiva. Tal como lo muestra la figura No 7.61, luego de que ha sucedido la primera cedencia o fluencia de la pantalla de revestimiento, un agrietamiento progresivo toma lugar en ambos lados de la pantalla a medida que las presiones laterales se incrementan. A medida que esto sucede, las deformaciones (δ), las fracturas y las tensiones en los nails se incrementan también. Fracturas individuales indican donde se ha alcanzado la resistencia a flexión. Eventualmente, se alcanza una última etapa en la estructura y es cuando las fracturas o agrietamientos se conectan, actuando como bisagras, formando un mecanismo llamado "línea patrón crítica de cedencia o fluencia".

Esta línea depende de varios factores, tales como las presiones laterales del suelo, los espaciamientos de los nails, tamaño de la placa de soporte, refuerzo de la pantalla, espesor de la pantalla y la resistencia del concreto.

Figura No 7.61: Comportamiento idealizado carga-deflexión



Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

Basándonos en la teoría, las presiones laterales del suelo que causan las fallas en la pantalla de revestimiento son aplicadas en un área de influencia alrededor de la cabeza de los nails y a consecuencia de ellos, una fuerza de tensión (reacción) es obtenida. Esta fuerza es designada como la capacidad de resistencia nominal a flexión en la cabeza del nail (T_{FNf}) y está relacionada con la capacidad a flexión de la pantalla de revestimiento, es decir, los momentos (positivos y negativos) verticales y horizontales resistentes en la sección del revestimiento, siendo importante mencionar que los momentos en la dirección vertical suelen ser más críticos que en la dirección horizontal (Byrne, Cotton y Porterfield, 1998).

La ecuación del momento por unidad de longitud que resiste en la pantalla de revestimiento es la siguiente:

$$M = \frac{A_s f_y}{b} \left(d_e - \frac{A_s f_y}{1.7 f'_c b} \right)$$

Dónde:

- A_s = Área de acero de refuerzo en tensión (mm²)
- b = Espaciamiento horizontal o vertical entre nails ($b = S_H \text{ O } S_V$) (mm)
- d_e = Distancia que hay desde la fibra de compresión hasta donde se encuentra el acero de refuerzo en tensión (mm)
- f_y = Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo (MPa)
- f'_c = Resistencia a la compresión del concreto (MPa)
- M = Momento vertical u horizontal resistente (KN-m/m)

Es importante mencionar que todo el acero de refuerzo se asume que se encuentra en el centro de la sección (sólo cuando se usa un lecho) de cada pantalla y el espesor de concreto para las mismas se asume uniforme. La ecuación anterior es utilizada para calcular los momentos resistentes negativos en la cabeza de los nails y los positivos en el centro del claro entre los nails, calculando las concentraciones del acero de refuerzo en ambas zonas.

CAPITULO IV

CIMENTACIONES

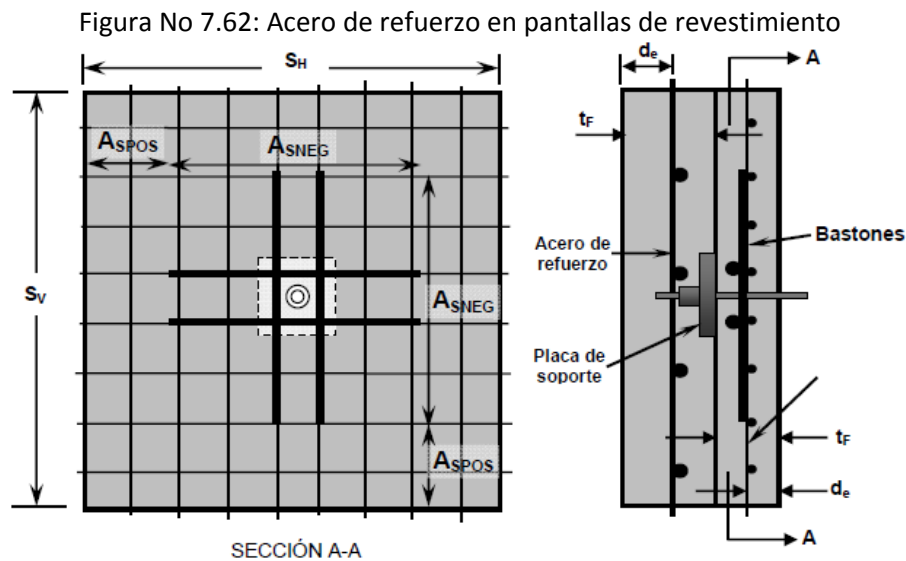
Cuando se calculen momentos en la dirección vertical, el valor del ancho de análisis b será el del espaciamiento horizontal entre nails (S_H), mientras que cuando se calculen momentos en la dirección horizontal, el valor de b será el del espaciamiento vertical entre nails (S_V).

La ecuación definida anteriormente para momentos puede ser derivada considerando el equilibrio de fuerzas y momentos de un panel de revestimiento de concreto reforzado típico cargado por el suelo, en donde los nails representan los apoyos.

Cabe mencionar que generalmente basta con revisar únicamente la dirección vertical, pero en el caso que sea necesario revisar la dirección horizontal, las ecuaciones están definidas para ambas direcciones.

Concentración de acero de refuerzo en pantalla temporal de revestimiento

Para la construcción de la pantalla de revestimiento temporal o inicial, es muy común en la práctica utilizar malla de alambre electro-soldado en toda la pantalla y bastones (Waler bar) de acero de longitudes más cortas (figura No 7.62), las cuales son colocadas detrás de la placa de soporte y entre la capa de revestimiento de concreto lanzado.



Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

La zona de la cabeza del nail está influenciada por momentos negativos tal como se dijo anteriormente, por lo tanto la cantidad de acero en dicha zona se conocerá como "acero negativo", mientras que en los claros entre los nails se concentran los momentos positivos, haciendo factible llamar "acero positivo" a la cantidad de refuerzo en esta zona. Estas cantidades de acero pueden ser calculadas en ambas direcciones, tanto vertical como horizontal, aunque en la práctica las cantidades de acero suelen ser iguales en ambas direcciones.

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Las barras Waler o bastones son para mejorar la capacidad a flexión y proveer una mayor ductilidad frente a la acción del punzonamiento en la zona de la cabeza de los nails, por lo que si se utilizan, el área total de refuerzo negativo para la *dirección vertical* incluye el área de acero de dichas barras y el área de la malla de alambre o acero de refuerzo corrido, calculándose de la siguiente manera:

$$A_{s\ neg} = A_{wm}b + 2A_{sb} = A_{wm}S_H + 2A_{sb}$$

Dónde:

A_{sb} = Área de acero de bastones (mm²)

$A_{s\ neg}$ = Área de acero de refuerzo negativo (mm²)

A_{wm} = Área de acero de malla de alambre electro-soldado (mm²/m)

S_H = Espaciamiento horizontal entre nails ($b = S_H$) (m)

Para la *dirección horizontal* en la misma zona se sustituye **SH** por **SV**:

$$A_{s\ neg} = A_{wm}b + 2A_{sb} = A_{wm}S_V + 2A_{sb}$$

Dónde:

S_V = Espaciamiento Vertical entre nails ($b = S_V$) (m)

El área de acero en la *dirección vertical* entre los claros de los nails se conoce como acero positivo y consiste únicamente en el área de la malla de alambre electro-soldado corrido:

$$A_{s\ pos} = A_{wm}b = A_{wm}S_H$$

Dónde:

$A_{s\ pos}$ = Área de acero de refuerzo positivo (mm²)

Para la *dirección horizontal* en la misma zona se sustituye S_H por S_V :

$$A_{s\ pos} = A_{wm}b = A_{wm}S_V$$

Concentración de acero de refuerzo en pantalla permanente de revestimiento

Para las pantallas que quedarán expuestas (pantallas colocadas sobre la pantalla inicial o temporal), en lugar de usar malla de alambre electro-soldado se utiliza un entramado de barras de acero corrugadas de mayor calibre. Entonces, la concentración del acero de refuerzo es la misma en toda la pantalla y se calcula tomando en cuenta solamente la separación entre las barras del entramado (S) y la longitud del claro entre los nails (S_H o S_V). El cálculo es un tanto distinto al observado anteriormente para la pantalla inicial, debido a que no se distinguen las zonas de la cabeza del nail ni los espacios intermedios. De acuerdo a esto, la cantidad de acero en la dirección vertical se calcula de la siguiente manera:

$$A_{s\ pos} = A_{s\ neg}$$

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

$$A_{s\ pos} = A_{s\ neg} = \frac{A_v H}{S}$$

Dónde:

A_v = Área de acero de barras de acero corrugado (mm²)

S = Separación entre barras de acero (mm)

Para la *dirección horizontal* también se considera la misma cantidad de acero.

$$A_{s\ neg} = A_{s\ neg} = \frac{A_v S_V}{S}$$

En la tabla No 7.25 se muestran las propiedades de las barras de acero de refuerzo de grados 60 y 75 respectivamente.

Tabla No 7.25: Propiedades del acero de refuerzo

PROPIEDADES DE BARRAS DE REFUERZO [ASTM A-615, GRADOS 60 Y 75 (420 MPa Y 525 MPa)]					
DESIGNACIÓN DE BARRA		DIÁMETRO NOMINAL		AREA NOMINAL	
Sistema Inglés	Sistema Métrico	in (Pulgadas)	mm	in ²	mm ²
3	10	0.375	9.60	0.11	71
4	13	0.500	12.7	0.20	129
5	16	0.625	15.9	0.31	199
6	19	0.750	19.1	0.44	284
7	22	0.875	22.2	0.60	387
8	25	1.000	25.4	0.79	510
9	29	1.128	28.7	1.00	645
10	32	1.270	32.3	1.27	819
11	36	1.410	35.8	1.56	1006
14	43	1.693	43.0	2.25	1452
18	57	2.257	57.3	4.00	2581

Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

Luego se calculan los momentos resistentes positivos y negativos en la dirección vertical con las cantidades de acero antes definidas:

$$M_{pos} = \frac{A_{s\ pos} f_y}{S_H} \left(d_e - \frac{A_{s\ pos} f_y}{1.7 f'_c S_H} \right)$$

$$M_{neg} = \frac{A_{s\ neg} f_y}{S_H} \left(d_e - \frac{A_{s\ neg} f_y}{1.7 f'_c S_H} \right)$$

En la *dirección horizontal* los momentos resistentes se calculan de la siguiente manera:

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

$$M_{pos} = \frac{A_s pos f_y}{S_V} \left(d_e - \frac{A_s pos f_y}{1.7 f'_c S_V} \right)$$

$$M_{neg} = \frac{A_s neg f_y}{S_V} \left(d_e - \frac{A_s neg f_y}{1.7 f'_c S_V} \right)$$

Dónde:

M_{neg} = Momento negativo (KN-m/m)

M_{pos} = Momento positivo (KN-m/m)

Entonces la resistencia nominal a flexión en la cabeza del nail en la *dirección vertical* debe calcularse para cada pantalla de la siguiente manera:

$$T_{FNf} = C_f (M_{neg} + M_{pos}) \left(\frac{8S_H}{S_V} \right)$$

Dónde:

T_{FNf} = Resistencia nominal a la flexión en la cabeza del nail en dirección vertical (KN)

C_f = Factor adimensional para flexión por efecto de la presión en la pantalla

Para la **dirección horizontal**, el valor de los momentos serán los obtenidos de las ecuaciones en dicha dirección y el cociente S_H será sustituido por S_V y viceversa:

$$T_{FNf} = C_f (M_{neg} + M_{pos}) \left(\frac{8S_V}{S_H} \right)$$

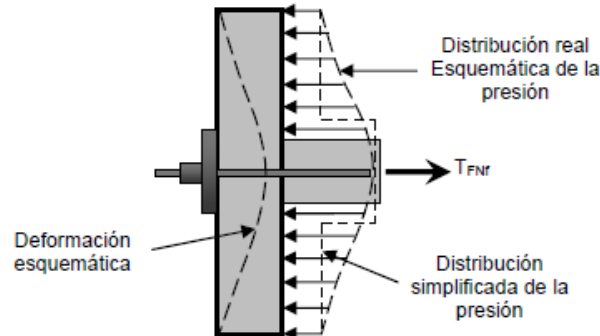
Dónde:

T_{FNf} = Resistencia nominal a la flexión en la cabeza del nail en dirección horizontal (KN)

El factor C_f toma en cuenta las presiones no uniformes detrás de la pantalla y representa nominalmente la relación de la presión del suelo detrás del nail y la presión del suelo en los claros entre los nails, ya que la distribución de presiones no es uniforme. La presión del suelo se ve afectada por las condiciones del suelo y por la rigidez de la pantalla, que a su vez afecta los desplazamientos del muro. En el claro entre los nails, el desplazamiento de la pantalla ocurre hacia fuera, siendo la presión del suelo relativamente baja, mientras que alrededor de la cabeza del nail, las presiones son mayores que en los claros entre los nails (ver figura No 7.63).

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Figura No 7.63: Distribución de la presión detrás de la pantalla de revestimiento



Fuente: G. Figueroa et al (2011), “Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador”, Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

Tabla No 7.26: Factores de presión para flexión

FACTORES DE PRESIÓN RECOMENDADOS PARA FLEXIÓN (C_f) (BYRNE, PORTERFIELD, 1998)		
ESPESOR NOMINAL DE LA PANTALLA (mm)	PANTALLA TEMPORAL	PANTALLA PERMANENTE
	FACTOR C_f	FACTOR C_f
100	2.0	1.0
120	1.7	1.0
150	1.5	1.0
200	1.0	1.0

Fuente: G. Figueroa et al (2011), “Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador”, Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

La distribución de las presiones en la pantalla depende de la rigidez de la misma. Si la pantalla es relativamente delgada, entonces la rigidez es baja relativamente, causando que la pantalla se deforme en las secciones entre los nails. Como resultado, las presiones en esos espacios tienden a ser relativamente bajas. Cuando la pantalla es más gruesa, la rigidez de la misma se incrementa y las deformaciones son más pequeñas y dan como resultado presiones más altas y uniformes.

La tabla No 7.26 muestra los valores de C_f para valores típicos de espesores tanto para pantallas temporales como para permanentes.

Entonces, la resistencia de Diseño en la cabeza del nail en cada una de las pantallas de revestimiento y en cada dirección se calcula multiplicando la resistencia nominal a la flexión por un factor de resistencia “ ϕ_f de **0.90** (Byrne, Porterfield, 1998):

$$T_{Ff} = \phi_f T_{FNf}$$

Dónde:

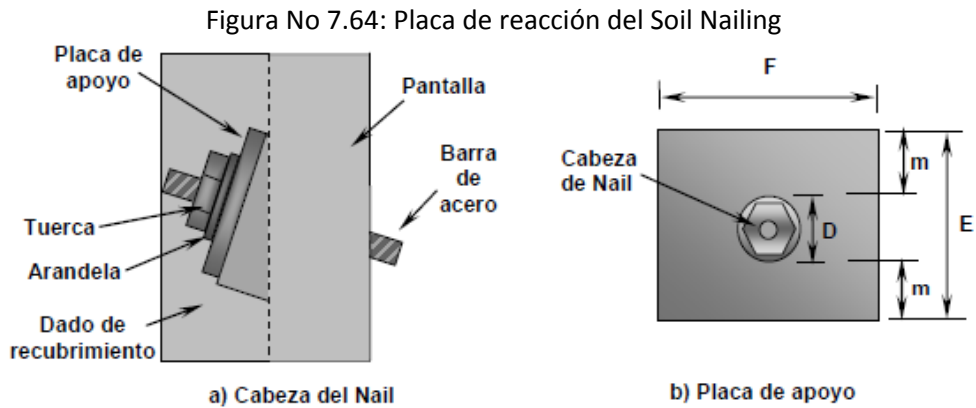
T_{FNf} = Resistencia nominal a la flexión en la cabeza del nail (vertical u horizontal) (KN)

T_{Ff} = Resistencia de diseño a la flexión en la cabeza del nail (KN)

ϕ_f = Factor LRFD de resistencia por flexión

7. Diseño de la placa de reacción o de apoyo

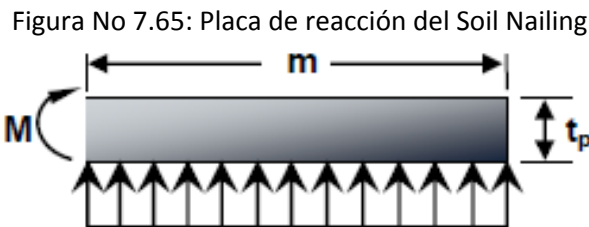
Se prestará atención al dimensionamiento y posición de la placa de reparto de la cabeza del Nail, la cual, junto con la arandela y la tuerca reparten de manera uniforme las presiones (ver figura No 7.64). Además deben ser diseñadas para evitar deformaciones excesivas de la misma, concentración de tensiones en la estructura a reforzar, asentamientos inadmisibles del terreno, levantamiento de cuñas pasivas y descensos de las cabezas, entre otros. Aunque la carga en la cabeza del Nail no es muy grande comparada con la que pueda generarse en un muro anclado activo.



Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

El espesor de la placa base se obtiene considerando la flexión en una sección crítica a la distancia m del borde libre considerando una placa cuadrada (figura No 7.64b). Para una presión uniforme y una franja $m \times 1$ unidad de ancho x un espesor (t_p), el momento que produce esta sección es:

$$M = \left(\frac{T_N}{A_p}\right) (m) \left(\frac{m}{2}\right) \text{ (ver figura No 7.65)}$$



Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

Donde m se despeja de la siguiente fórmula:

$$A_{crit} = (D + 2m) \times (D + 2m) \rightarrow A_{crit} = \left(\frac{T_N}{350 f'_c} \right)$$

Donde el área de la placa será:

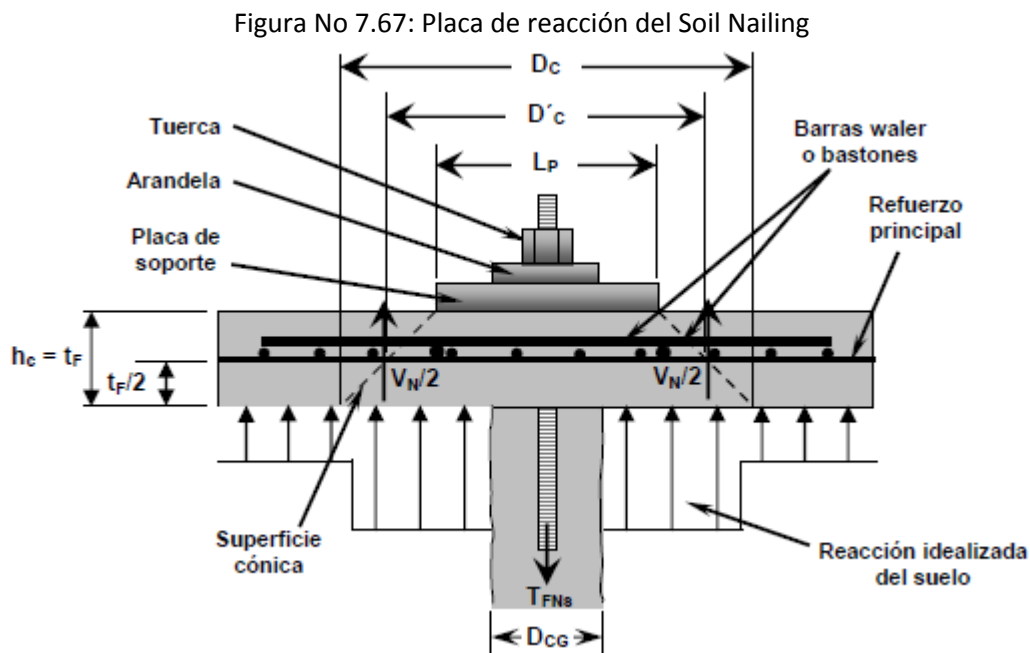
$$A_p = (D + 2m) \times (D + 2m) = E \times F$$

El valor de “ D ” en la fórmula es el diámetro externo de la arandela, que se puede obtener de las especificaciones del fabricante.

8. Cálculo de la capacidad de resistencia al punzonamiento

Punzonamiento en conexión con placa de soporte en la pantalla temporal

Una idealización conservativa de la geometría de la superficie de falla puede observarse en la figura No 7.67. Basado en ese modelo, la capacidad de la pantalla para resistir el cortante por punzonamiento (V_N) es calculada considerando un esfuerzo cortante que actúa en un área efectiva delimitada por el diámetro efectivo del cono truncado de punzonamiento ($D'c$) y por la profundidad del mismo (h_c), la cual está definida por el espesor de la pantalla (t_f). El diámetro efectivo del cono está definido por una superficie de ruptura que comienza en el borde de la placa de soporte hacia el suelo a través de la pantalla en un ángulo de 45° con respecto al plano de la pantalla.



Fuente: G. Figueroa et al (2011), “Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador”, Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

La resistencia interna nominal al cortante de la pantalla temporal puede calcularse de la siguiente manera:

$$V_N = 330\sqrt{f'_c}\pi D'_c h_c ; h_c = t_F$$

Dónde:

- V_N = Resistencia nominal interna al cortante (KN)
- D'_c = Diámetro efectivo de la superficie cónica de falla en el centro de la sección (m)
- h_c = Profundidad efectiva de la superficie cónica (m)
- t_F = Espesor de la pantalla de revestimiento (m)
- f'_c = Resistencia a la compresión del concreto (MPa)

De acuerdo a la figura No 7.68 tenemos las siguientes expresiones:

$$D'_c = L_p + 2\left(\frac{h_c}{2}\right) = L_p + h_c ; h_c = t_F$$

Dónde:

- L_p = Longitud de placa de soporte (m)

Entonces, la capacidad nominal en la cabeza del nail disponible para resistir el cortante por punzonamiento en la pantalla temporal se calcula de la siguiente manera:

$$T_{FNS} = C_p V_N$$

Donde:

- T_{FNS} = Resistencia nominal en la cabeza del nail al cortante por punzonamiento (KN)
- C_p = Factor adimensional de corrección por la reacción del suelo

El factor de corrección " C_p " toma en cuenta la contribución de la reacción del suelo detrás de la pantalla de revestimiento. Generalmente, si no se considera dicha contribución, se puede optar por utilizar un factor de corrección de **1.0** ($C_p = 1.0$), que, para propósitos prácticos es preferible porque es más conservador. Si tal aproximación conservadora no provee la suficiente capacidad, entonces la contribución del suelo puede ser incluida, calculando el valor de C_p de la siguiente manera:

$$C_p = \left[\frac{1}{1 - C_s \frac{A_c - A_{cg}}{S_V S_H - A_{cg}}} \right]$$

En donde de acuerdo a la figura No 7.67 para pantallas temporales:

$$A_{c1} = \frac{\pi}{4} D_c^2,$$

Dónde:

$$D_c = D'_c + h_c = L_p + 2h_c$$

$$h_c = t_F$$

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

$$A_{cg} = \frac{\pi}{4} D_{cg}^2$$

Dónde:

A_{c1} = Área de la superficie cónica de falla por punzonamiento (m²)

A_{cg} = Área de la columna de grout donde está embebido el nail (m²)

D_c = Diámetro de la superficie cónica de falla de punzonamiento (m)

D_{cg} = Diámetro de la columna de grout donde está embebido el nail (m)

C_s = Factor adimensional para cortante por efecto de la presión que en la pantalla (ver tabla No 7.27).

Tabla No 7.27: Factores de presión para cortante

FACTORES DE PRESIÓN RECOMENDADOS PARA CORTANTE (C_s) (BYRNE, PORTERFIELD, 1998)		
ESPESOR NOMINAL DE LA PANTALLA (mm)	PANTALLA TEMPORAL	PANTALLA PERMANENTE
	FACTOR C_s	FACTOR C_s
100	2.5	1.0
120	2.2	1.0
150	2.0	1.0
200	1.0	1.0

Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

Punzonamiento en pantalla permanente en conexión emperrada

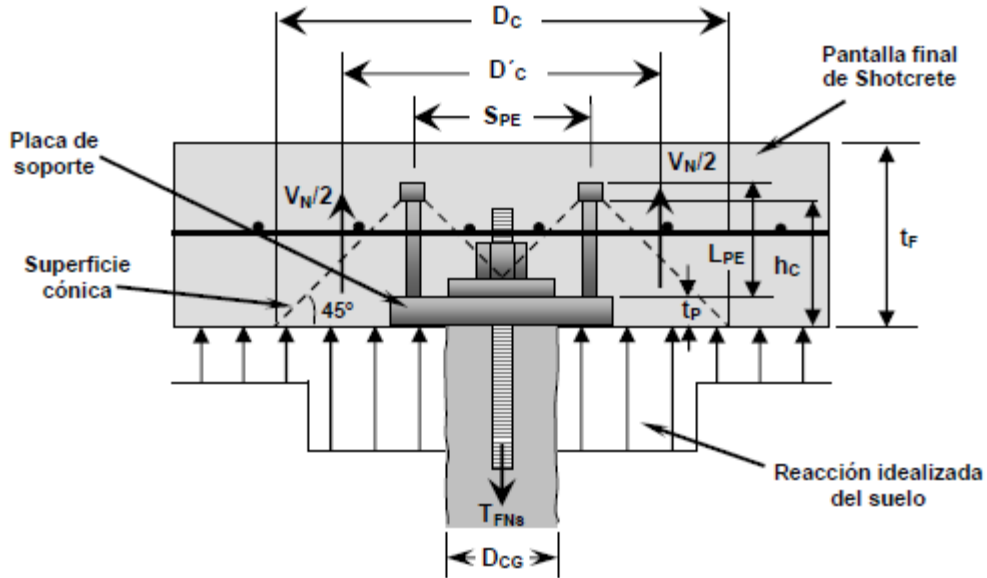
El análisis del punzonamiento en esta parte es similar al realizado para la pantalla temporal. El mismo esfuerzo cortante nominal es aplicado sobre un área efectiva ligeramente diferente. El diámetro del cono está definido por una línea de 45° que se extiende desde el borde de la cabeza de los pernos. Además, la altura efectiva (h_c) está definida por la altura de los pernos (L_{pe}), por el espesor de la cabeza de los pernos (t_{cpe}) y por el espesor de la placa de apoyo (t_p). Esta altura debe ser al menos la mitad del espesor de la pantalla de revestimiento (ver figura No 7.68).

Al igual que en la conexión con la placa de soporte para la pantalla temporal, la reacción del suelo puede ser tomada en cuenta considerando que la presión se incrementa debajo del cono truncado y fuera del perímetro de la columna de grout.

Debido a la rigidez relativa de la pantalla permanente con conexiones emperradas, la inclusión de la reacción del suelo incrementará solo un pequeño porcentaje la capacidad para resistir el punzonamiento.

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Figura No 7.68: Punzonamiento en conexión emperrada de pantalla permanente



Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador". Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

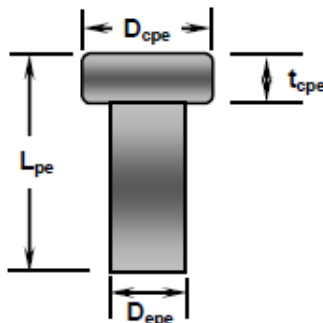
Entonces, la resistencia nominal al cortante de punzonamiento que puede desarrollarse en una pantalla permanente se calcula de la misma manera que en las pantallas temporales:

$$V_N = 330\sqrt{f'_c}\pi D'_c h_c$$

De acuerdo a la figura No 7.69 tenemos:

$$D'_c \begin{cases} S_{pe} + h_c \\ 2h_c \end{cases} \quad \text{Donde: } h_c = L_{pe} - t_{cpe} + t_p$$

Figura No 7.68: Punzonamiento en conexión emperrada de pantalla permanente



Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

En donde, de acuerdo a las expresiones anteriores y a las figuras No 7.67 y 7.68 definimos los siguientes términos:

- D_{epe} = Diámetro del eje del perno (mm)
- D_{cpe} = Diámetro de la cabeza del perno (mm)
- L_{pe} = Longitud total de perno en placa de soporte (mm)
- S_{pe} = Separación entre pernos de acero en placa de soporte (mm)
- t_{cpe} = Espesor de la cabeza del perno (mm)

Entonces, la resistencia nominal al punzonamiento en la cabeza del nail en la pantalla permanente o final se calcula de la siguiente manera:

$$T_{FNs} = C_p V_N$$

El factor de corrección C_p se obtiene de la siguiente manera:

$$C_p = \left[\frac{1}{1 - C_s \frac{A_c - A_{cg}}{S_V S_H - A_{cg}}} \right]$$

En donde de acuerdo a la figura No 7.68 para pantallas permanentes:

$$A_{c1} = \frac{\pi}{4} D_c^2,$$

Dónde:

$$D_c = D'_c + h_c = S_{pe} + 2h_c$$

$$A_{cg} = \frac{\pi}{4} D_{cg}^2$$

El valor de " C_s ", al igual que el factor de flexión " C_f " es un valor de presión que depende de la rigidez y del espesor de la pantalla, por lo tanto es de esperarse que el factor de corrección " C_p " para pantallas temporales sea mayor que para las pantallas permanentes. En la tabla No 7.27 se observan los valores de " C_s " para pantallas de revestimiento de diferentes espesores.

Dónde:

- A_{c1} = Área de la superficie cónica de falla por punzonamiento (m²)
- A_{cg} = Área de la columna de grout donde está embebido el nail (m²)
- D_c = Diámetro de la superficie cónica de falla de punzonamiento (m)
- D_{cg} = Diámetro de la columna de grout donde está embebido el nail (m)
- C_s = Factor adimensional para cortante por efecto de la presión que en la pantalla (ver tabla No 7.27).

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Una vez calculadas las resistencias nominales, se procede a calcular las resistencias de diseño para cada una de las pantallas de revestimiento. Por lo tanto se aplica un factor de reducción a la resistencia nominal " ϕ_s " de **0.90** (Byrne, Porterfield, 1998):

$$T_{FS} = \phi_s T_{FNS}$$

Dónde:

T_{FNS} = Resistencia nominal al cortante en la cabeza del nail (KN)

T_{FS} = Resistencia de diseño a cortante en la cabeza del nail (KN)

ϕ_s = Factor LRFD de resistencia por cortante

9. Falla por tensión en los pernos de pantalla permanente

Calculo de la resistencia a la tensión en los pernos

La capacidad a tensión de los pernos que proveen el anclaje de los nails dentro de la pantalla permanente debe ser verificada, ya que estos pueden fallar por tensión directa, originando una conexión débil e insegura que comprometa la durabilidad de la pantalla de revestimiento del muro. Por lo tanto, la resistencia nominal en la cabeza del nail producto de la tensión en los pernos es la siguiente:

$$T_{Fnt} = \frac{N_{pe} A_{epe} f_y}{1000}$$

Dónde:

T_{Fnt} = Resistencia nominal en la cabeza del nail por la tensión en los pernos (KN)

A_{epe} = Área transversal del eje del perno (mm²)

N_{pe} = Número de pernos a emplearse (usualmente 4)

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero de los pernos (MPa)

Una vez calculada la resistencia nominal, se procede a calcular la resistencia de diseño para la conexión de pernos en la pantalla de revestimiento permanente. Por lo tanto se aplica un factor de reducción a la resistencia nominal " ϕ_t " de **0.67** si se usa la norma ASTM A-307 y " ϕ_t " de **0.80** si se usa la norma ASTM A-325 (Byrne, Porterfield, 1998):

Dónde:

T_{Fnt} = Resistencia nominal en la cabeza del nail por la tensión en los pernos (KN)

T_{Ft} = Resistencia de diseño en la cabeza del nail por tensión (KN)

ϕ_t = Factor LRFD de resistencia por tensión

Los pernos también pueden ejercer un esfuerzo de compresión excesivo sobre la superficie de concreto. La compresión en el concreto, que se genera detrás de la cabeza del nail se asume que se encuentra en los límites tolerables si las siguientes restricciones geométricas se cumplen:

$$A_{cpe} \geq 2.5 A_{epe}$$
$$t_{cpe} \geq 0.5 (D_{cpe} - D_{epe})$$

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Dónde:

A_{cpe} = Área transversal de la cabeza del perno (mm²)

A_{epe} = Área transversal del eje del perno (mm²)

D_{epe} = Diámetro del eje del perno (mm)

D_{cpe} = Diámetro de la cabeza del perno (mm)

t_{cpe} = Espesor de la cabeza del perno (mm)

Para proveer un buen anclaje, los pernos conectores deben extenderse por lo menos hasta la mitad de la sección, donde se encuentra el refuerzo principal de la pantalla de revestimiento, dejando un mínimo de **50 mm** de recubrimiento. Si se quiere proveer un mayor anclaje, entonces los pernos conectores deben extenderse más allá del acero de refuerzo principal o de la mitad de la sección de concreto de la pantalla de revestimiento permanente o final.

10. Determinación de la resistencia mínima de diseño

Una vez han sido evaluados los distintos modos de falla en cada pantalla del soil nailing, se tomará como la resistencia de diseño (T_F) el menor valor obtenido del cálculo de la resistencia de diseño para los modos de falla, siendo flexión, cortante por punzonamiento (en placa y en pernos), o bien tensión en los pernos de la placa de apoyo (Byrne & Porterfield, 1998).

$$T_F = \text{menor valor de } \begin{cases} T_{Ff} & \text{FLEXION} \\ T_{Fs} & \text{CORTANTE POR PUNZONAMIENTO} \\ T_{Ft} & \text{TENSION EN PERNOS} \end{cases}$$

Cuando se evalúen los modos de falla en condición sísmica se deberá tener en cuenta la aplicación de los factores de carga y de resistencia correspondientes a dicha condición (Γ y Φ), debido a que presentan una variación con respecto a la condición de servicio.

11. Revisión de resistencia mínima de diseño en la cabeza del Nail

Una vez evaluados los modos de falla en la pantalla de revestimiento y luego de haber definido la resistencia mínima de diseño en la cabeza del Nail, es necesario hacer las respectivas verificaciones. Estas verificaciones son de carácter empírico y sirven para asegurarse que la resistencia de diseño en la cabeza del nail (T_F) exceda a la carga de servicio factorada en la cabeza del nail (carga que soporta la cabeza del clavo), la cual puede desarrollarse como resultado de la interacción suelo-estructura. La carga de servicio es multiplicada por un factor de carga de **1.5**, en concordancia con la sección 3.4 de la AASHTO para presión activa horizontal de tierras y puede ser estimada mediante la siguiente expresión empírica:

$$T_{min} = \Gamma_{EH} F_F K_A \gamma H S_H S_V$$

Dónde:

CAPITULO IV

CIMENTACIONES

T_{min} = Carga de servicio factorada en la cabeza del nail (KN)
 F_{EH} = Factor de carga por presión activa horizontal de tierras
 F_F = Factor de carga de servicio
 K_A = Coeficiente activo de presión de tierras
 γ = Peso volumétrico del suelo (KN/m³)
 H = Altura del muro (m)
 S_H = Separación horizontal entre nails (m)
 S_V = Separación vertical entre nails (m)

Es importante mencionar que, a menos que el diseñador tenga información monitoreada y detallada de muros construidos en sitios con condiciones de suelo similares al sitio de su proyecto de diseño, es recomendable que el factor de carga (F_F) para la carga de servicio sea de **0.50** para propósitos de diseño.

Para configuraciones simples (condiciones de suelo homogéneas, sin sobrecargas, sin presencia del nivel freático, etc.), el coeficiente K_A puede ser obtenido de las teorías clásicas, despreciando la contribución de la cohesión a la resistencia del suelo. En las Cartas de diseño (al final de este apartado), **A7.1 – A7.5** se muestran valores de K_A para diferentes inclinaciones de muro.

Una vez calculada la carga de servicio factorada en la cabeza del nail, debe compararse con la resistencia mínima de diseño en la cabeza del nail (T_F), calculada por medio de la evaluación de los modos de falla en la pantalla de revestimiento del soil nailing en análisis. De acuerdo a lo anterior tenemos:

$$T_F > T_{min}$$

Si la expresión se cumple, entonces el diseño es adecuado, pero si el resultado es opuesto, debe realizarse nuevamente la evaluación de los modos de falla en la pantalla de revestimiento (flexión, cortante por punzonamiento y tensión en la conexión emperrada), proponiendo las modificaciones respectivas en la determinación de la resistencia de diseño.

Cabe mencionar que para la condición sísmica, esta carga mínima esperada en la cabeza del clavo no aplica, debido a que dejaría de estar sometido a cargas de servicio por la inclusión del efecto dinámico del sismo.

12. Análisis para estabilidad Interna

Como se discutió anteriormente, la máxima contribución de refuerzo de los Nails individuales se puede ver limitada por cualquiera de los ítems siguientes:

- La resistencia estructural a la tensión del Nail.
- La unión suelo – grout definido por la extracción o por el comportamiento inaceptable de la fluencia.
- La unión tendón-grout.
- Resistencia a la tensión del tendón del Nail

Si la carga aplicada en el Nail es mayor que la resistencia estructural del tendón en el Nail, puede ocurrir fluencia y el subsiguiente rompimiento de éste. La resistencia nominal del tendón en el

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Nail, T_{NN} puede ser usada para definir la resistencia a la estructural máxima del tendón del Nail con la siguiente ecuación:

$$T_{NN} = A_s f_y$$

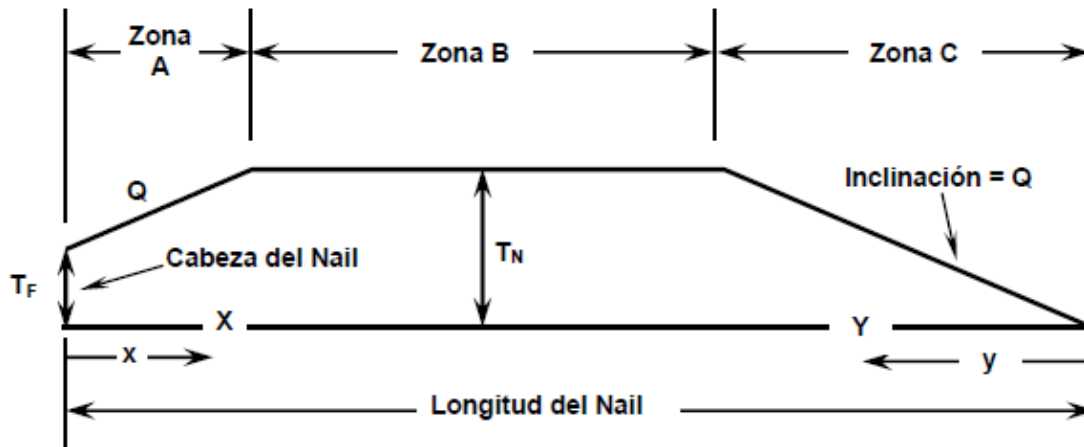
Dónde:

A_s = Área de la sección transversal del acero de refuerzo del Nail

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo (MPa)

En el análisis de la estabilidad interna del nail sólo se considera la resistencia a la tensión, mientras que las contribuciones por cortante y flexión que puedan desarrollarse debido a las deformaciones significativas del suelo no son consideradas, haciendo esta suposición bastante conservadora. Para diseño, la distribución de la resistencia de tensión a lo largo del Nail se puede simplificar como se muestra en la figura No 7.69. La resistencia de tensión del Nail crece con una inclinación constante Q (igual a la resistencia de diseño a la extracción), alcanzando un valor máximo igual a la resistencia de diseño del tendón del Nail, T_N , y entonces disminuye con una declinación Q hasta un valor igual a la resistencia de diseño en la cabeza del Nail, T_F (la cual se definió en las secciones anteriores del documento).

Figura No 7.69: Distribución supuesta para el diseño de la longitud del Nail



Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

Dónde:

$T_F = \phi_F \phi T_{FN}$ = Resistencia de diseño en la cabeza del Nail

$Q = \phi_Q Q_e$ = Resistencia de diseño a la extracción del Nail.

$T_N = \phi_N \phi T_{NN}$ = Resistencia de diseño en el tendón del Nail

Como se mostró anteriormente, la resistencia de diseño para cada uno de los Nails varía en función de la ubicación a lo largo de la longitud de éste. La resistencia del Nail para diferentes zonas se calcula con ayuda de la tabla No 7.28.

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

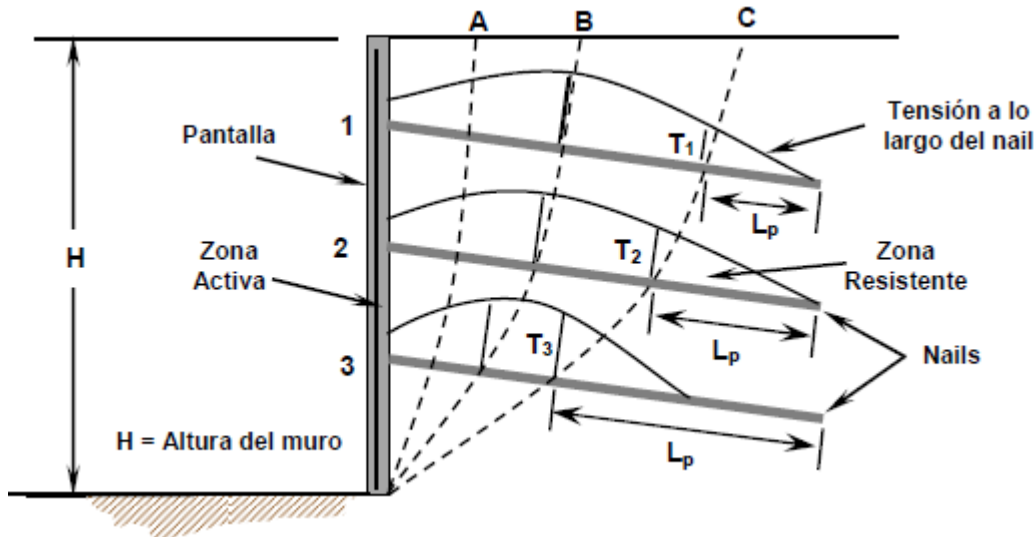
Tabla No 7.28: Resistencia de diseño para diferentes zonas del Nail

RESISTENCIAS DE DISEÑO PARA DIFERENTES ZONAS DE NAIL		
ZONA A	ZONA B	ZONA C
$X=T_F+Q(x)$	$B=T_N$	$Y=Q(y)$

Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

El cálculo de la resistencia a la tensión del Nail a una distancia x o y de la longitud del Nail, sirve para encontrar la contribución de la resistencia de cada uno de los Nails ante una superficie de falla situada a dicha distancia. La figura No 7.70 muestra que la contribución de las fuerzas de tensión a la estabilidad global varía de Nail a Nail. Por lo general, la contribución a la estabilidad de cada Nail depende de la ubicación de la intersección de la superficie de falla y el Nail. La ubicación de la superficie de falla determina la longitud de soporte (L_p) del Nail. Por ejemplo, en figura No 7.70 la contribución a la estabilidad del Nail superior, T_1 en la parte superior del muro no es significativa porque la longitud del Nail detrás de la superficie de falla es insuficiente para desarrollar la capacidad máxima de extracción del Nail. Las contribuciones de fuerza de los Nails inferiores, T_2 y T_3 son relativamente grandes, ya que las longitudes de extracción de estos Nails son más grandes que las longitudes de los Nails en la parte superior del muro.

Figura No 7.70: Movilización de las fuerzas a lo largo de la longitud del nail.



Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

De la figura anterior si la superficie de falla pasa en la zona final del nail (superficie de falla C), entonces se dice que la falla por extracción del Nail controla, mientras que si la superficie de falla pasa donde la fuerza de tensión es mayor (superficie de falla B) se dice que controla la falla por fluencia del Nail y finalmente si la superficie de falla pasa cerca de la cabeza del Nail (superficie de falla A), se dice que la falla que controla es la menor de los modos de fallas de la cabeza.

Unión Suelo - Grout

La construcción económica de un muro Soil Nailing es altamente dependiente de una habilidad para desarrollar una adecuada adherencia entre la interfaz grout-suelo. Resistencias bajas de extracción requerirán longitudes de Nails similares a la altura del muro y/o diámetros de perforación más grandes para proporcionar una resistencia de extracción más alta por unidad de longitud del nail. Los factores que ejercen un mayor control en la resistencia última de adherencia que pueden darse en la interfaz suelo-Nail incluyen las características de suelo (plasticidad, resistencia, distribución y tamaño de las partículas del suelo), el método de perforación, el método de remoción del suelo producto de los cortes y la presión de inyección. Si existe una adherencia inadecuada y longitudes convencionales de instalación de Nails, entonces puede ocurrir la falla por extracción o arrancamiento.

Unión Grout-tendón

Para barras de refuerzo corrugado y barras con rosca continua usadas en los tendones de los Nails, la unión entre el grout y tendón del Nail es principalmente el resultado de una integración mecánica, en la cual el grout moviliza su resistencia al corte contra las deformaciones y salientes de la barra, lo que propicia que la resistencia a la rotura del tendón pueda desarrollarse dentro de una longitud corta de empotramiento en el grout (por ejemplo, de 12 a 15 diámetros de barra).

13. Estabilidad Global

Al igual que en otras estructuras de retención o estabilización de taludes, es necesario aplicar las teorías clásicas de estabilidad global de dicha estructura.

Determinación de la relación de fuerzas resistentes y actuantes (R/L)

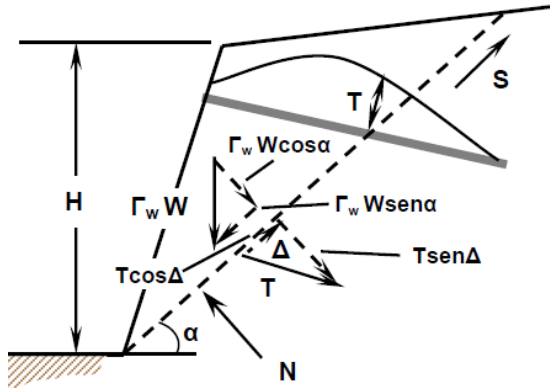
La figura No 7.71 muestra un muro con un solo Nail para examinar la manera en que el refuerzo incrementa la relación de resistencia global y las cargas actuantes (R/L) o la estabilidad del bloque deslizante de suelo. Dicha relación puede ser determinada por el diagrama de cuerpo libre o el diagrama de fuerzas del muro.

El efecto del refuerzo del Nail es mejorar la estabilidad de dos maneras:

- a) Aumentando la fuerza normal y por lo tanto la resistencia al cortante a lo largo de la superficie de deslizamiento en los suelos friccionantes.
- b) Reduciendo las fuerzas actuantes a lo largo de la superficie de deslizamiento en suelos friccionantes y cohesivos como se describe en la siguiente ecuación para encontrar la relación de resistencia global y las cargas actuantes (R/L) para un muro con un solo nivel de Nails:

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Figura No 7.71: Determinación de factor de seguridad para un nivel de Nail por falla plana.



Donde la relación de resistencia global y fuerzas actuantes se calcula como:

$$(R/L) = \frac{\text{fuerzas resistentes}}{\text{fuerzas actuantes}}$$

$$(R/L) = \frac{S}{(\Gamma_w W \text{sen} \alpha - T \text{cos} \Delta)}$$

Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

De la figura anterior se tiene que:

$$S = \phi_c c_u L + N \phi_\phi \tan \phi \rightarrow N = \Gamma_w W \text{cos} \alpha + T \text{sen} \Delta$$

Por lo tanto, la relación (R/L) se calcula de la siguiente manera:

$$R/L = \frac{\phi_c c_u L + (\Gamma_w W \text{cos} \alpha + T \text{sen} \Delta) \phi_\phi \tan \phi}{\Gamma_w W \text{sen} \alpha - T \text{cos} \Delta}$$

Dónde:

Δ = Ángulo de inclinación entre el Nail y la superficie de falla (°)

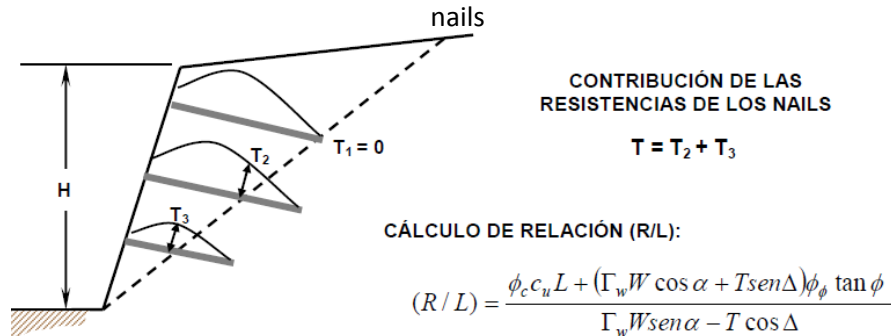
Γ_w = Factor de carga por peso volumétrico (por unidad de peso)

Para muros con múltiples niveles de Nails, la relación de fuerzas resistentes y fuerzas actuantes (R/L) se puede calcular utilizando superficies diferentes a las fallas planas (por ejemplo fallas circulares, falla tipo espiral logarítmica, superficie bilineal, etc.), las cuales son seleccionadas para el análisis del estado límite de equilibrio por su grado de precisión.

El análisis para la determinación de la relación (R/L) para muros con múltiples niveles de Nails es similar al de un solo nivel (mostrado en la figura No 7.71), exceptuando que la resistencia de diseño del Nail (T) es ahora la suma de las contribuciones de la resistencia de tensión de la longitud del Nail que todavía queda detrás de la superficie de falla como se muestra en la figura No 7.72. Mientras que si la longitud total del Nail queda delante de la superficie de falla, éste no contribuye a la estabilidad del sistema.

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Figura No 7.72: Determinación de la relación R/L por falla plana para un muro con múltiples

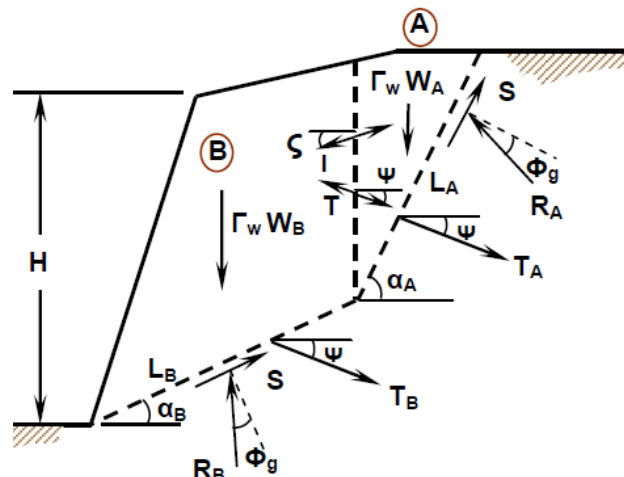


Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

Un análisis de equilibrio límite más preciso para esta configuración de muro puede ser realizado con el uso de Software de computadoras para determinar las longitudes reales de los Nails, que son requeridas por obtener una relación (R/L) mayor o igual de **1.00** (vea Byrne y Porterfield, 1998). Pero si se desea corroborar los resultados obtenidos por dicho soporte (Software) o si no se cuenta con éste, se puede hacer uso de un análisis simplificado realizado en forma manual, el cual aproxima la falla circular de deslizamiento con una falla bilineal (como se muestra en la figura No 7.73).

En el análisis bilineal las resistencias T_A y T_B son todas las resistencias que contribuyen a estabilizar la superficie **A** (superficie superior con un ángulo α_A con una longitud de falla L_A) y **B** (superficie inferior con un ángulo α_B con una longitud de falla L_B), respectivamente. Mientras que el valor de T es la contribución de la resistencia generada por la falla vertical en la intersección de las superficies de falla A y B.

Figura No 7.73: Análisis para determinar la relación R/L por falla bilineal.



Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

La ecuación para calcular la **relación (R/L)** se desarrolla realizando un equilibrio de fuerzas en ambas direcciones y luego se deben combinar (Para mayor detalle de este proceso refiérase al documento elaborado por R. J. Byrne, D. Cotton y J. Porterfield, FHWA SA-96-069R).

Esta ecuación es iterativa, ya que se debe dar valores al ángulo interno de reacción entre los bloques (ζ) como se muestra en la figura No 7.73, para obtener el valor más bajo de la relación de fuerzas resistentes y fuerzas actuantes (R/L).

$$\begin{aligned} & \left[1 + \tan(\zeta) \tan(\alpha_A - \phi_\xi) \right] \left[\frac{\{-\Gamma_w W_B - (T_B + T) \text{sen}(\psi) + \phi_c c_u L_B \text{sen}(\alpha_B) / (R/L)\} \tan(\alpha_B - \phi_\xi)}{+(T_B + T) \cos(\psi) + \phi_c c_u L_B \cos(\alpha_B) / (R/L)} \right] \\ & = \left[1 + \tan(\zeta) \tan(\alpha_B - \phi_\xi) \right] \left[\frac{\{\Gamma_w W_A + (T_A - T) \text{sen}(\psi) - \phi_c c_u L_A \text{sen}(\alpha_A) / (R/L)\} \tan(\alpha_A - \phi_\xi)}{-(T_A - T) \cos(\psi) - \phi_c c_u L_A \cos(\alpha_A) / (R/L)} \right] \end{aligned}$$

Dónde:

$$\phi_g = \tan^{-1} \left(\frac{\phi_\phi \tan \phi}{R/L} \right)$$

W_A, W_B = Peso del bloque A y B de suelo dentro de la falla (kN/m)

L_A, L_B = Longitud del bloque A y B a lo largo de la superficie de falla respectivamente (m)

L = Longitud máxima del Nail (m)

(R/L) = Relación de fuerzas resistentes a fuerzas actuantes

ϕ_g = Ángulo de inclinación de la fuerza de reacción (°)

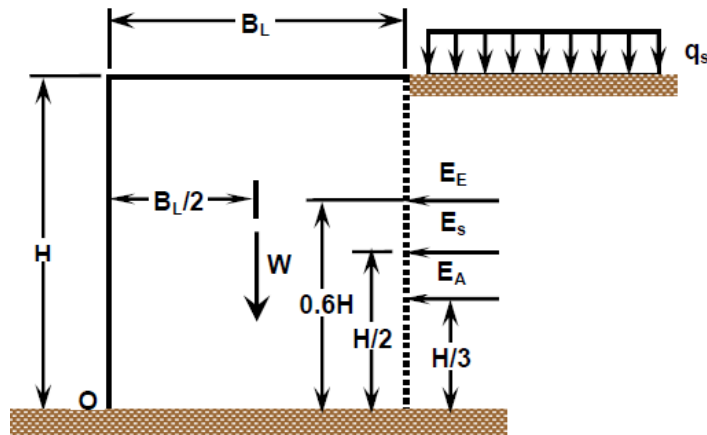
ψ = Ángulo de inclinación de los Nails (°)

14. Estabilidad por deslizamiento y capacidad de carga

Consideraciones de carga y de geometría

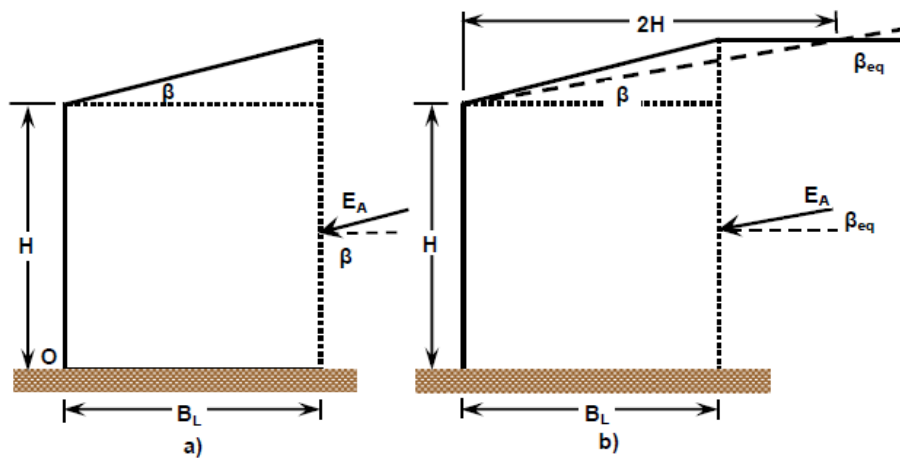
Cabe destacar dentro de algunas consideraciones, que de acuerdo a las fuerzas que estén involucradas en este análisis (sobrecargas, cargas puntuales, dinámicas causadas por el peso propio, etc.), estas deberán ser consideradas en el cálculo de la estabilidad por capacidad de carga y también para el cálculo de estabilidad por deslizamiento de acuerdo a su ubicación. En la figura No 7.74 se observa este caso cuando actúa una sobrecarga en la parte superior del muro (q_s), una carga lateral causada por un evento sísmico (E_E) y otra por sobrecarga ($E_{SOBRECARGA}$), así como las cargas generadas por el peso propio del suelo que está siendo reforzado (W) y el empuje activo (E_A) del suelo.

Figura No 7.74: Influencia de sobrecarga en el bloque de suelo reforzado.



Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

Figura No 7.75: Influencia de la inclinación de la parte superior del muro en el empuje.



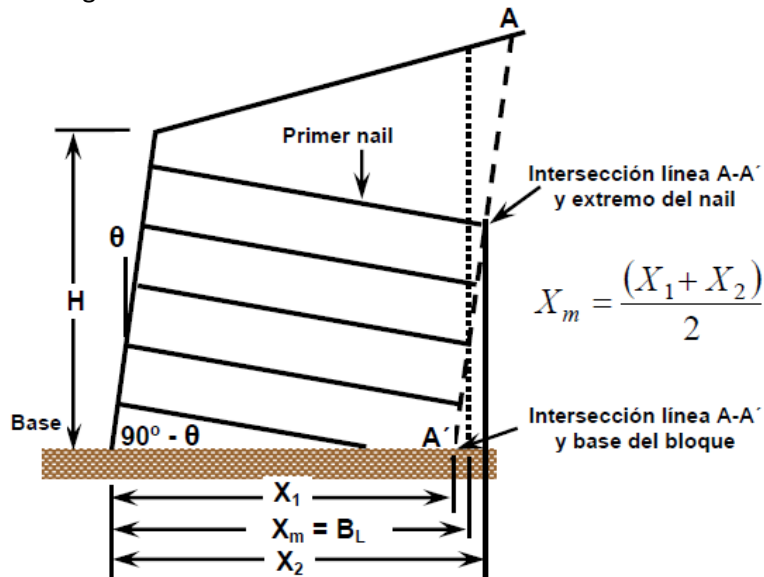
Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

Otro aspecto importante a tener en cuenta es la geometría del muro o talud a reforzar con el método del Soil Nailing, tal como la inclinación de la parte superior del mismo, ya que dependiendo de su inclinación y geometría así será su análisis para la estabilidad por deslizamiento y por capacidad de carga. En la figura 7.75a se muestra un talud con la parte superior inclinada en un ángulo β y de longitud infinita, mientras que en la figura No 7.75b se muestra un talud quebrado en la parte superior e inclinado en un ángulo β . Para este último caso la presión o empuje debe analizarse con un ángulo equivalente β_{eq} , cuyo cálculo se muestra en la sección de análisis de estabilidad por deslizamiento.

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Otra consideración importante a tener presente es cuando el muro posee una cara que no es totalmente vertical, sino que tiene una inclinación “ θ ” con respecto a la vertical (ver figura No 7.76). En este caso, para definir la base del bloque reforzado (BL) para el análisis de estabilidad por deslizamiento y por capacidad de carga hay que formar una línea paralela a la cara del muro (A-A’), que esté ubicada en el extremo final del primer nail y que toca la base del muro. Cuando esto sucede, la coordenada horizontal se conoce como “ X_2 ”. En el extremo del primer nail en la intersección de la línea A-A’ se hace una proyección vertical que intercepta la base del muro y cuya coordenada horizontal se conoce como “ X_1 ”. Entonces el ancho de la base del bloque de suelo ($X_m = B_L$) estará definido por el promedio de X_1 y X_2 , respectivamente.

Figura No 7.76: Muro con inclinación en su cara frontal

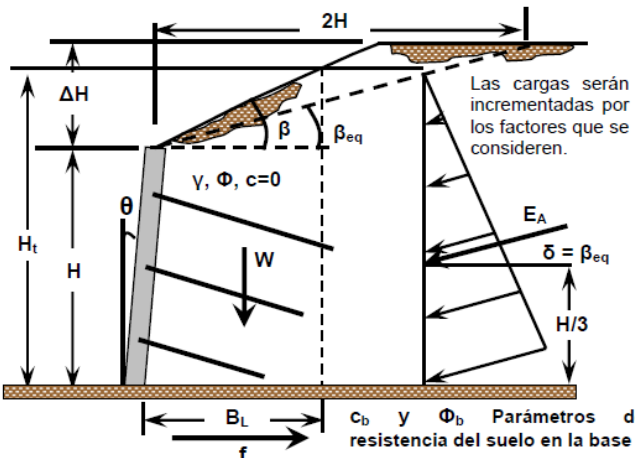


Fuente: G. Figueroa et al (2011), “Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador”, Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

En las tablas No 7.29 y 7.30 se analiza la estabilidad por deslizamiento y la estabilidad por capacidad de carga, respectivamente, en donde el ancho del bloque es fundamental para el desarrollo de los cálculos.

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Tabla No 7.29: Análisis de Estabilidad por deslizamiento

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD POR DESLIZAMIENTO (BYRNE, 1998; DAS, 1998, AASHTO LRFD, 2005)	
<p>Este tipo de estabilidad considera la habilidad del muro Soil Nailing para resistir el deslizamiento de la masa de suelo a lo largo de la base del sistema retenido en respuesta a las presiones laterales del suelo detrás de los nails. La falla por deslizamiento puede ocurrir cuando presiones de tierra laterales adicionales, movilizadas por la excavación, exceden la resistencia al deslizamiento a lo largo de la base del sistema.</p> <p>Los conceptos para el análisis de estabilidad contra deslizamiento son similares a los utilizados para estructuras de retención de gravedad, es decir, utilizando las teorías de Rankine o Coulomb. Una vez más, el sistema es considerado como un bloque rígido al cual el suelo le aplica fuerzas laterales justamente detrás de la zona retenida o reforzada. El bloque rígido es definido por una superficie horizontal a través de la base del muro que se extiende hasta detrás de los nails, tal como se especificó anteriormente. Luego, se relacionan las fuerzas resistentes y las fuerzas actuantes.</p> <div style="text-align: center; margin: 10px 0;"> $H_t = H + (B_L + \tan \theta) \tan \beta_{eq}$ </div>  <p style="text-align: center; margin-top: 10px;">c_b y Φ_b Parámetros de resistencia del suelo en la base</p>	<p>De acuerdo a la figura anterior:</p> <p>Para talud infinito: $\beta = \beta_{eq}$ y Para talud quebrado: $\beta_{eq} = \tan^{-1} \left(\frac{\Delta H}{2H} \right)$</p> <p>Donde β es la inclinación del relleno del muro o zona reforzada y β_{eq} es la inclinación equivalente de dicho relleno.</p> <p>Las fuerzas horizontales que resisten al deslizamiento (FR) son las siguientes:</p> $\Sigma FR = c_{b1} B_L + \Sigma FV \tan \phi_b$ $\Sigma FR = c_{b1} B_L + (\Gamma_{EV} W + \Gamma_{EH} E_A \sin \delta) \tan \phi_b$ $\Gamma_{EH} = 1.50 ; \Gamma_{EV} = 1.00$ <p>Donde ϕ_b representa el ángulo de fricción interna del suelo de la base y de la zona reforzada y c_{b1} es la cohesión efectiva del suelo en la base, basándose en la cohesión c_b. El otro valor de δ es el ángulo de fricción entre las superficies de suelo en contacto detrás el muro. El ancho del bloque de suelo reforzado está definido por B_L.</p> $c_{b1} = (1/3 a 2/3) c_b \text{ y } \delta = \beta \text{ ó } \beta_{eq}$ <p>La fuerza horizontal actuante (FA) que genera una acción de deslizamiento es la componente horizontal del empuje activo:</p> $\Sigma FA = \Gamma_{EH} E_A \cos \delta = \Gamma_{EH} E_A \cos \beta_{eq}$ <p>En donde el empuje activo E_A se calcula de acuerdo al tipo de suelo que se pretende reforzar (γ, Φ). Para el caso de nuestra figura el empuje es el siguiente:</p> $E_A = \frac{1}{2} K_A \gamma H_t^2$ <p>Donde K_A es el coeficiente activo de presión de tierras, H_t es la altura efectiva del muro en la cual actúa el diagrama de presión.</p> <p>Entonces:</p> $\phi_d \Sigma FR \geq \Sigma FA ; \phi_d = 1.0 \text{ AASHTO LRFD Sec10.5}$ <p>El valor del factor de resistencia para deslizamiento Φ_d es igual a 1 porque se analizan dos superficies de suelo en contacto.</p>

Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

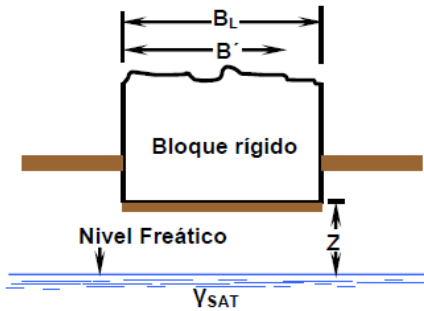
CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Tabla No 7.30: Análisis de Estabilidad por capacidad de carga

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD POR CAPACIDAD DE CARGA (BYRNE, 1998; DAS, 1998, SECCIÓN 4 AASHTO)	
<p>En muros Soil Nailing se debe considerar que la masa de suelo reforzada es un bloque único, es decir, debe tratarse como un muro de este tipo, habiendo tomado en cuenta las condiciones de carga y geometría que se detallaron anteriormente.</p> <div style="text-align: center;"> </div> <p>El uso de los factores "Γ" dependerá del tipo de carga (sismo, sobrecarga, carga vertical, horizontal, etc.)</p> <p>En donde a partir del equilibrio de fuerzas verticales encontramos que la resultante es igual al peso de suelo que representa la masa de reforzada "W" multiplicada por un factor de carga vertical ΓEV:</p> $R_V = \Gamma_{EV} W ; \Gamma_{EV} = 1.35$ <p>Posteriormente, al realizar un equilibrio de momentos, que es la diferencia de los momentos resistentes "MR" y los momentos actuantes "MA", generado por el empuje activo y luego relacionándola con la resultante de las fuerzas verticales "RV" podemos encontrar la posición de dicha resultante "X0".</p> $X_0 = \frac{\sum M_R - \sum M_A}{R_V} = \frac{\Gamma_{EV} W \frac{B_L}{2} - \Gamma_{EH} E_A Y}{\Gamma_{EV} W} ; \Gamma_{EH} = 1.50$ <p>Se calcula el ancho efectivo B' y el valor de carga máxima "qmax":</p> $B' = 2X_0 ; q_{max} = \frac{R_V}{B'} = \frac{R_V}{2X_0}$	<p>El cálculo de la capacidad de carga se realiza utilizando la ecuación siguiente que se presenta en la sección 4.4.7.1.1 de la "AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges", la cual es una modificación de la ecuación basada en las teorías de Terzaghi y Meyerhof.</p> $q_{ult} = cN_c s_c b_c i_c + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma b_\gamma i_\gamma + q N_q s_q b_q i_q$ <p>En donde los valores "N" son factores de capacidad de carga, los valores de "s" son factores de forma, los valores "b" son factores de inclinación de la cimentación o base y los valores "i" se deben a la inclinación de las cargas. Dichos factores se calculan en función de las contribuciones necesarias para el cálculo de la capacidad de carga, las cuales son: cohesión (c), peso volumétrico del suelo que está siendo reforzado (γ) y sobrecargas (q).</p>
FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA (Nc, Nγ, Nq), TABLA 4..	
<p>Estos factores son adimensionales que están únicamente en función del ángulo de fricción del suelo "φ" y se calculan para las tres contribuciones antes mencionadas de la manera siguiente:</p> $N_c = (N_q - 1) \cot \phi ; N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi ; N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \tan \phi}$	
<p>En el caso del Soil Nailing, la contribución de sobrecarga se elimina, ya que en cimentaciones superficiales comunes (zapatas) esta contribución está relacionada con la carga que el terreno ejerce sobre la base de la cimentación y en el Soil Nailing, no se considera una cimentación enterrada, haciendo inexistente esta carga. (ver valores calculados en la tabla 4.24)</p>	
FACTORES DE FORMA (sc, sγ, sq)	
<p>Estos factores están relacionados con la forma de la cimentación.</p> $s_c = 1 + \frac{BN_q}{LN_c} ; s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L} ; s_q = 1 + \frac{B}{L \tan \phi}$ <p>En el caso de los muros Soil Nailing o cualquier otra estructura de retención, el análisis de la fundación se realiza considerando que es una cimentación corrida. Bajo esta consideración, la relación entre el ancho de la cimentación y su longitud tiende a cero (BL/L → 0), por lo tanto el segundo término de cada una de las ecuaciones de los factores de forma se convierte en cero, lo que origina que los factores de forma tengan un valor de "1".</p> $s_c = s_\gamma = s_q = 1$	

Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

FACTORES POR INCLINACIÓN DE LA BASE (b_c, b_γ, b_q)	
<p>Estos factores están relacionados con la inclinación de la cimentación y se calculan con las siguientes expresiones:</p> $b_c = b_\gamma - \frac{(1-b_\gamma)}{N_c \tan \phi}; \phi > 0^\circ; \quad b_c = 1 - \left[\frac{2\omega_2}{(\pi + 2)} \right]; \quad \phi = 0^\circ;$ $b_q = b_\gamma = (1 - \omega_2 \tan \phi)^2$ <p>Dado que en los muros Soil Nailing, la base de su fundación se considera plana sin inclinación ($\omega_2 = 0$), entonces esos valores son equivalentes a "1".</p> $b_c = b_\gamma = b_q = 1$	<p>En la figura se observa la ubicación del nivel freático bajo la base de un muro Soil Nailing a una profundidad "z", en donde la sobrecarga de suelo no se considera como en las cimentaciones comunes (zapatas).</p>  <p style="text-align: center;"> B_L B' Bloque rígido Nivel Freático z γ_{SAT} </p>
FACTORES POR INCLINACIÓN DE LA CARGA (i_c, i_γ, i_q)	
<p>Estos factores tienen que ver con la inclinación de las cargas actuantes en el muro y se calculan con las siguientes expresiones:</p> $i_c = i_q = \left(1 - \frac{\psi_1}{90^\circ} \right)^2; \quad i_\gamma = \left(1 - \frac{\psi_1}{\phi} \right)^2; \quad \psi_1 = \tan^{-1} \left(\frac{E_{AH}}{R_V} \right)$ <p>Donde "E_{AH}" es la componente horizontal del empuje activo y "ψ_1" es la relación entre la componente horizontal del empuje y la resultante de las fuerzas verticales "R_V".</p> <p>Luego de haber establecido los factores de forma, carga, inclinación de base e inclinación de la carga y utilizando el ancho efectivo de la zona de suelo reforzada (B'), la ecuación para calcular la capacidad de carga última se modifica de la siguiente manera:</p> $q_{ult} = cN_c s_c i_c + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma \rightarrow q_{max} \leq \phi_q q_{ult}$ <p>En donde "ϕ_q" es un factor de resistencia para capacidad de carga.</p>	<p>En el caso que $B' \geq z$, entonces el factor del peso volumétrico del suelo "γ" de la ecuación de capacidad de carga debe reemplazarse por el factor "γ_1", el cual se calcula con la siguiente fórmula:</p> $\gamma_1 = \gamma + \frac{z}{B} (\gamma - \gamma')$ <p>Donde "B" está representado por el ancho efectivo B' y el peso volumétrico sumergido (γ') se calcula restando al peso volumétrico saturado del suelo (γ_{sat}) el peso volumétrico del agua (γ_w):</p> $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$ <p>Cuando $z > B'$ entonces el nivel freático está muy abajo y el agua no afectará la capacidad de carga última:</p> $\gamma_1 = \gamma$ <p>Entonces, la capacidad de carga última queda definida así:</p> $q_{ult} = cN_c s_c i_c + \frac{1}{2} \gamma_1 B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$ <p>Luego se verifica que:</p> $q_{max} \leq \phi_q q_{ult}; \quad \phi_q \text{ (AASHTO LRFD sec.10.5)}$
MODIFICACIÓN DE LA ECUACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA POR NIVEL FREÁTICO	
<p>Las ecuaciones anteriores se desarrollaron para determinar la capacidad de carga última basándose en que el nivel de agua freática se encuentra muy debajo de la cimentación del muro. Sin embargo, si el nivel freático está cerca de la base del muro, es necesario modificar las ecuaciones de capacidad de carga, dependiendo de la ubicación del nivel freático.</p>	

Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

15. Estabilidad por volteo

La estabilidad por volteo se evalúa de acuerdo a los planteamientos del LRFD, los cuales establecen que las cargas verticales resistentes (peso de la masa de suelo retenida) serán afectadas por un factor de carga de **1.00**, con excepción de la componente vertical del empuje activo, la cual se verá afectada por el factor de carga correspondiente. El motivo para utilizar un factor de carga de **1.00** es para evitar incrementar las fuerzas que contribuyen a la estabilidad y resistencia del muro, siendo conservador en el análisis y optando por la seguridad. En lo que respecta a las fuerzas desestabilizadoras, los factores de carga a aplicar siempre deben ser mayores que la unidad. Todo esto se realiza con el fin de asegurarse que la resistencia de diseño sea mayor que la resistencia requerida, habiendo considerado los factores de carga y de resistencia necesarios.

Por otra parte, se deberá calcular la excentricidad crítica de la resultante (e), en base a los momentos resistentes y los momentos actuantes desestabilizadores, aplicando las consideraciones mencionadas en el párrafo anterior. La excentricidad crítica deberá ser menor o igual que la cuarta parte del ancho de la base del bloque de la masa de suelo reforzada por los nails ($BL/4$) para que cumpla con la estabilidad contra el volteo (Byrne, Porterfield, 1998).

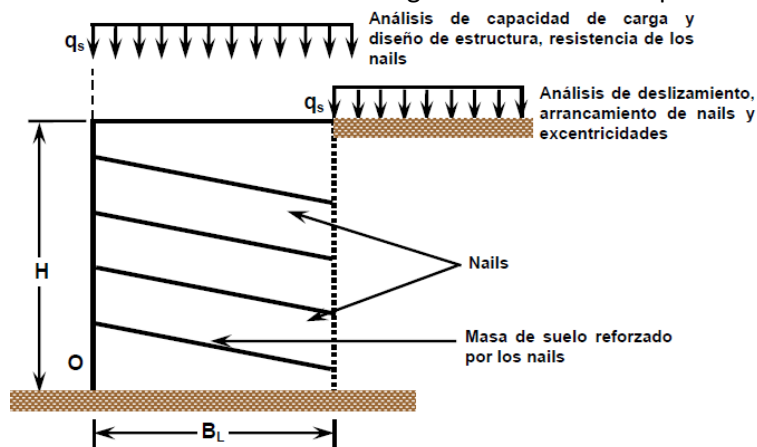
Dicho lo anterior, retomamos las siguientes expresiones:

$$X_o = \frac{\Sigma M_R - \Sigma M_A}{R_V} \quad \gamma \quad e = \frac{B_L}{2} - X_o \leq \frac{B_L}{4}$$

Comentarios sobre el análisis de sobrecargas de suelo y transitorias

Cuando sea necesario considerar la sobrecarga (q_s), la fuerza mayorizada debida a la sobrecarga generalmente se incluye sobre la masa de suelo reforzada del soil nailing solamente con fines de evaluar la capacidad de carga de la estructura o para el diseño de la misma (ver figura No 7.77). Esta sobrecarga de suelo no se incluye en el análisis de deslizamiento u otros mecanismos de falla para los cuales ésta sobrecarga representan una contribución a la resistencia.

Figura No 7.77: Influencia de sobrecarga de suelo en el bloque reforzado



Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

que genera un empuje adicional que contribuye a las fuerzas desestabilizadoras en el sistema. El

factor de carga correspondiente a las sobrecargas de suelo es igual tanto para solicitaciones verticales como para las solicitaciones horizontales ($\Gamma_{ES}=1.50$).

Cuando se trate de sobrecargas transitorias (sobrecargas vivas), deberá utilizarse el mismo principio de las sobrecargas de suelo, con la condición que ahora el factor de carga por sobrecarga no será de **1.50**, sino que de **1.75** ($\Gamma_{LS}= 1.75$), respectivamente, considerando que el factor de mayorización de carga es igual para las solicitaciones en cada dirección (vertical y horizontal) (sección 11.5.5 de AASHTO LRFD, 2005).

16. Análisis de estabilidad externa por sismo

Consideraciones sísmicas en el análisis de estabilidad por deslizamiento

Cuando se analiza la estabilidad contra el deslizamiento de un muro Soil Nailing bajo cargas sísmicas, el empuje activo total combinado (EAE) generado durante un terremoto debido a las presiones de tierra detrás del bloque de suelo reforzado debe ser considerado. Esta fuerza o empuje surge como resultado de la combinación de las presiones laterales de tierra activas tanto estáticas como dinámicas que son inducidas por las fuerzas inerciales que ocurren en el bloque del suelo reforzado. Cuando se considera el equilibrio en el análisis de estabilidad contra el deslizamiento, este empuje incrementado por la acción del sismo debe ser considerado.

Los empujes laterales de tierra, incluyendo los efectos sísmicos, pueden ser evaluados utilizando la teoría de Mononobe – Okabe, la cual es una extensión de la teoría de Coulomb que aquí se mencionó. La teoría de Mononobe – Okabe establece las siguientes asunciones:

- El empuje activo total actúa detrás del muro.
- El muro y el bloque de suelo reforzado son considerados como un bloque rígido, lo que indica que la aceleración del suelo es transmitida totalmente al sistema.
- El movimiento del muro induce presiones activas de tierra detrás del bloque (el suelo detrás del sistema del soil nailing "cede").
- El suelo detrás del muro Soil Nailing es drenado (las presiones de poro excesivas y los efectos hidrodinámicos no son considerados, lo que es típico para este tipo de muros).

De acuerdo a Lazarte y Elías (2003), una forma más general de expresar el empuje activo total o combinado detrás del sistema de suelo reforzado se consigue mediante la utilización de la siguiente expresión:

$$E_{AE} = \frac{1}{2} \gamma H_i^2 K_{AE} (1 - k_v) \left\{ 1 + \frac{2q_s}{\gamma H} \left[\frac{\cos \theta}{\cos (\beta - \theta)} \right] \right\}$$

La ecuación anterior expresa la suma del empuje activo gravitacional con el empuje debido a la acción sísmica, por lo que el empuje sísmico (E_E) se logra obtener de la resta del empuje activo combinado y el empuje activo gravitacional.

$$E_{AE} = E_A + E_E \Rightarrow E_E = E_{AE} - E_A$$

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

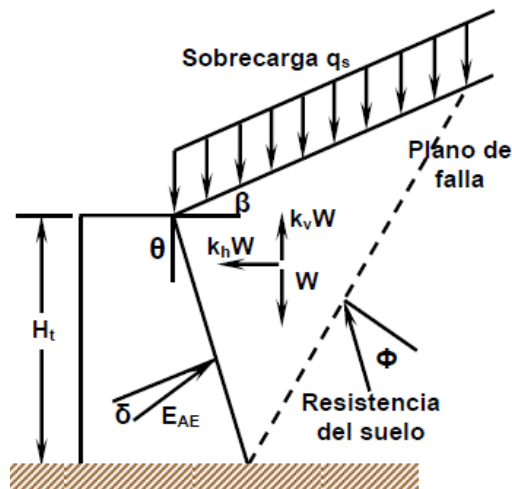
En el caso de un muro común (ver figura No 7.78) la ecuación para calcular el coeficiente de presiones activas totales (K_{AE}) utilizando Mononobe – Okabe es la siguiente:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \omega_1 - \theta)}{\cos\omega_1 \cos^2\theta \cos(\theta + \delta + \omega_1) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta)\text{sen}(\phi - \omega_1 - \beta)}{\cos(\delta + \theta + \omega_1) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2}$$

En donde el ángulo que relaciona los coeficientes sísmicos horizontal y vertical (ω_1) se calcula de la siguiente manera:

$$\omega_1 = \tan^{-1} \left(\frac{k_h}{1 - k_v} \right)$$

Figura No 7.78: Análisis de estabilidad de un muro bajo condiciones de sismo



Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

Selección de los coeficientes sísmicos

De acuerdo a la NORMA TÉCNICA PARA DISEÑO DE CIMENTACIONES Y ESTABILIDAD DE TALUDES DE EL SALVADOR y otras Normativas nacionales para el diseño y construcción, nuestro país está conformado por dos zonas sísmicas, para las cuales está determinado el valor de los coeficientes sísmicos horizontales y verticales. La tabla No 7.22 muestra los valores de los coeficientes sísmicos aplicables a nuestro país.

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Tabla No 7.31: Coeficientes sísmicos

COEFICIENTES PARA DISEÑO POR SISMO (NORMA TÉCNICA PARA DISEÑO DE CIMENTACIONES Y ESTABILIDAD DE TALUDES, EL SALVADOR, 1993.)		
ZONA	COEFICIENTE SÍSMICO HORIZONTAL, k_h	COEFICIENTE SÍSMICO VERTICAL, k_v
I	0.16*	0.0
II	0.12	0.0

Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador". Trabajo de Graduación. Facultad de Ingeniería. UES

Como es sabido, el punto de aplicación del empuje activo gravitacional se ubica a un tercio de la altura del muro detrás de la zona de suelo que está reforzado, mientras que el empuje por sismo se ubica a dos tercios de la altura del muro o a 0.6 veces la altura del Soil Nailing, medida desde la base del mismo.

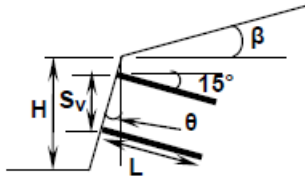
Una vez determinados los coeficientes sísmicos, es importante calcular las fuerzas inerciales que son inducidas al sistema del muro Soil Nailing al momento de ocurrir un evento sísmico. Estas fuerzas sísmicas son aquellas que se deben a la aceleración de la masa de suelo que se encuentra reforzada y se calculan multiplicando el peso de dicha masa de suelo por el coeficiente sísmico horizontal ($F_{inercial} = k_h W$).

Dado que en la práctica el coeficiente sísmico vertical se considera cero (k_v), entonces las fuerzas inerciales en la dirección vertical son omitidas.

CARTAS DE DISEÑO

A7.1 CARTAS PARA EL DISEÑO PRELIMINAR SIMPLIFICADO
DE MUROS SOIL NAILING

Carta 7.1A Para $\beta=0^\circ$

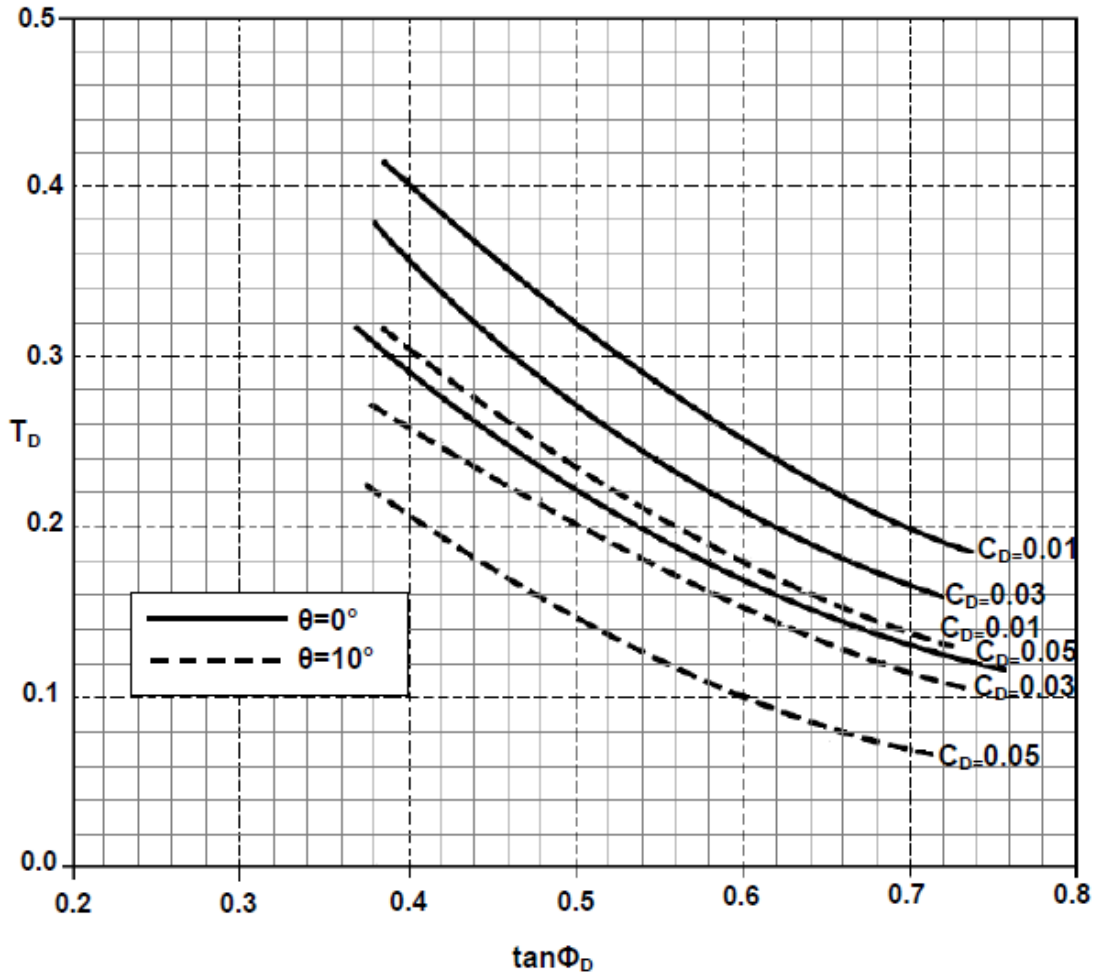


$$\tan \phi_D = \phi_\phi \tan \phi$$

$$C_D = \frac{\phi_C c_u}{\Gamma_w \gamma H}$$

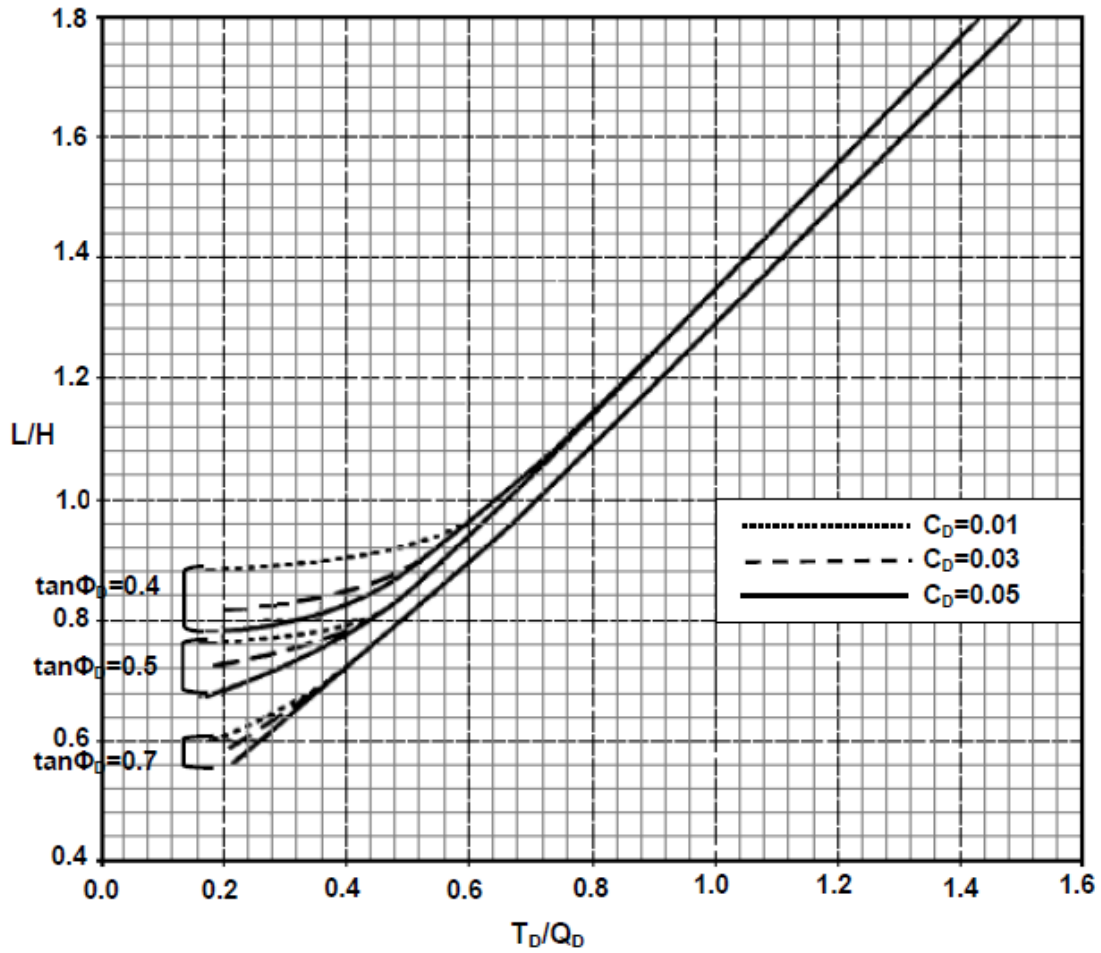
$$Q_D = \frac{\phi_Q Q_e}{\Gamma_w \gamma S_V S_H}$$

$$T_D = \frac{\phi_N T_{NN}}{\Gamma_w \gamma H S_V S_H}$$



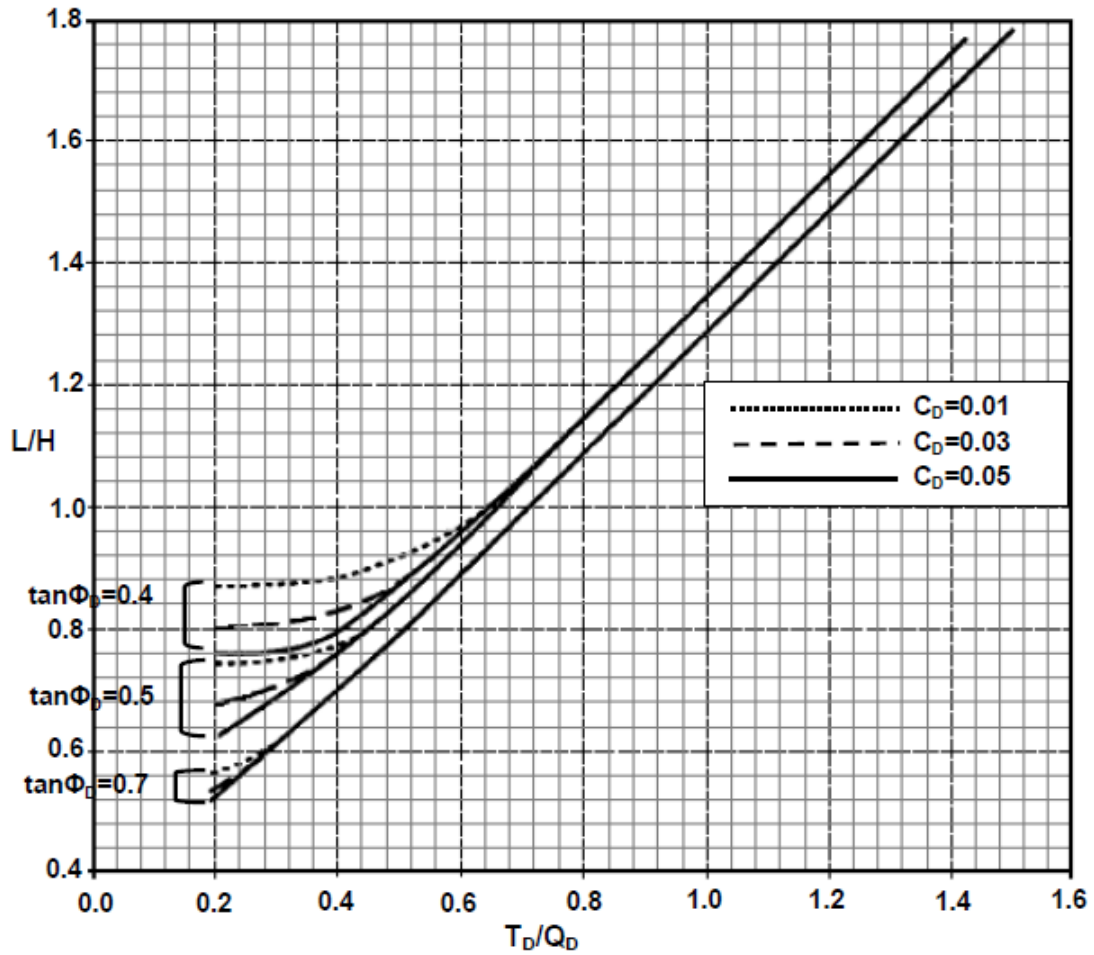
Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

Carta 7.1B para $\beta=0^\circ$ y $\theta=0^\circ$



Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

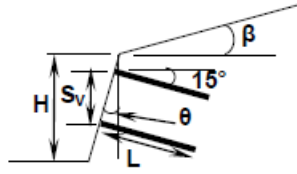
Carta 7.1C para $\beta=0^\circ$ y $\theta=10^\circ$



Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Carta 7.2A para $\beta=10^\circ$

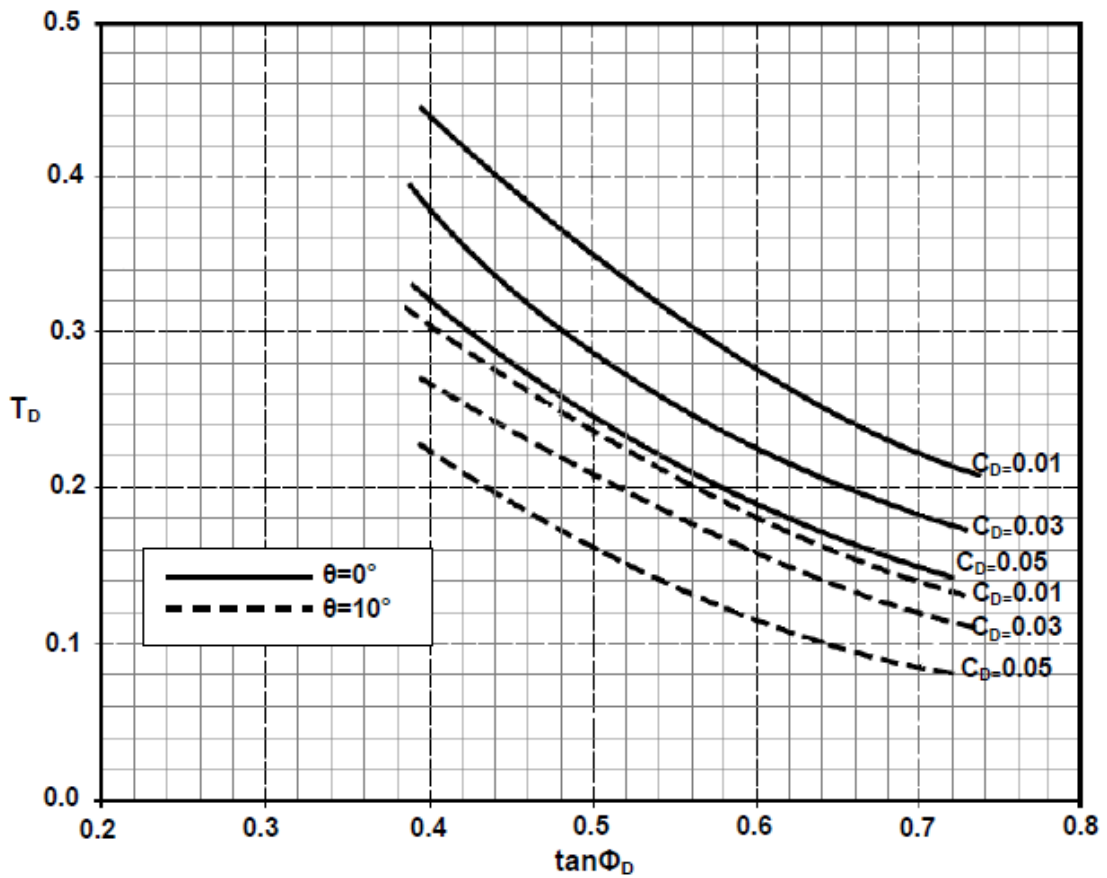


$$\tan \phi_D = \phi_\phi \tan \phi$$

$$C_D = \frac{\phi_C c_u}{\Gamma_w \gamma H}$$

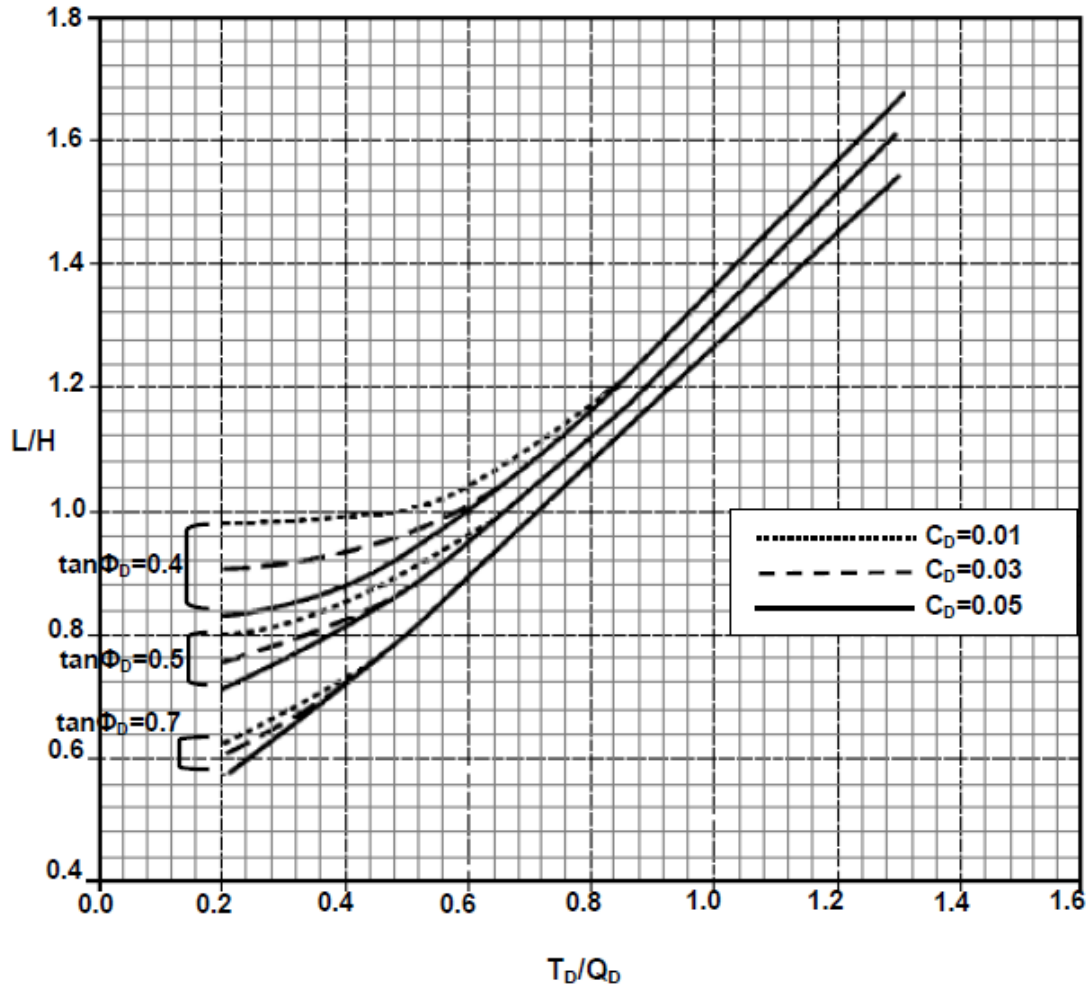
$$Q_D = \frac{\phi_Q Q_e}{\Gamma_w \gamma S_V S_H}$$

$$T_D = \frac{\phi_N T_{NN}}{\Gamma_w \gamma H S_V S_H}$$



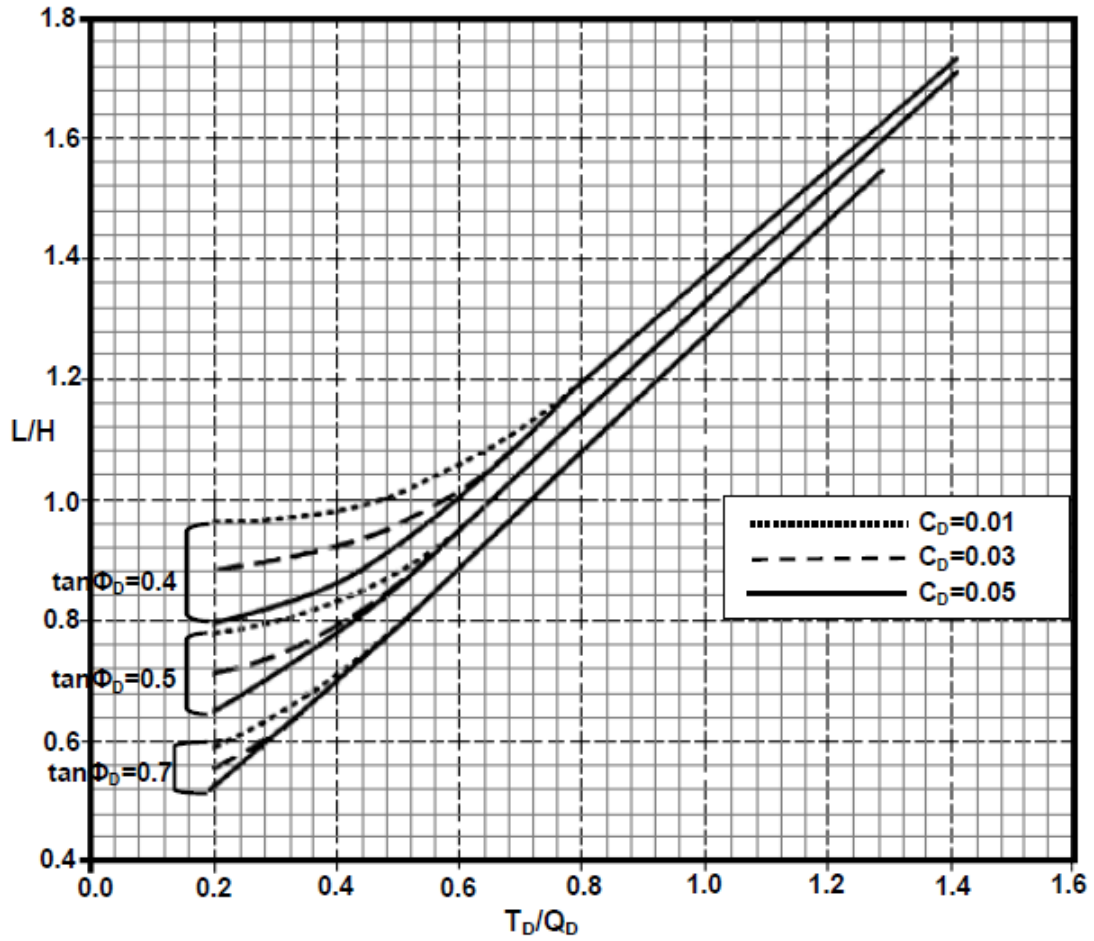
Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

Carta 7.2B para $\beta=10^\circ$ y $\theta=0^\circ$



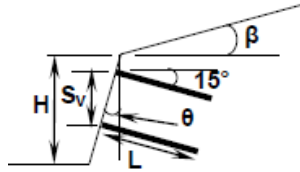
Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

Carta 7.2C para $\beta=10^\circ$ y $\theta=10^\circ$



Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

Carta 7.3A para $\beta=20^\circ$

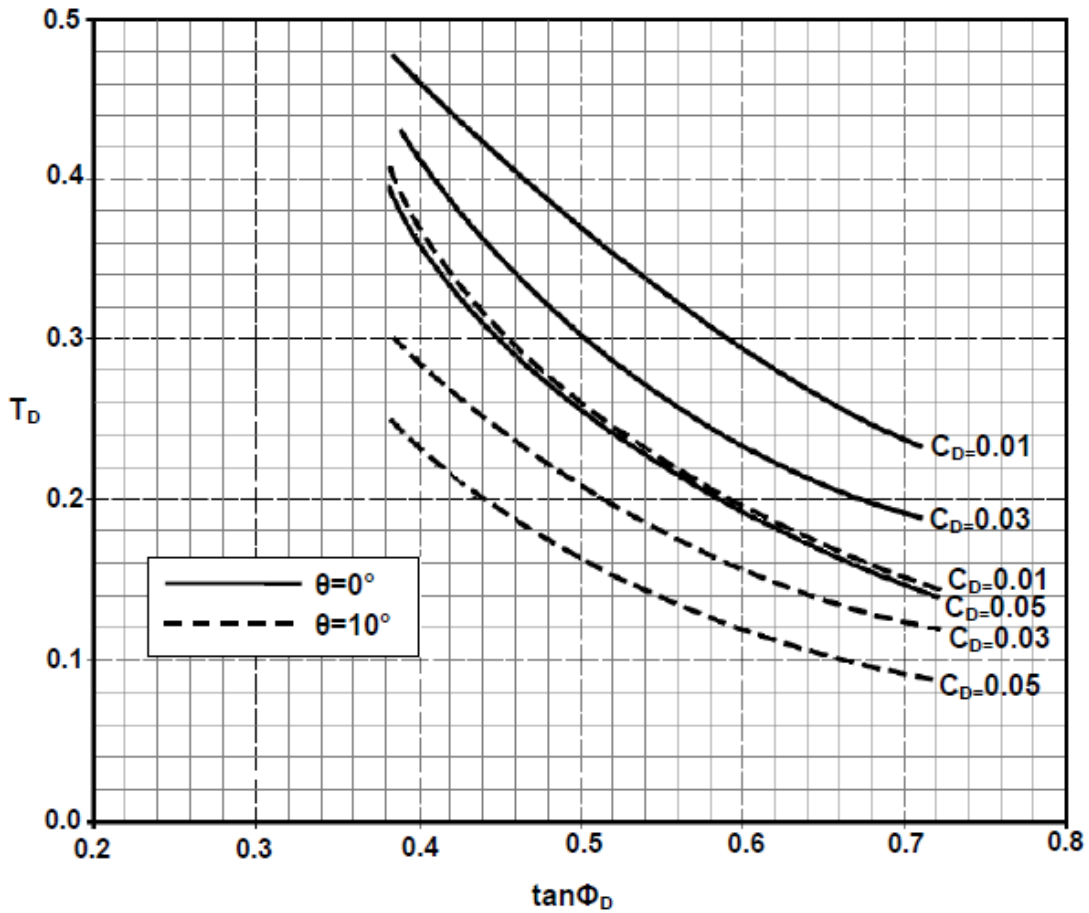


$$\tan \phi_D = \phi_\phi \tan \phi$$

$$C_D = \frac{\varphi_C c_u}{\Gamma_w \gamma H}$$

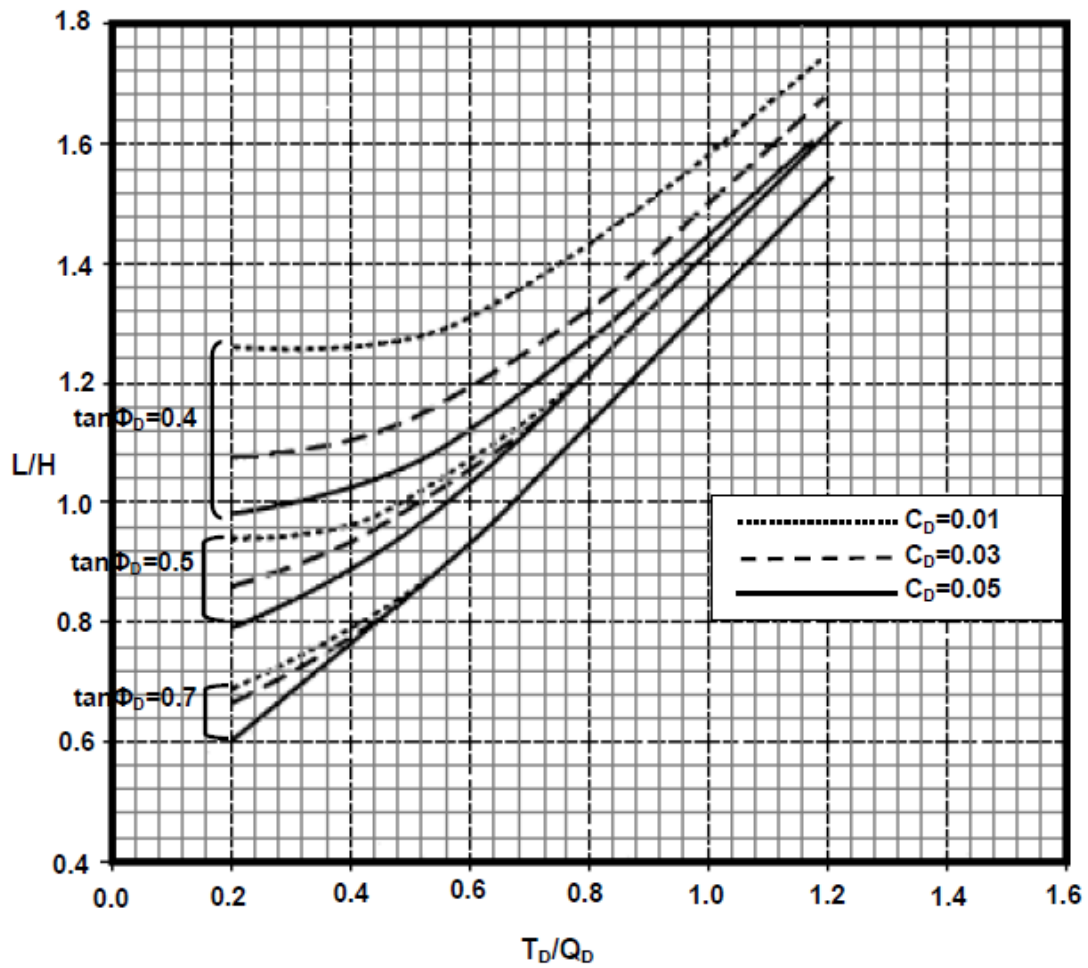
$$Q_D = \frac{\varphi_Q Q_e}{\Gamma_w \gamma S_V S_H}$$

$$T_D = \frac{\varphi_N T_{NN}}{\Gamma_w \gamma H S_V S_H}$$



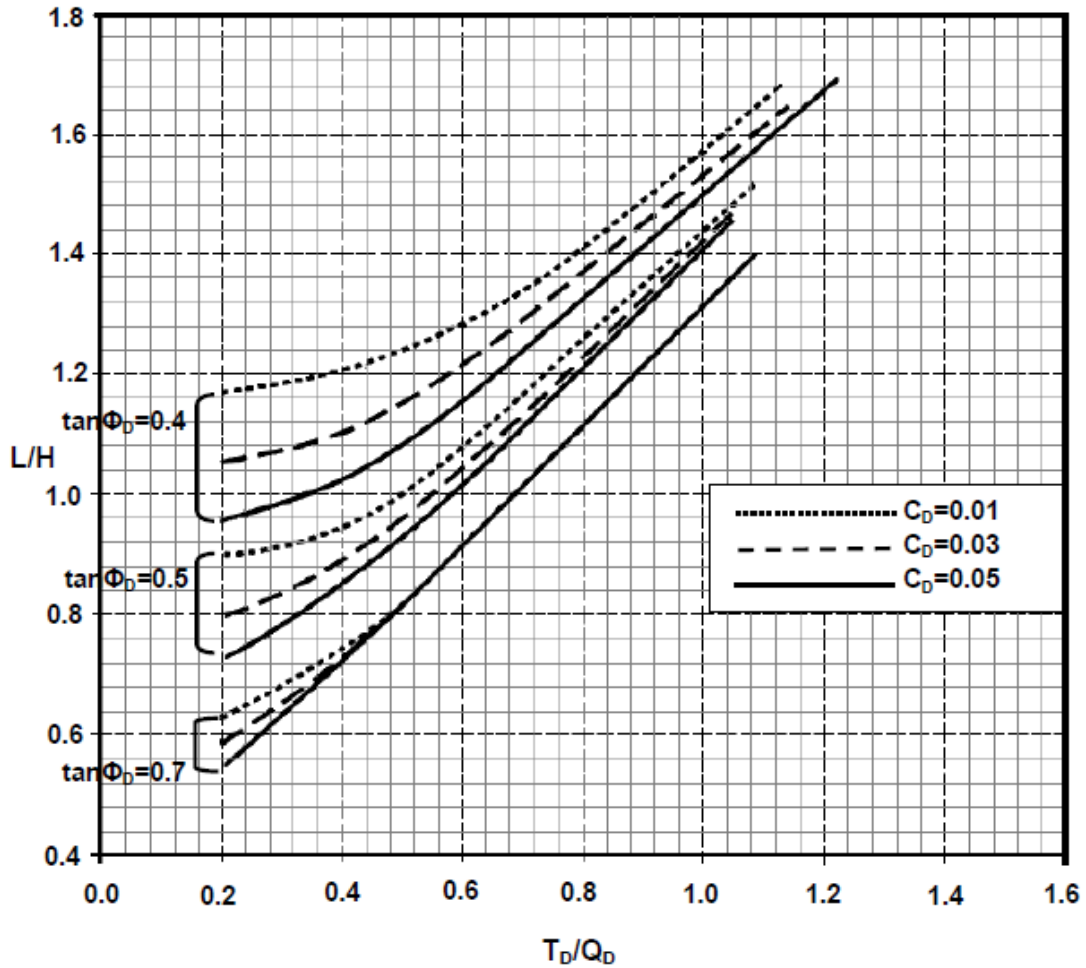
Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

Carta 7.3B para $\beta=20^\circ$ y $\theta=0^\circ$



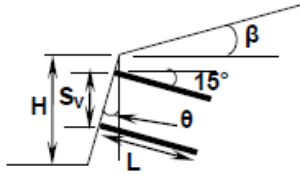
Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

Carta 7.3C para $\beta=20^\circ$ y $\theta=10^\circ$



Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

Carta 7.4A para $\beta=34^\circ$

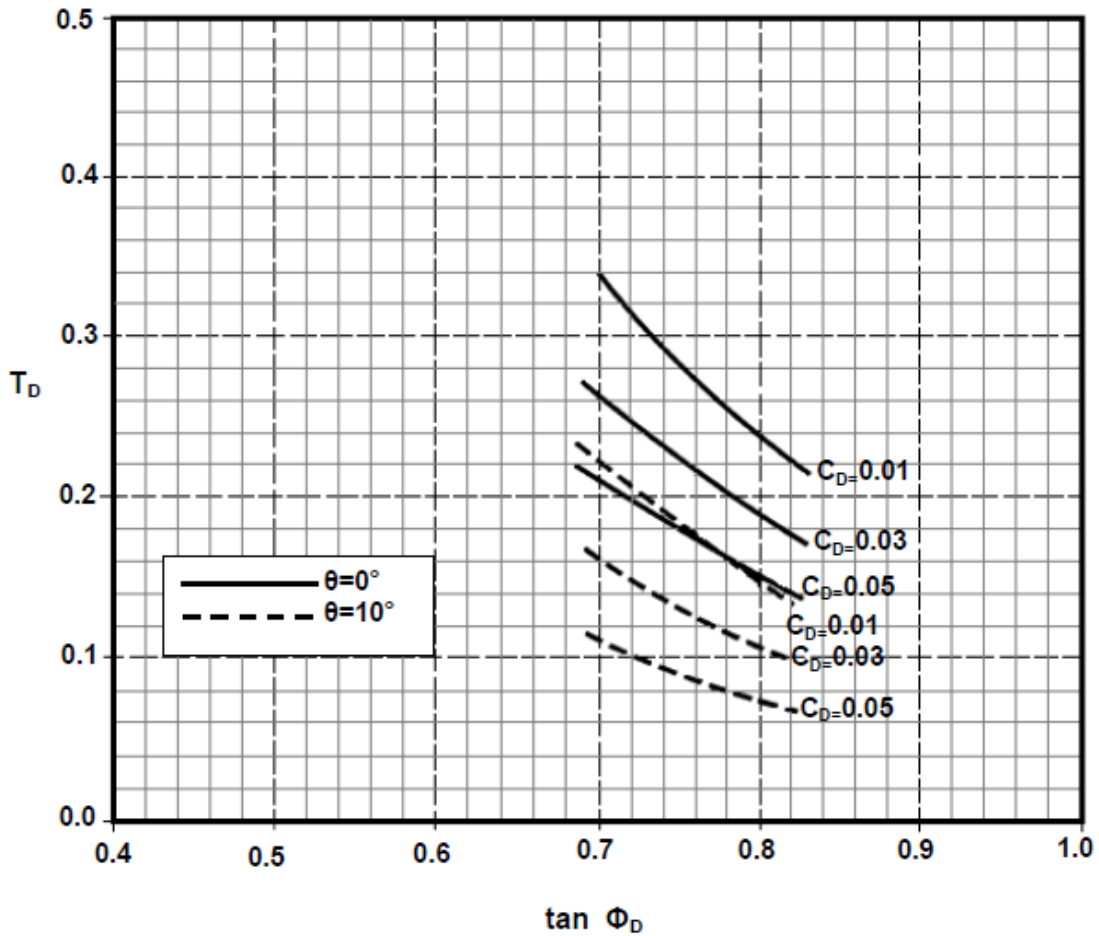


$$\tan \phi_D = \phi_\phi \tan \phi$$

$$C_D = \frac{\varphi_C c_u}{\Gamma_w \gamma H}$$

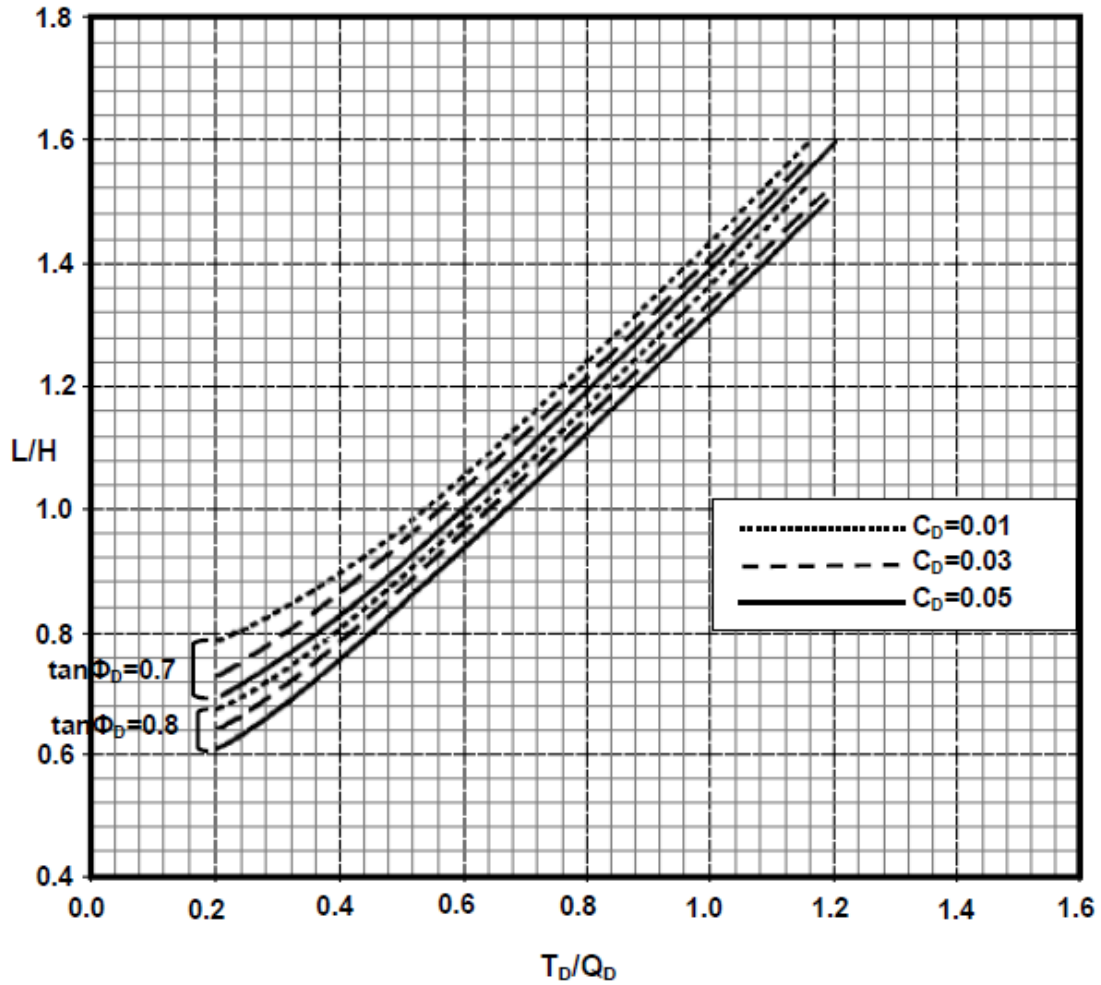
$$Q_D = \frac{\varphi_Q Q_e}{\Gamma_w \gamma S_V S_H}$$

$$T_D = \frac{\varphi_N T_{NN}}{\Gamma_w \gamma H S_V S_H}$$



Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

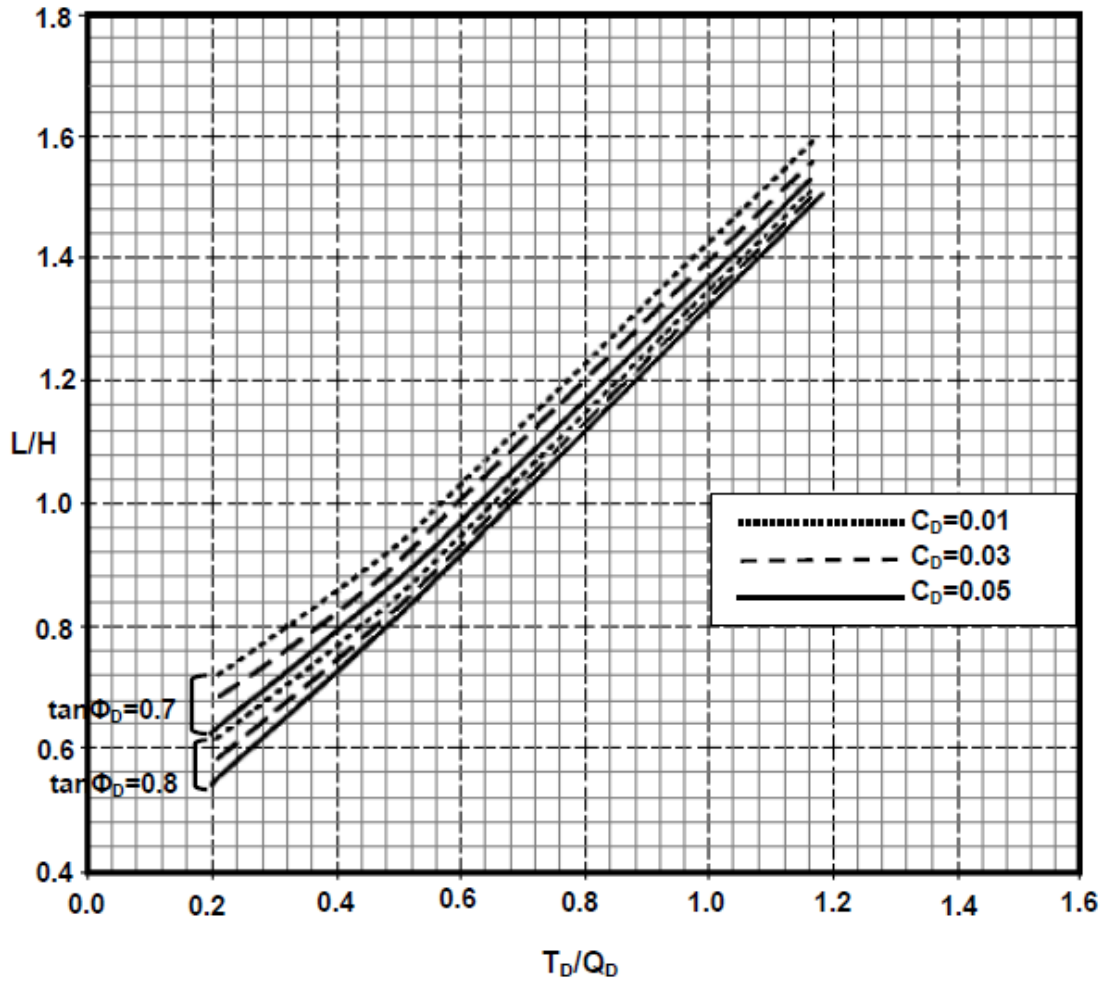
Carta 7.4B para $\beta=34^\circ$ y $\theta=0^\circ$



Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Carta 7.4C para $\beta=34^\circ$ y $\theta=10^\circ$



Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

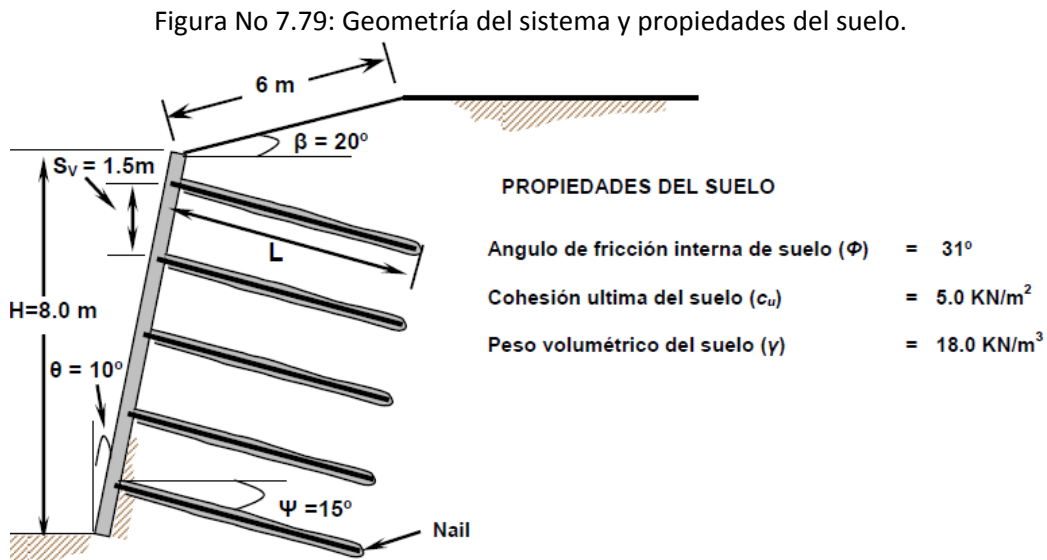
7.2.4 Ejercicio de aplicación del diseño del anclaje pasivo

Se requiere realizar el diseño de un muro Soil Nailing en un corte semivertical de 10.0 m de altura, conformado por un estrato homogéneo de arena limosa de densidad media densa a densa. El peso volumétrico promedio del suelo en el sitio es de 18 kN/m^3 , mientras que el ángulo de fricción interna ϕ es de 31° y una cohesión de 5 kN/m^2 . Además, se estimó un esfuerzo unitario de adherencia (extracción) de 90 kN/m^2 para determinar la resistencia ultima a la extracción del Nail. Se debe tener en cuenta que no existen estructuras subterráneas ni superficiales aledañas al muro. Además no hay existencia de agua subsuperficial y con respecto a la corrosión de los nails, el ambiente se considera no agresivo para los mismos.

Solución:

1. Geometría del muro, propiedades del suelo y consideraciones iniciales de diseño

El muro tendrá una altura de **8.0 m** con una inclinación de **10°** con respecto a la vertical (sentido de las manecillas del reloj) en la pantalla de revestimiento, además se definirá una altura de relleno de **2.0 m**, la cual tendrá **20°** de inclinación sobre el muro. Se asumirá una separación inicial entre Nails de **1.5 m**, tanto vertical como horizontal. Los Nails serán instalados con una inclinación de **15°** con respecto a la horizontal en un agujero de **150 mm** de diámetro y serán inyectados con grout de **21 MPa** de resistencia. En la figura No 7.79 se muestra en detalle la elevación del sistema sugerido.



Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

2. Cálculo de longitud preliminar del nail

Cálculo del ángulo de fricción factorado del suelo ϕ_D (ver tabla No 7.20), como sigue:

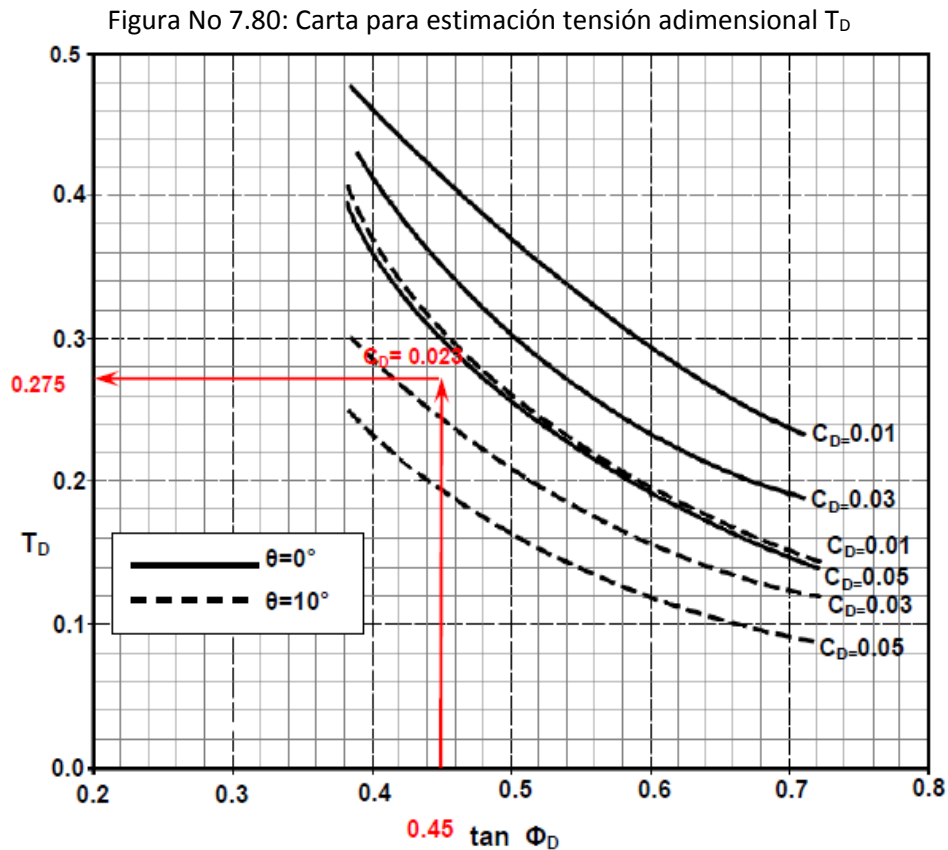
$$\phi_D = \tan^{-1}[\phi_c \tan \phi] = \tan^{-1}[0.75 \tan 31] = 24.26^\circ$$

$$\tan 24.26^\circ = 0.45$$

Calculando la cohesión adimensional del muro (C_D)

$$C_D = \frac{\phi_c c_u}{(\Gamma_w \gamma H)} = \frac{(0.9)(5.0)}{1.35 (18)(8)} = 0.023 \quad (\phi_c = 0.9, \text{ tabla No 7.20})$$

Del juego de cartas se toma la carta 7.3A del anexo 2 de ésta sección, para un ángulo de inclinación del relleno $\beta = 20^\circ$ (carta A) ploteando el valor $\tan(\phi_D) = 0.45$ a la curva de cohesión adimensional con el ángulo de inclinación de la pantalla del muro $\theta = 10^\circ$ como se muestra en la figura No 7.80:



Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Cálculo de la resistencia nominal requerida del Nail (T_{NN}) con la ecuación siguiente, considerando $\Gamma_w = 1.35$.

$$T_{NN} = \frac{T_D[\Gamma_w \gamma H(S_H)(S_v)]}{\phi_N} = \frac{0.275[(1.35)(18)(8)(1.5)(1.5)]}{0.9} = 133.65 \text{ kN}$$

Cálculo del área de acero del Nail. Para una resistencia de fluencia del acero de refuerzo del nail de $f_y = 60 \text{ Ksi} = 0.420 \text{ KN/mm}^2$ y aumentando el área un 10% por efectos de protección contra la corrosión, tenemos:

$$A_s = \frac{T_{NN}}{f_y} = \frac{133.65}{0.42} = 318.21 \text{ mm}^2 \times 1.10 = 351 \text{ mm}^2$$

Ahora escogiendo de la tabla No 7.19 la designación de la barra para el Nail con la resistencia nominal requerida del Nail (máxima carga axial) o con el área de acero requerida. Entonces, para acero grado 60 en este ejemplo se eligió la barra No 8 (No 25 en Sistema Métrico):

Tabla No 7.19: Propiedades de barras de refuerzo roscadas

PROPIEDADES DE BARRAS DE REFUERZO ROSCADAS [ASTM A-615, GRADOS 60 Y 75 (420 MPa Y 525 MPa)]													
DESIGNACIÓN DE BARRA		DIÁMETRO NOMINAL		ÁREA NOMINAL		PESO UNITARIO		DIÁMETRO MÁXIMO CON ROSCA		ESFUERZO DE FLUENCIA		MÁXIMA CARGA AXIAL	
SISTEMA INGLÉS	SISTEMA MÉTRICO	in	mm	in ²	mm ²	Lb/ft	Kg/m	in	mm	Ksi	MPa	kips	KN
6	19	0.750	19.1	0.44	284	1.50	2.24	0.86	21.8	60	414	26.4	118.0
										75	517	33.0	147.0
7	22	0.875	22.2	0.60	387	2.04	3.04	0.99	25.1	60	414	36.0	160.0
										75	517	45.0	200.0
8	25	1.000	25.4	0.79	510	2.67	3.98	1.12	28.4	60	414	47.4	211.0
										75	517	59.3	264.0
9	29	1.128	28.7	1.00	645	3.40	5.06	1.26	32.0	60	414	60.0	267.0
										75	517	75.0	334.0
10	32	1.270	32.3	1.27	819	4.30	6.41	1.43	36.3	60	414	76.2	339.0
										75	517	95.3	424.0
11	36	1.410	35.8	1.56	1006	5.31	7.91	1.61	40.9	60	414	93.6	417.0
										75	517	117.0	520.0
14	43	1.693	43.0	2.25	1452	7.65	11.39	1.86	47.2	60	414	135.0	601.0
										75	517	168.8	751.0

Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

Propuesta:

Usar barra No 8 grado 60 en sistema inglés (No 25 sistema métrico) con un área de sección transversal 510 mm² para todos los Nails.

3. Cálculo de la resistencia adimensional del suelo (Q_b).

Para esto se debe calcular la resistencia última de adherencia del suelo (Q_e), a través de pruebas de extracción de campo, de lo contrario se procede a utilizar la siguiente tabla con el tipo de suelo.

Para una arena limosa densa se escoge un valor intermedio de esfuerzo unitario último de adherencia para este ejemplo:

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Tabla No 7.21: Esfuerzo de adherencia

ESFUERZO ULTIMO DE EXTRACCIÓN EN SUELOS GRANULARES		
MÉTODO DE CONSTRUCCIÓN	TIPO DE SUELO	ESFUERZO UNITARIO ULTIMO DE ADHERENCIA KN/m ² (PSI)
Agujero abierto	Limo no plástico	20 - 30 (3.0 - 4.5)
	Arena media densa y limo arenoso/arena limosa	50 - 75 (7.0 - 11.0)
	Arena limosa densa y grava	80 - 100 (11.5 - 14.5)
	Arena limosa muy densa y grava	120 - 240 (17.5 - 34.5)
	Loes	25 - 75 (3.5 - 11)

Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

Escogiendo un valor de 90 KN/m². Para un agujero perforado de 15 cm, se procede a calcular la resistencia última de adherencia o de extracción (Q_e), como se muestra a continuación:

$$Q_e = (\text{Esfuerzos unitarios últimos})(\pi)(D_a) = (90)(\pi)(0.15) = 42.41 \text{ kN/m}$$

Ahora para separaciones verticales y separaciones horizontales de 1.5 m entre cada Nail, se procede a calcular la resistencia adimensional del suelo con un factor de reducción $\Phi_Q = 0.7$ (ver tabla No 7.16), como se muestra a continuación:

$$Q_D = \frac{\phi_Q Q_e}{\Gamma_w \gamma (S_H)(S_v)} = \frac{(0.7)(42.41)}{1.35(18)(1.5)(1.5)} = 0.54$$

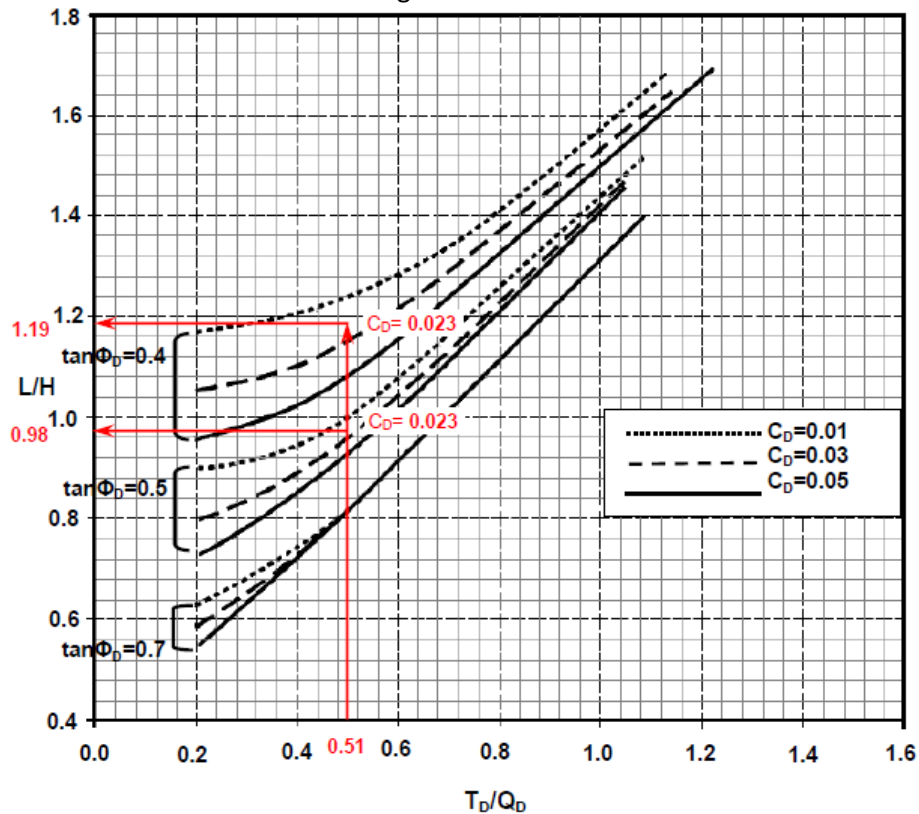
Se procede a calcular la relación T_D/Q_D como se muestra a continuación:

$$\frac{T_D}{Q_D} = \frac{0.275}{0.54} = 0.51$$

De la carta 7.3C del anexo 2 de esta sección, siempre para un ángulo de relleno de $\beta = 20^\circ$ y $\theta = 10^\circ$ se procede a plotear la relación anterior a las curvas de cohesión adimensional ($C_0=0.023$), para el valor respectivo de $T_D/Q_D = 0.51$, para encontrar la relación (L/H), como se muestra en la figura No 7.81.

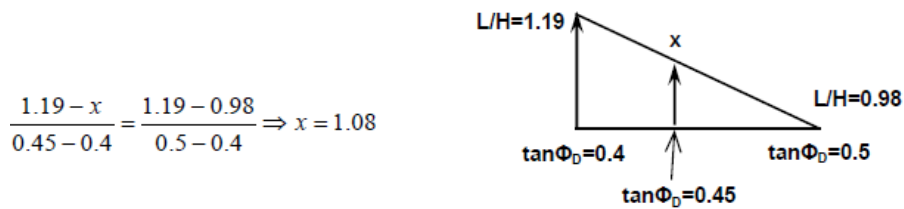
CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Figura No 7.81:



Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

Para el valor de cohesión adimensional $C_D = 0.023$ se debe realizar una interpolación entre los valores de L/H de 1.19 y 0.98 para $\tan(\phi)$ de 0.4 y 0.5 de la carta de diseño anterior como se muestra a continuación:



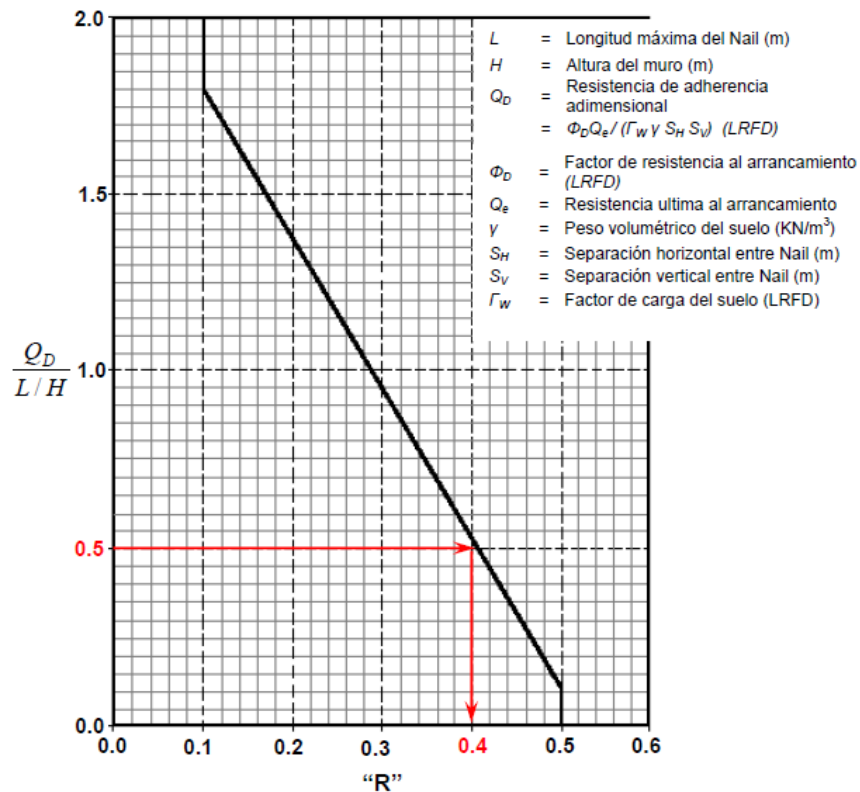
De la interpolación anterior se obtiene un valor de 1.08 para la relación longitud del Nail para una altura del muro ($H = 8.0m$), se procede a calcular la longitud del Nail como se muestra a continuación:

$$\frac{L}{H} = 1.08 \Rightarrow L = 1.08H = 1.08(8.0) = 8.64m \approx 9.0m$$

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Cálculo de reducción de longitudes de Nails en la mitad inferior del muro. Una longitud de Nail preliminar de **8.64 m** a un espaciamiento horizontal y vertical de **1.5 m** fue seleccionado. Sin embargo, esta longitud sólo representa la longitud del Nail en la mitad superior del muro. Las longitudes de los Nails en la mitad inferior del muro necesitan acortarse artificialmente con ayuda de la ecuación siguiente:

$$\frac{Q_D}{L/H} = \frac{0.54}{8.64/8} = 0.50$$

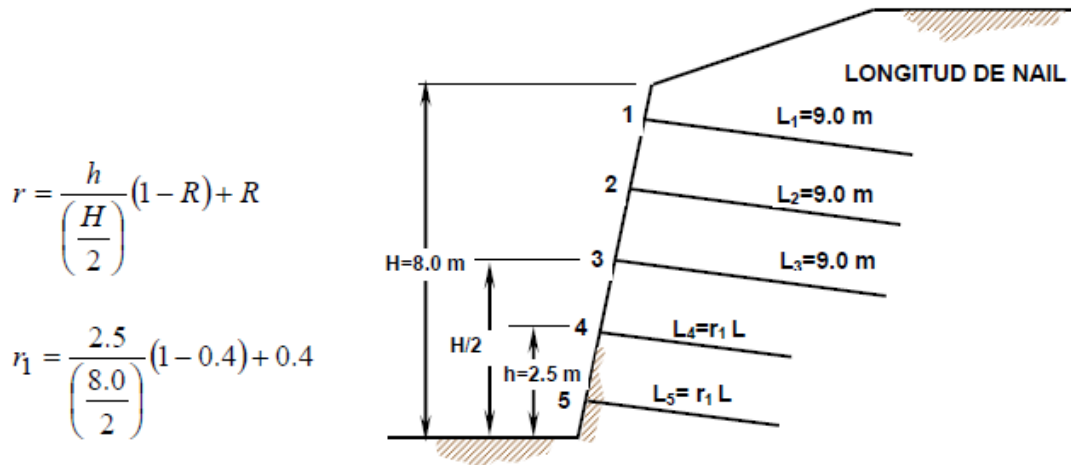


Una vez determinado el valor de la relación $Q_D/(L/H)$, se debe ingresar con ese valor, el cual está situado en la ordenada de la gráfica mostrada en la figura No 7.60 de este documento y deberá proyectarse a la recta de la derecha y leer el valor correspondiente de **R**. Para este ejemplo se obtuvo un valor de **R = 0.40**. Luego se debe calcular el factor de reducción de la longitud de los Nails situados en la mitad inferior del muro con la ecuación siguiente. Nótese que **h** es la altura del Nail al que se quiere reducir su longitud.

Propuesta:

Usar longitudes de Nails de **9.0 m** en la mitad superior del muro (tres filas superiores de Nails) y **7.0 m** para la mitad inferior del muro (dos filas inferiores) con **15 cm** de diámetro de perforación e inyectado con grout a gravedad (ver figura No 7.82).

Figura No 7.82: Propuesta



$$r = \frac{h}{\left(\frac{H}{2}\right)}(1 - R) + R$$

$$r_1 = \frac{2.5}{\left(\frac{8.0}{2}\right)}(1 - 0.4) + 0.4$$

$$r_1 = 0.78 \Rightarrow r_1 L = 0.78(8.64) = 6.74\text{ m} \approx 7.0\text{ m}$$

Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

Una vez terminado el diseño se procede a validarlo mediante la evaluación de los distintos modos de falla, tal como se mostró en la teoría antes mencionada.

4. Evaluación de los modos de falla en la pantalla de revestimiento

Para el diseño de la pantalla de revestimiento del soil nailing se consideró la utilización de 2 capas de concreto lanzado, la primera de carácter temporal de 10 cm de espesor y con refuerzo de malla de alambre electro-soldado con bastones horizontales y verticales ubicados en la cabeza de los nails. La otra capa de carácter permanente estará reforzada con barras de acero corrugadas y tendrá un espesor de 18 cm. A continuación se evaluarán los modos de falla para cada una de las pantallas, comenzando con la capa inicial.

- **Evaluación de modos de falla en la pantalla temporal**

Evaluación de falla por flexión en pantalla temporal (Espesor = 10 cm)

Para la pantalla temporal se propone utilizar malla de alambre electro-soldado liso de 152X152-MW19XMW19 (6X6-W2.9XW2.9; 4/4) con una fluencia de **420 MPa**.

Además, se usarán **2 barras** corrugadas de acero **Nº4** como bastones en la dirección vertical y en la dirección horizontal. El acero de refuerzo tiene un esfuerzo de fluencia de **420 MPa** y el concreto lanzado tiene una resistencia a la compresión de **21 MPa**, respectivamente. Para este caso, solamente se analizará la dirección vertical del muro, considerando que las cantidades de acero de refuerzo y las separaciones entre nails son iguales en ambas direcciones.

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Cálculo de acero negativo

Este acero de refuerzo es el que se encuentra ubicado alrededor de la cabeza del nail y se calcula tomando en cuenta el área de refuerzo proporcionada por los bastones y por la malla de alambre. El área de acero de la malla de alambre es de $122.8 \text{ mm}^2/\text{m}$, mientras que el área de la barra N^º4 es de 129 mm^2 .

$$A_{s \text{ neg}} = A_{wm}b + 2A_{sb} = A_{wm}S_H + 2A_{sb}$$

$$A_{s \text{ neg}} = (122.8)(1.5) + 2(129) = 442.20 \text{ mm}^2$$

Cálculo de acero positivo

El acero positivo es el que se concentra en los claros entre nails y cuya área es proporcionada solamente por la malla de alambre.

$$A_{s \text{ pos}} = A_{wm}b = A_{wm}S_H$$

$$A_{s \text{ pos}} = (122.8)(1.5) = 184.2 \text{ mm}^2$$

Cálculo de acero mínimo

Para acero de refuerzo conformado por malla de alambre electro-soldado, la cantidad mínima está regida por la siguiente expresión:

$$A_{s \text{ min}} \geq 0.11 \left(\frac{A_g}{f_y} \right)$$

$$0.11 \left(\frac{A_g}{f_y} \right) = 0.11 \left[\frac{(1500)(100)}{420} \right] = 39.29 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min}} &< A_{s \text{ pos}} \\ 39.29 \text{ mm}^2 &< 184.20 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{ok} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min}} &< A_{s \text{ neg}} \\ 39.29 \text{ mm}^2 &< 442.20 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{ok} \end{aligned}$$

Ahora se debe calcular el momento positivo resistente y el momento negativo resistente, considerando un ancho b igual al valor de la separación horizontal entre nails ($S_H = 1500 \text{ mm}$) y un peralte efectivo de equivalente a la mitad del espesor de la sección.

$$M_{pos} = \frac{A_{s \text{ pos}}f_y}{b} \left(d_e - \frac{A_{s \text{ pos}}f_y}{1.7f'_c b} \right) = \frac{A_{s \text{ pos}}f_y}{S_H} \left(d_e - \frac{A_{s \text{ pos}}f_y}{1.7f'_c S_H} \right)$$

$$M_{pos} = \frac{(184.20)(420)}{1500} \left(50 - \frac{(184.20)(420)}{1.7(21)(1500)} \right) = 2.50 \text{ kN.m/m}$$

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

$$M_{neg} = \frac{A_s neg f_y}{b} \left(d_e - \frac{A_s neg f_y}{1.7 f'_c b} \right) = \frac{A_s neg f_y}{S_H} \left(d_e - \frac{A_s neg f_y}{1.7 f'_c S_H} \right)$$

$$M_{neg} = \frac{(442.2)(420)}{1500} \left(50 - \frac{(442.2)(420)}{1.7(21)(1500)} \right) = 5.76 \text{ kN.m/m}$$

Una vez calculados los momentos resistentes procedemos a calcular la resistencia nominal a flexión en la cabeza del nail:

$$T_{FNf} = C_f (M_{neg} + M_{pos}) \left(\frac{8S_H}{S_V} \right)$$

Para este problema, para un espesor de **10 cm** para pantallas temporales, utilizamos un factor de presión **C_f** de **2.0** (ver tabla No 7.26).

$$T_{FNf} = 2.0(5.76 + 2.5) \left(\frac{8(1.5)}{1.5} \right) = 132.16 \text{ kN}$$

Entonces, la resistencia de diseño en la cabeza del nail para flexión debe calcularse multiplicando la resistencia nominal por un factor de resistencia **ϕ_f** de **0.90**, quedando de la siguiente manera:

$$T_{Ff} = \phi_f T_{FNf}$$

$$T_{Ff} = (0.9)(132.16) = 118.94 \text{ kN}$$

- **Evaluación de falla por punzonamiento en la pantalla temporal**

Antes de hacer la evaluación de la falla por punzonamiento, se debe realizar el diseño de la placa de apoyo y para eso necesitamos algunos datos importantes, los cuales se detallan a continuación:

- Diámetro del Nail: 25.0 mm
- Utilizar tuerca grado B, con un diámetro de 1 5/16" = 33.34 mm y un espesor de 19 mm
- Utilizar arandela biselada de 5°, con un diámetro externo de 50.8 mm ≈ 60.0 mm
- Fuerza de tensión en el nail: 133.65 KN ≈ 135 KN (TNN)
- Grado de la placa: 36 (f_y = 250 MPa)

Entonces, determinamos el área crítica de la placa cuadrada, evitando el aplastamiento del concreto:

$$A_{crit} = \left(\frac{T_N}{350 f'_c} \right) = \frac{135}{350(21)} = 0.0184 \text{ m}^2$$

$$A_{crit} = (D + 2m) \times (D + 2m)$$

$$0.0184 = (0.060 + 2m)(0.060 + 2m)$$

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

$$m = 0.038 \text{ m} \approx 0.040$$

$$E = F = 2m + D = 2(0.040) + 0.060 = 0.14\text{m} = 14 \text{ cm}$$

Considerando que la placa es cuadrada, esta no debe tener menos de 20 cm de lado, por lo tanto, se utilizará una placa de 22.5 cm de lado, teniendo lo siguiente:

$$E = F = 2m + D$$

$$22.50 = 2m + 0.060 \rightarrow m = 11.22 \text{ cm}$$

Entonces, el área de la placa se calcula de la siguiente manera:

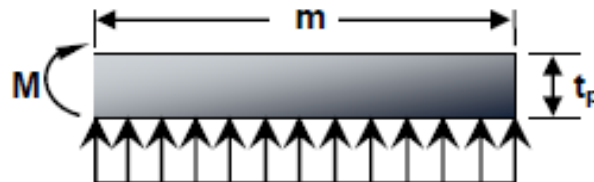
$$A_p = E \times F = (0.225)(0.225) = 0.050625 \text{ m}^2$$

Posteriormente, calculamos el momento flector generado en la placa de apoyo por la reacción del concreto (ver figura No 7.83):

$$M = \left(\frac{T_N}{A_p} \right) (m) \left(\frac{m}{2} \right)$$

$$M = \left(\frac{0.135}{0.050625} \right) (0.1122) \left(\frac{0.1122}{2} \right)$$

Figura No 7.83: Momento flector actuante en la placa



Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

Una vez ha sido determinado el momento del cantiliver de la placa, se debe obtener el espesor de la placa, el cual no debe ser menor a 19 mm:

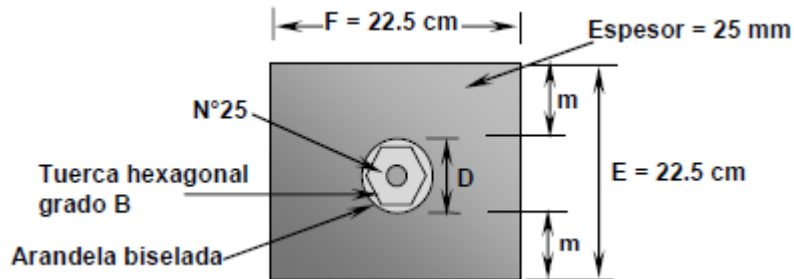
$$t_p = \sqrt{\frac{6M}{F_b}} = \sqrt{\frac{6M}{0.75f_y}}$$

$$t_p = \sqrt{\frac{6(0.017)}{(0.75)(250)}} = 0.023 \text{ m} \approx 0.025 = 25 \text{ mm}$$

Entonces, la configuración final de la placa de apoyo se muestra en la figura No 7.84.

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

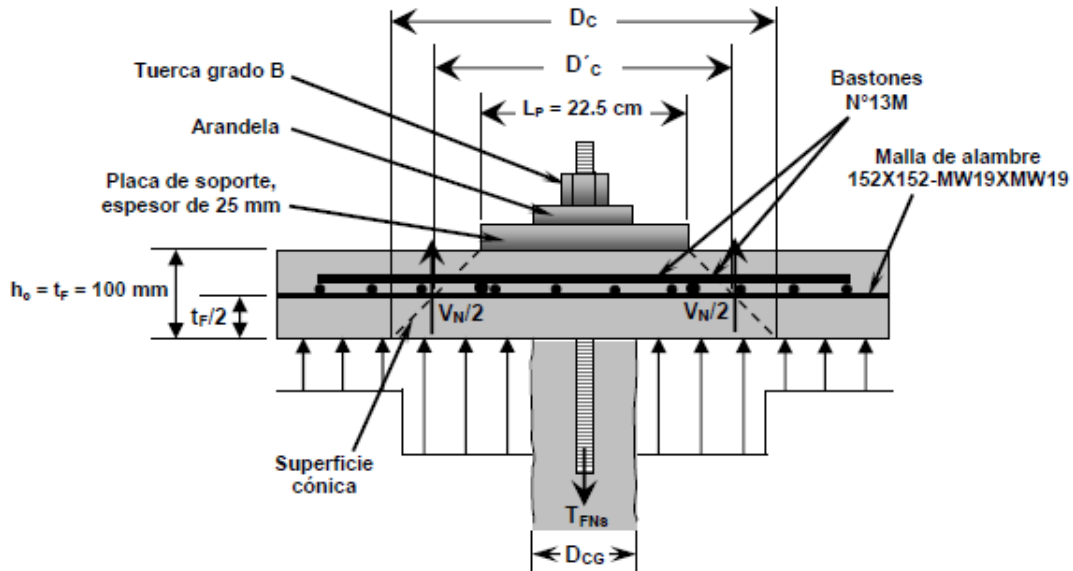
Figura No 7.84: Placa de apoyo



Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

Una vez determinadas las dimensiones de la placa, se procede a evaluar el punzonamiento en la pantalla de revestimiento. Haciendo referencia a la figura No 7.85, tenemos:

Figura No 7.85: Modo de falla por punzonamiento en la pantalla



Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

$$D'_c = L_p + h_c = L_p + t_F$$

$$D'_c = 0.225 + 0.1 = 0.325 \text{ m} = 325 \text{ mm}$$

La resistencia nominal interna al cortante que proporciona el espesor de concreto se calcula de la siguiente manera:

$$V_N = 330\sqrt{f'_c}\pi D'_c h_c$$

$$V_N = 330\sqrt{21}\pi(0.325)(0.10) = 154.40 \text{ kN}$$

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Ahora calculamos la resistencia nominal al cortante por punzonamiento en la cabeza del nail con la siguiente expresión:

$$T_{FNS} = C_p V_N$$

Considerando que el suelo no contribuye a resistir el punzonamiento, entonces se utilizará un valor para el factor de presión para cortante C_p de 1.0:

$$T_{FNS} = (1.0)(154.40) = 154.40 \text{ kN}$$

Para la resistencia de diseño en la cabeza del nail para resistir el punzonamiento se debe multiplicar la resistencia nominal por un factor de resistencia por cortante ϕ_s de 0.90, quedando de la siguiente manera:

$$T_{FS} = \phi_s T_{FNS}$$

$$T_{FS} = (0.90)(154.40) = \mathbf{138.96 \text{ kN}}$$

- **Evaluación de modos de falla en la pantalla permanente**

Evaluación de falla por flexión en pantalla permanente (Espesor = 18 cm)

Para la pantalla permanente de espesor de 18 cm se propone la utilización de barras de acero de refuerzo corrugadas **N°4**, espaciadas a **30 cm (300 mm)** de centro a centro en ambos sentidos. La resistencia a la compresión del concreto es de **21 MPa** y el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo es **420 MPa**.

Cálculo de acero de refuerzo

Este acero de refuerzo es el que se encuentra ubicado en el claro entre los nails y dado que es un solo lecho de refuerzo, el acero de refuerzo negativo y el acero de refuerzo positivo tienen la misma cantidad. El área de acero de la barra N° 4 es de 129 mm².

$$A_{s \text{ pos}} = A_{s \text{ neg}} = \frac{A_v b}{S} = \frac{A_v S_H}{S}$$

$$A_{s \text{ pos}} = A_{s \text{ neg}} = \frac{(129)(1500)}{300} = 645 \text{ mm}^2$$

Cálculo de acero mínimo

Para acero de refuerzo conformado por barras de acero corrugadas, la cantidad mínima está regida por la siguiente expresión:

$$\rho_{min} = \frac{0.20\sqrt{f'c}}{f_y}$$

$$\rho_{min} = \frac{0.20\sqrt{21}}{420} = 0.0022$$

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

$$\rho_{min} = \frac{A_{s\ min}}{bd_e} \rightarrow A_{s\ min} = \rho_{min}bd_e = (0.0022)(1500)(90) = 297.0\ mm^2$$

$$\begin{aligned} A_{s\ min} &< A_{s\ pos} \\ 297.0\ mm^2 &< 645\ mm^2 \rightarrow ok \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s\ min} &< A_{s\ neg} \\ 297.0\ mm^2 &< 645\ mm^2 \rightarrow ok \end{aligned}$$

Ahora se debe calcular el momento positivo resistente y el momento negativo resistente, considerando un ancho b igual al valor de la separación horizontal entre nails ($S_H = 1500\ mm$) y un peralte efectivo d_e equivalente a la mitad del espesor de la sección:

$$M_{pos} = \frac{A_{s\ pos}f_y}{b} \left(d_e - \frac{A_{s\ pos}f_y}{1.7f'_c b} \right) = \frac{A_{s\ pos}f_y}{S_H} \left(d_e - \frac{A_{s\ pos}f_y}{1.7f'_c S_H} \right)$$

$$M_{pos} = \frac{(645)(420)}{1500} \left(90 - \frac{(645)(420)}{1.7(21)(1500)} \right) = 15.34\ kN.m/m$$

$$M_{neg} = \frac{A_{s\ neg}f_y}{b} \left(d_e - \frac{A_{s\ neg}f_y}{1.7f'_c b} \right) = \frac{A_{s\ neg}f_y}{S_H} \left(d_e - \frac{A_{s\ neg}f_y}{1.7f'_c S_H} \right)$$

$$M_{neg} = \frac{(645)(420)}{1500} \left(90 - \frac{(645)(420)}{1.7(21)(1500)} \right) = 15.34\ kN.m/m$$

Una vez calculados los momentos resistentes procedemos a calcular la resistencia nominal a flexión en la cabeza del nail:

$$T_{FNf} = C_f(M_{neg} + M_{pos}) \left(\frac{8S_H}{S_V} \right)$$

Para este problema, para un espesor de 18 cm para pantallas permanentes, utilizamos un factor de presión C_f de 1.0 (ver tabla No 7.26):

$$T_{FNf} = 1.0(15.34 + 15.34) \left(\frac{8(1.50)}{(1.5)} \right) = 245.44\ kN$$

Entonces, la resistencia de diseño en la cabeza del nail para flexión debe calcularse multiplicando la resistencia nominal por un factor de resistencia ϕ_f de 0.90, quedando de la siguiente manera:

$$T_{Ff} = \phi_f T_{FNf}$$

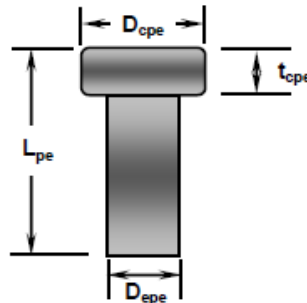
$$T_{Ff} = (0.90)(245.44) = 220.90\ kN$$

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Evaluación de falla por punzonamiento en la pantalla permanente

Para evaluar el punzonamiento en la pantalla permanente, se utilizará una conexión emperrada para darle continuidad estructural a la pantalla temporal y la permanente, además de generar una resistencia para evitar el punzonamiento del concreto en dicha pantalla. De acuerdo a lo anterior, se plantea inicialmente un sistema de pernos con las siguientes características (ver figura No 7.86):

Figura No 7.86 Dimensiones de pernos



Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

- Tamaño del perno: **1/4" X 4 1/8"** (Diámetro del eje X longitud del perno).
- Longitud nominal del perno, L_{pe} : **105 mm.**
- Diámetro de la cabeza del perno, D_{cpe} : **12.7 mm.**
- Diámetro del eje del perno, D_{epe} : **6.4 mm.**
- Espesor de la cabeza del perno, t_{cpe} : **4.7 mm.**

Una vez determinados los datos de los pernos, es necesario revisar si la propuesta cumple con las siguientes relaciones para evitar que se generen esfuerzos excesivos de compresión en el concreto de la pantalla.

$$A_{cpe} \geq 2.5A_{epe}$$

$$t_{cpe} \geq 0.5(D_{cpe} - D_{epe})$$

Para la primera relación tenemos:

$$A_{cpe} = \frac{\pi}{4} D_{cpe}^2 = \frac{\pi}{4} (12.7)^2 = 126.68 \text{ mm}^2$$

$$A_{epe} = \frac{\pi}{4} D_{epe}^2 = \frac{\pi}{4} (6.4)^2 = 32.17 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{cpe}}{A_{epe}} = \frac{126.68}{32.17} = 3.94 > 2.5 \rightarrow ok$$

Para la segunda relación tenemos:

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

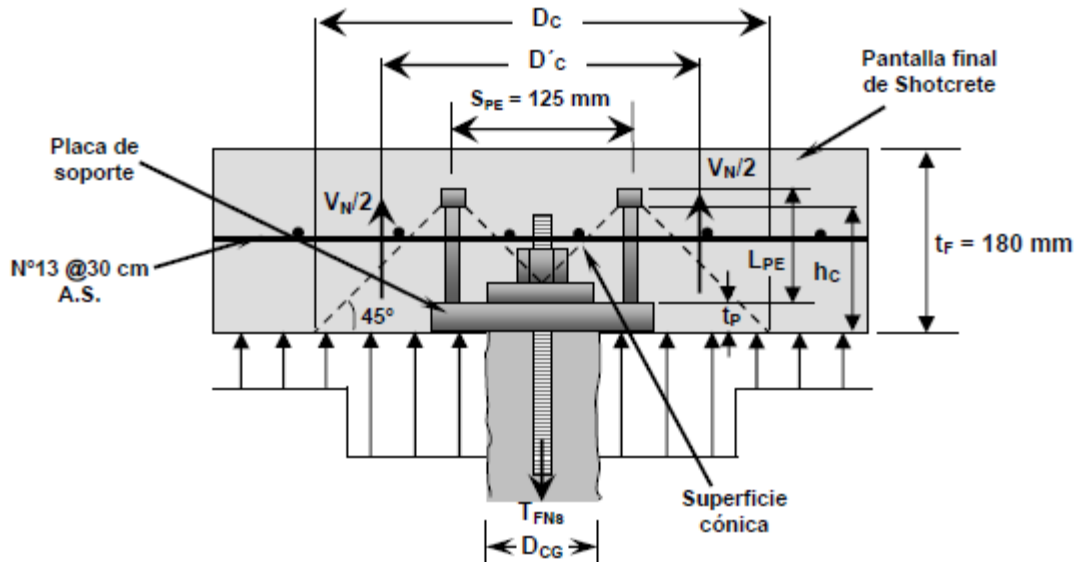
$$0.5(D_{cpe} - D_{epe}) = 0.5(12.7 - 6.4) = 3.15 \text{ mm}$$

$$t_{cpe} \geq 0.5(D_{cpe} - D_{epe})$$

$$4.7 \text{ mm} \geq 3.15 \text{ mm} \rightarrow \text{ok}$$

Los pernos se colocarán por soldadura a 5 cm medidos desde los bordes de la placa y habrá una separación de 12.5 cm entre ellos. Entonces, el punzonamiento se analizará conforme a la configuración mostrada en la figura No 7.87:

Figura No 7.87: Modo de falla por punzonamiento en pantalla permanente



Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

Encontrando el diámetro efectivo del cono de punzonamiento tenemos:

$$D'c = \begin{cases} S_{pe} + h_c \\ 2h_c \end{cases} \quad \text{Donde: } h_c = L_{pe} - t_{cpe} + t_p$$

Desarrollando las expresiones, tenemos:

$$\begin{aligned} S_{pe} + h_c &= S_{pe} + (L_{pe} - t_{cpe} + t_p) \\ S_{pe} + h_c &= 125 + (105 - 4.7 + 25) = 250.3 \text{ mm} \\ 2h_c &= 2(L_{pe} - t_{cpe} + t_p) \\ 2h_c &= 2(105 - 4.7 + 25) = 250.6 \text{ mm} \end{aligned}$$

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

El valor mínimo de $D'c$ es **250.3 mm**, por lo tanto será el valor útil para el cálculo de la resistencia nominal interna al cortante proporcionado por el espesor de concreto:

$$V_N = 330\sqrt{f'_c}\pi D'_c h_c$$

Donde: $h_c = L_{pe} - t_{cpe} + t_p = 105 - 4.7 + 25 = 125.3 \text{ mm}$

$$V_N = 330\sqrt{21}\pi(0.2053)(0.1253) = 150.0 \text{ kN}$$

Ahora calculamos la resistencia nominal al cortante por punzonamiento en la cabeza del nail con la siguiente expresión:

$$T_{FNS} = C_p V_N$$

Considerando de nuevo que el suelo no contribuye a resistir el punzonamiento, entonces se utilizará un valor para el factor de presión para cortante C_p de 1.0:

$$T_{FNS} = C_p V_N = (1.0)(150) = 150 \text{ kN}$$

Para la resistencia de diseño en la cabeza del nail para resistir el punzonamiento se debe aplicar el factor de resistencia por cortante ϕ_s de 0.90 a la resistencia nominal, quedando de la siguiente manera:

$$T_{Fs} = \phi_s T_{FNS} = (0.90)(150) = 135.0 \text{ kN}$$

Evaluación de la falla por tensión en los pernos de la pantalla permanente

Para evaluar este modo de falla es necesario contar con los datos correspondientes a la resistencia de los pernos de acero utilizados en la conexión de la pantalla permanente, que para nuestro caso son 4. Esta revisión es muy importante, debido a que los pernos se encuentran en tensión directa generada por las fuerzas de tensión en los nails y, por lo tanto, pueden sufrir rupturas que dañan la integridad del muro y su capacidad de resistencia.

Para determinar la resistencia nominal a tensión en la cabeza del nail debemos establecer lo siguiente:

- Número de pernos a utilizar en el diseño, N_{pe} : 4
- Esfuerzo de fluencia de los pernos, f_y : 420 MPa
- Diámetro del eje del perno, D_{epe} : 6.4 mm

Entonces, la resistencia nominal es la siguiente:

$$T_{FNt} = \frac{N_{pe} A_{epe} f_y}{1000}$$

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

$$A_{epe} = \frac{\pi}{4} D_{epe}^2 = \frac{\pi}{4} (6.4)^2 = 32.17 \text{ mm}^2$$

$$T_{FNt} = \frac{(4)(32.17)(420)}{1000} = 54.05 \text{ kN}$$

La resistencia de diseño nos queda definida al aplicar un factor de resistencia ϕ_t de 0.67 a la resistencia nominal en la cabeza del nail (para pernos bajo la norma ASTM A 307).

$$T_{Ft} = \phi_t T_{FNt}$$

$$T_{Ft} = 0.67(54.05) = 36.21 \text{ kN}$$

Determinación de resistencia mínima de diseño en la cabeza del nail

A continuación se presentan los cuadros resumen del análisis de los modos de falla en la pantalla de revestimiento del soil nailing, ver tabla No 7.22.

Tabla No 7.22: Cuadros resumen

RESUMEN DE EVALUACION DE MODOS DE FALLA EN PANTALLA TEMPORAL		
MODO DE FALLA	RESISTENCIA NOMINAL EN CABEZA DEL NAIL (KN)	RESISTENCIA DE DISEÑO EN CABEZA DEL NAIL (KN)
FLEXIÓN	132.16	118.94
PUNZONAMIENTO	154.40	138.96

RESUMEN DE EVALUACION DE MODOS DE FALLA EN PANTALLA PERMANENTE		
MODO DE FALLA	RESISTENCIA NOMINAL EN CABEZA DEL NAIL (KN)	RESISTENCIA DE DISEÑO EN CABEZA DEL NAIL (KN)
FLEXIÓN	245.44	220.90
PUNZONAMIENTO	150.00	135.00
TENSION EN PERNOS	54.05	36.21

Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

De las tablas anteriores determinamos la resistencia mínima de diseño en la cabeza del nail, que resulta de tomar el menor valor de todas las resistencias producto de los diferentes modos de falla. De acuerdo a lo anterior, la resistencia por tensión en los pernos es la que rige:

$$T_F = 36.21 \text{ kN}$$

Carga mínima de servicio en la cabeza del nail

Para revisar la resistencia mínima de diseño de un muro soil nailing necesitamos conocer los siguientes datos:

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

- Inclinación del relleno, β : 20° (el valor de β_{eq} solo se utilizara en el análisis de estabilidad externa).
- Ángulo de fricción interna del suelo, $\phi=31^\circ$
- Ángulo de inclinación del paramento frontal, $\theta=10^\circ$
- Ángulo de fricción entre la interfaz suelo-muro, $\delta= \phi / 2 = 31^\circ / 2 = 15.5^\circ$
- Peso volumétrico del suelo, γ : 18 kN/m^3
- Cohesión del suelo, c asumir 0 KN/m^2
- Altura del muro, H : 8.0 m (Se analiza la altura de la pantalla)
- Separación Horizontal entre nails, S_H : 1.50 m
- Separación vertical entre nails, S_V : 1.50 m

De la teoría de Coulomb procedemos a calcular el coeficiente activo de presión de tierras:

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\theta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \beta)}{\cos(\delta + \theta) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2}$$

$$K_A = \frac{\cos^2(31^\circ - (-10^\circ))}{\cos^2(-10^\circ) \cos(-10^\circ + 15.5^\circ) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(31^\circ + 15.5^\circ) \text{sen}(31^\circ - 20^\circ)}{\cos(15.5^\circ + (-10^\circ)) \cos(20^\circ - (-10^\circ))}} \right]^2}$$

$$K_A = 0.3007$$

Posteriormente, calculamos la carga de servicio esperada en la cabeza del nail, utilizando un factor de carga F_F de **0.50**:

$$T_{min} = F_F K_A \gamma H S_H S_V$$

$$T_{min} = (0.5)(0.3007)(18)(8)(1.5)(1.5) = 48.71 \text{ kN}$$

Ahora debemos mayorizar la carga con un factor de carga para presión horizontal por empuje activo de suelos, $\Gamma_{EH} = 1.5$.

$$\Gamma_{EH} T_{min} = 1.5(48.71) = 73.10 \text{ kN}$$

Comparando la carga de servicio mayorizada con la resistencia mínima de diseño, tenemos:

$$\Gamma_{EH} T_{min} > T_F$$

$$73.10 \text{ kN} > 36.21 \text{ kN}$$

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Dado que la carga mínima de servicio en la cabeza del nail es mayor que la resistencia mínima de diseño, es necesario recalculer el modo de falla por punzonamiento y el modo de falla por tensión en los pernos para generar una mayor resistencia en la cabeza del nail.

Tomando en cuenta la recomendación anterior, se propone un nuevo sistema de pernos de mayores dimensiones, con las características siguientes:

- Tamaño del perno: **7/8" X 4 3/16"** (Diámetro del eje X longitud del perno).
- Longitud nominal del perno, L_{pe} : **102 mm**.
- Diámetro de la cabeza del perno, D_{cpe} : **34.9 mm**.
- Diámetro del eje del perno, D_{epe} : **22.2 mm**.
- Espesor de la cabeza del perno, t_{cpe} : **9.5 mm**.

Una vez determinados los datos de los pernos, revisamos las relaciones para evitar que se generen esfuerzos excesivos de compresión en el concreto de la pantalla.

$$A_{cpe} \geq 2.5A_{epe}$$

$$t_{cpe} \geq 0.5(D_{cpe} - D_{epe})$$

Para la primera relación tenemos:

$$A_{cpe} = \frac{\pi}{4} D_{cpe}^2 = \frac{\pi}{4} (34.9)^2 = 956.62 \text{ mm}^2$$

$$A_{epe} = \frac{\pi}{4} D_{epe}^2 = \frac{\pi}{4} (22.2)^2 = 387.08 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{cpe}}{A_{epe}} = \frac{956.62}{387.08} = 2.5 \geq 2.5 \rightarrow ok$$

Para la segunda relación tenemos:

$$0.5(D_{cpe} - D_{epe}) = 0.5(34.9 - 22.2) = 6.35 \text{ mm}$$

$$t_{cpe} \geq 0.5(D_{cpe} - D_{epe})$$

$$9.5 \text{ mm} \geq 6.35 \text{ mm} \rightarrow ok$$

Colocando siempre los pernos a 5 cm medidos desde los bordes de la placa y con una separación de 12.5 cm entre ellos, el punzonamiento se evaluará nuevamente para la pantalla permanente conforme a la configuración establecida en el análisis inicial con la primera propuesta de pernos:

Encontrando el diámetro efectivo del cono de punzonamiento tenemos:

$$D'c = \begin{cases} S_{pe} + h_c \\ 2h_c \end{cases} \quad \text{Donde: } h_c = L_{pe} - t_{cpe} + t_p$$

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Desarrollando las expresiones, tenemos:

$$S_{pe} + h_c = S_{pe} + (L_{pe} - t_{cpe} + t_p)$$
$$S_{pe} + h_c = 125 + (105 - 9.5 + 25) = 242.5 \text{ mm}$$

$$2h_c = 2(L_{pe} - t_{cpe} + t_p)$$
$$2h_c = 2(105 - 9.5 + 25) = 235.0 \text{ mm}$$

El valor mínimo de **D'c es 250.3 mm**, por lo tanto será el valor útil para el cálculo de la resistencia nominal interna al cortante proporcionado por el espesor de concreto:

$$V_N = 330\sqrt{f'_c}\pi D'_c h_c$$

Donde: $h_c = L_{pe} - t_{cpe} + t_p = 105 - 9.5 + 25 = 117.5 \text{ mm}$

$$V_N = 330\sqrt{21}\pi(0.235)(0.1175) = 131.18 \text{ kN}$$

Ahora calculamos la resistencia nominal al cortante por punzonamiento en la cabeza del nail con la siguiente expresión:

$$T_{FNS} = C_p V_N$$

Considerando de nuevo que el suelo no contribuye a resistir el punzonamiento, entonces se utilizará un valor para el factor de presión para cortante C_p de 1.0:

$$T_{FNS} = C_p V_N = (1.0)(131.18) = 131.18 \text{ kN}$$

Para la resistencia de diseño en la cabeza del nail para resistir el punzonamiento se debe aplicar el factor de resistencia por cortante ϕ_s de 0.90 a la resistencia nominal, quedando de la siguiente manera:

$$T_{FS} = \phi_s T_{FNS} = (0.90)(131.18) = 118.07 \text{ kN}$$

Ahora, evaluando nuevamente el modo de falla por tensión en los pernos, tenemos:

- Número de pernos a utilizar en el diseño, N_{pe} : 4
- Esfuerzo de fluencia de los pernos, f_y : 420 MPa
- Diámetro del eje del perno, D_{epe} : 22.2 mm

Entonces, la resistencia nominal es la siguiente:

$$T_{FNt} = \frac{N_{pe} A_{epe} f_y}{1000}$$

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

$$A_{epe} = \frac{\pi}{4} D_{epe}^2 = \frac{\pi}{4} (22.2)^2 = 387.08 \text{ mm}^2$$

$$T_{FNt} = \frac{(4)(387.08)(420)}{1000} = 650.29 \text{ kN}$$

La resistencia de diseño nos queda definida al aplicar un factor de resistencia ϕ_t de 0.67 (usando nuevamente pernos bajo la norma ASTM A 307) a la resistencia nominal en la cabeza del nail:

$$T_{Ft} = \phi_t T_{FNt}$$

$$T_{Ft} = 0.67(650.29) = 435.69 \text{ kN}$$

Ahora, los nuevos cuadros resumen quedan de la forma mostrada en la tabla No 7.23

Tabla No 7.23: Cuadros resumen

RESUMEN DE EVALUACION DE MODOS DE FALLA EN PANTALLA TEMPORAL		
MODO DE FALLA	RESISTENCIA NOMINAL EN CABEZA DEL NAIL (KN)	RESISTENCIA DE DISEÑO EN CABEZA DEL NAIL (KN)
FLEXIÓN	132.16	118.94
PUNZONAMIENTO	154.40	138.96

RESUMEN DE EVALUACION DE MODOS DE FALLA EN PANTALLA PERMANENTE		
MODO DE FALLA	RESISTENCIA NOMINAL EN CABEZA DEL NAIL (KN)	RESISTENCIA DE DISEÑO EN CABEZA DEL NAIL (KN)
FLEXIÓN	245.44	220.90
PUNZONAMIENTO	131.18	118.07
TENSION EN PERNOS	650.29	435.69

Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

De las tablas anteriores determinamos la resistencia mínima de diseño en la cabeza del nail, la cual es producto de la evaluación del modo de falla por punzonamiento en la pantalla permanente:

$$T_F = 118.07 \text{ kN}$$

$$\Gamma_{EH} T_{min} < T_F$$

$$73.10 \text{ kN} > 118.07 \text{ kN} \rightarrow ok$$

Dado que la carga mínima de servicio en la cabeza del nail es menor que la resistencia mínima de diseño, el diseño de la pantalla de revestimiento es **apropiado**.

5. Revisión de estabilidad interna

Para realizar la revisión de la estabilidad de la estructura se debe calcular las resistencias de diseño partiendo de los siguientes datos:

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Angulo de fricción interna de suelo (ϕ) = **31°**

Cohesión ultima del suelo (c_u) = **5.0 KN/m²**

Peso volumétrico del suelo (γ) = **18.0 KN/m³**

Extracción ultima de extracción del Nail (Q_e) = **42.41 KN/m**

- Cálculo de la resistencia a la extracción de diseño. Es la resistencia ultima multiplicada por un factor de reducción $\phi_Q = 0.70$ (tabla No 7.20).

$$Q = \phi_Q Q_e = (0.70)(42.41) = 29.69 \text{ kN/m}$$

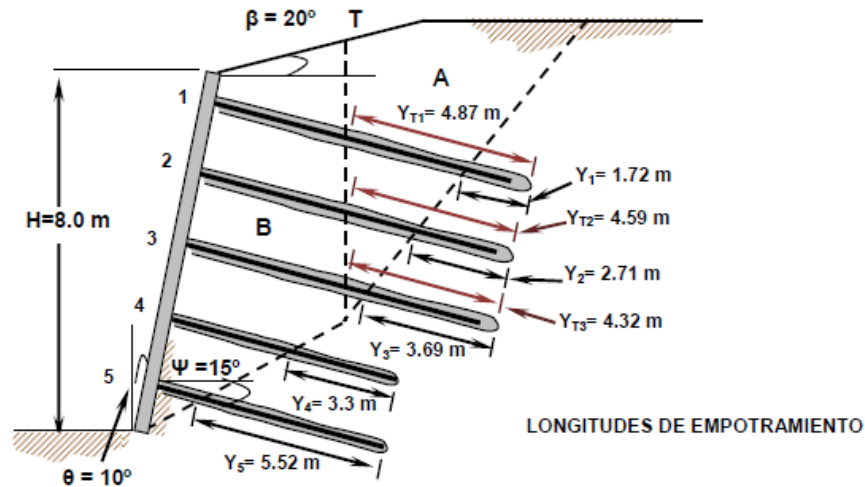
- Cálculo de la resistencia de diseño a la tensión en el tendón del Nail. Esta depende de la designación de la barra para el tendón, para este ejemplo se eligió la barra N° 25 M, cuya área transversal es de $A_s = 510 \text{ mm}^2$ grado 60 ($f_y = 0.420 \text{ MPa}$), entonces:

$$T_N = \phi_N \phi T_{NN} = \phi_N A_s f_y = (0.90)(510)(0.42) = 192.78 \text{ kN}$$

- Cálculo de la resistencia de diseño en la cabeza. Se debe tomar el menor valor de resistencia de diseño en la pantalla (flexión, punzonamiento, falla en los pernos) cuyo valor es:

$$T_F = 118.07 \text{ kN}$$

Figura No 7.88: Superficie de falla bilineal crítica obtenida de estabilidad global



Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador". Trabajo de Graduación. Facultad de Ingeniería, UES

Elaboración de los diagramas de resistencia en la longitud del nail

Para el cálculo de la distancia que queda detrás de la superficie de falla en cada nail se hizo uso de la herramienta de AutoCAD y para definir la geometría de la posible falla más crítica que

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

produzca el mínimo factor de seguridad a la estabilidad global obtenida previamente del programa SNAILZ, como se muestra en la figura No 7.88.

Cálculo de las distancias de las diferentes zonas de tensión del Nail.

La distancia donde se da la tensión máxima, T_N , (resistencia de diseño) desde la cabeza del Nail (zona A), se calcula como:

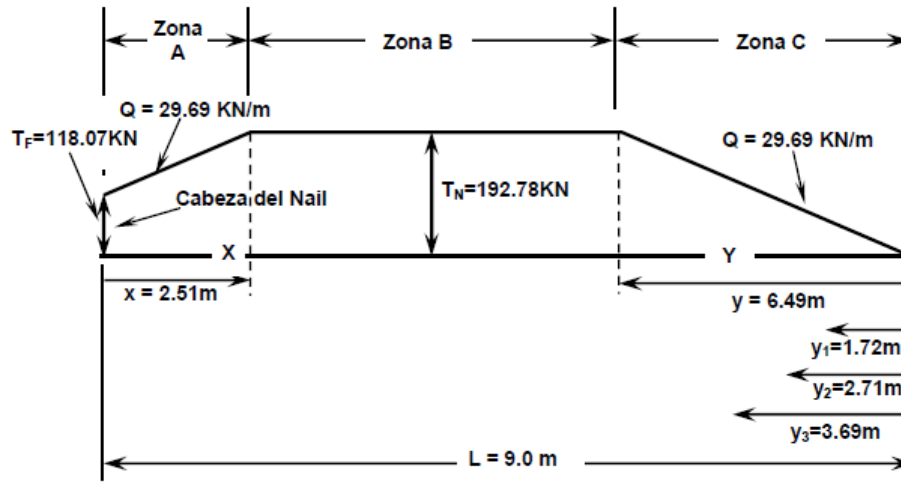
$$X = T_F + Q(x) \text{ Si } X = T_N \rightarrow x = \frac{T_N - T_F}{Q} = \frac{192.78 - 118.07}{29.69} = 2.51 \text{ m}$$

La distancia a la cual se da la tensión máxima (T_N), desde el extremo empotrado del nail (zona C), se calcula como sigue:

$$Y = Q(y) \text{ Si } Y = T_N \rightarrow y = \frac{T_N}{Q} = \frac{192.78}{29.69} = 6.49 \text{ m}$$

Por lo tanto, se procede a elaborar el diagrama con los datos de los cálculos anteriores. Entonces, el diagrama de movilización de las resistencias queda tal y como se muestra en la figura No 7.89:

Figura No 7.89: Diagrama de contribución de resistencias en el nail de 9 metros



Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

Cálculo de relación entre fuerzas resistentes y fuerzas actuantes, R/L

Cálculo de la contribución de la resistencia de la superficie de falla "A".

Para las distancias $y_1 = 1.72 \text{ m}$, $y_2 = 2.71 \text{ m}$ & $y_3 = 3.69 \text{ m}$ desde la parte empotrada del nail hasta la superficie de falla tenemos:

$$y_1 = 1.72 \text{ m} < y = 6.49 \text{ m} \rightarrow \text{Zona C} \therefore Y_1 = Q(y_1) = 29.26(1.72) = 50.33 \text{ kN}$$

$$y_2 = 2.71 \text{ m} < y = 6.49 \text{ m} \rightarrow \text{Zona C} \therefore Y_2 = Q(y_2) = 29.26(2.71) = 79.29 \text{ kN}$$

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

$$y_3 = 3.69 \text{ m} < y = 6.49 \text{ m} \rightarrow \text{Zona C} \therefore Y_3 = Q(y_3) = 29.26(3.69) = 107.97 \text{ kN}$$

$$\Sigma Y = 237.59 \text{ kN}$$

Donde la contribución a la tensión en la falla "A" se determina como:

$$T_A = \frac{\Sigma Y}{S_H} = \frac{237.59}{1.5} = 158.39 \text{ kN/m}$$

Cálculo de la contribución de la resistencia de la superficie de falla "B"

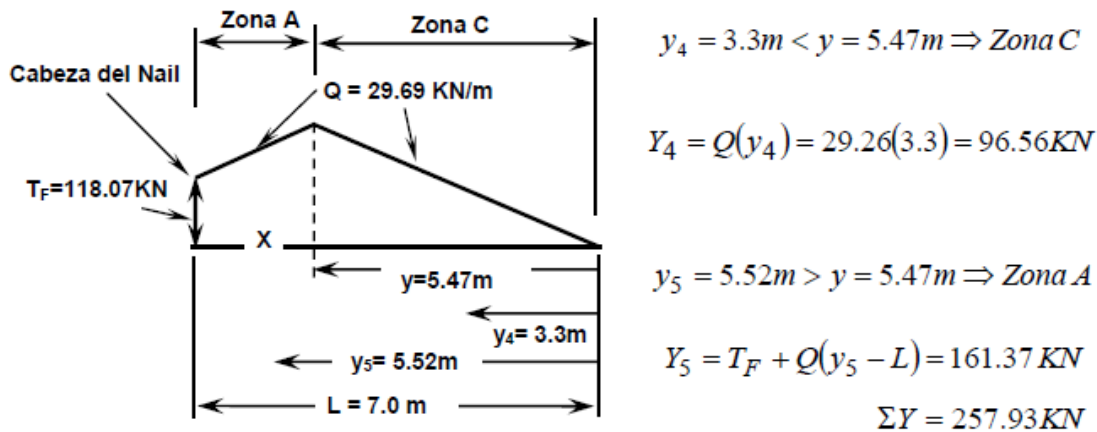
Se debe tener en cuenta que los dos Nails inferiores son atravesados por la superficie de falla "B", por lo tanto, contribuyen en la resistencia para dicha falla. La longitud de estos Nails es de $L=7.0 \text{ m}$ y cuya superficie de falla se sitúa a una distancia $y_4 = 3.3 \text{ m}$ & $y_5 = 5.52 \text{ m}$, respectivamente. Luego, para encontrar las distancias de tensión para el nail de 7 m se busca la distancia x en donde el valor de la tensión sea igual ya sea desde el punto de empotramiento o desde la cabeza del nail.

$$T_F + Q(x) = -Q(x - 7) \rightarrow x = \frac{7Q - T_F}{2Q} = \frac{7(29.69) - 118.07}{2(29.69)} = 1.52 \text{ m}$$

Por lo tanto $y = 7 \text{ m} - 1.52 \text{ m} = 5.47 \text{ m}$

La contribución de la resistencia se calcula como sigue y se muestra en la figura No 7.90.

Figura No 7.90: Diagrama de contribución de resistencias en el nail de 7 metros



Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

$$T_B = \frac{\Sigma Y}{S_H} = \frac{257.93}{1.5} = 171.96 \text{ kN/m}$$

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Cálculo de la contribución de la resistencia de la superficie “T”.

Calculando la contribución de la resistencia de la superficie “T” de corte entre los bloques “A” y “B”, que atraviesa los Nails 1, 2 y 3 en las distancias $y_{T1} = 4.87 \text{ m}$, $y_{T2} = 4.59 \text{ m}$ & $y_{T3} = 4.32 \text{ m}$, respectivamente:

$$y_{T1} = 4.87 \text{ m} < y = 6.49 \text{ m} \rightarrow \text{Zona C} \therefore Y_{T1} = Q(y_{T1}) = 29.26(4.87) = 142.5 \text{ kN}$$

$$y_{T2} = 4.59 \text{ m} < y = 6.49 \text{ m} \rightarrow \text{Zona C} \therefore Y_{T2} = Q(y_{T2}) = 29.26(4.59) = 134.30 \text{ kN}$$

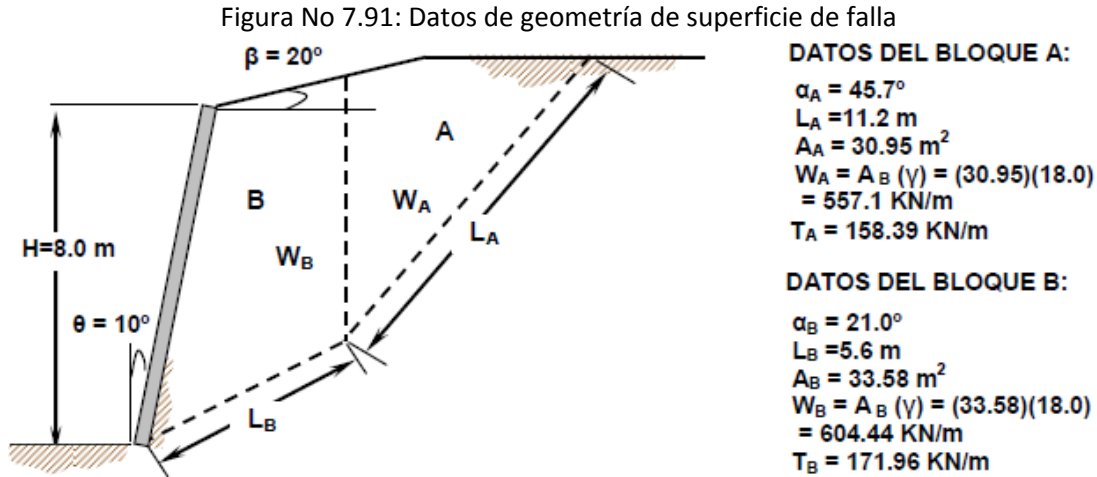
$$y_{T3} = 4.32 \text{ m} < y = 6.49 \text{ m} \rightarrow \text{Zona C} \therefore Y_{T3} = Q(y_{T3}) = 29.26(4.32) = 126.40 \text{ kN}$$

$$\Sigma Y = 403.20 \text{ kN}$$

Por lo tanto, la contribución a la tensión en la interfaz de los bloques A y B, se determina como:

$$T = \frac{\Sigma Y}{S_H} = \frac{403.20}{1.5} = 268.8 \text{ kN/m}$$

Los datos de la geometría de la superficie de falla necesarios para el cálculo de la relación R/L se muestran en la figura No 7.91.



Fuente: G. Figueroa et al (2011), “Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador”, Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

Cálculo de la relación de fuerzas resistentes y fuerzas actuantes (R/L)

De teoría, para la condición estática $\phi_\phi = 0.9$ (tabla No 7.20):

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

$$\phi_g = \tan^{-1} \left(\frac{\phi \tan \phi}{R/L} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{0.75 \tan(31)}{R/L} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{0.4506}{R/L} \right)$$

Dividiendo la ecuación de estabilidad en dos términos **M** y **N**. De Byrne & Porterfield (FHWA, 1998) $\Gamma_w = 1.35$ y $\Phi_c = 0.9$ para la condición estática, entonces:

$$M = \left[1 + \tan(\zeta) \tan(\alpha_A - \phi_g) \right] \left[\frac{\{-\Gamma_w W_B - (T_B + T) \text{sen}(\psi) + \phi_c c_u L_B \text{sen}(\alpha_B)\}/(R/L)}{+(T_B + T) \text{cos}(\psi) + \phi_c c_u L_B \text{cos}(\alpha_B)/(R/L)} \right] \tan(\alpha_B - \phi_g)$$

Sustituyendo en la ecuación los datos para los bloques **A** y **B** y suponiendo un ángulo de inclinación interno entre los bloques $\zeta = 0^\circ$, entonces el término $\tan(\zeta) \tan(\alpha - \phi_g) = 0$, entonces:

$$M = \left[\frac{\{- (1.35)(604.44) - (171.96 + 268.8) \text{sen}(15^\circ) + (0.9)(5.0)(5.6) \text{sen}(21^\circ)\}/(R/L)}{\tan \left(21 - \tan^{-1} \left(\frac{0.4506}{(R/L)} \right) \right) + (171.96 + 268.8) \text{cos}(15) + (0.9)(5.0)(5.6) \text{cos}(21)/(R/L)} \right] \times$$

El otro término de la ecuación de estabilidad global "**N**" es como sigue:

$$N = \left[1 + \tan(\zeta) \tan(\alpha_B - \phi_g) \right] \left[\frac{\{\Gamma_w W_A + (T_A - T) \text{sen}(\psi) - \phi_c c_u L_A \text{sen}(\alpha_A)\}/(R/L)}{-(T_A - T) \text{cos}(\psi) - \phi_c c_u L_A \text{cos}(\alpha_A)/(R/L)} \right] \tan(\alpha_A - \phi_g)$$

Sustituyendo los valores en la ecuación anterior para los datos del bloque A, tomando en cuenta la suposición que el ángulo de inclinación interno entre los bloques $\zeta = 0^\circ$.

$$N = \left[\frac{\left\{ (1.35)(557.1) + (158.39 - 268.8) \text{sen}(15^\circ) - \frac{(0.9)(5.0)(11.2) \text{sen}(45.7)}{(R/L)} \right\}}{\tan \left(45.7^\circ - \tan^{-1} \left(\frac{0.4506}{(R/L)} \right) \right) - (158.39 - 268.8) \text{cos}(15^\circ) - \frac{(0.9)(5.0)(11.2) \text{cos}(45.7)}{(R/L)} \right]}$$

Aplicando la siguiente identidad trigonométrica, para simplificar los cálculos, tenemos:

$$\tan \left(\alpha - \tan^{-1} \left(\frac{0.4506}{(R/L)} \right) \right) = \frac{\tan \alpha - \tan \left(\tan^{-1} \left(\frac{0.4506}{(R/L)} \right) \right)}{1 + \tan \alpha \tan \left(\tan^{-1} \left(\frac{0.4506}{(R/L)} \right) \right)} = \frac{(R/L) \tan \alpha - 0.4506}{(R/L) + 0.4506 \tan \alpha}$$

Sustituyendo en las ecuaciones **M** y **N** e igualando **M = N**, tenemos:

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

$$\left[\frac{-357.05(R/L)^2 + 422.56(R/L) - 4.069}{(R/L) + 0.17297} \right] + 319.09(R/L) + 58.73 =$$
$$= \left[\frac{741.6(R/L)^2 - 362.98(R/L) + 16.25}{(R/L) + 0.4617} \right]$$

Resolviendo la ecuación anterior para la relación (R/L) para la condición estática, obtenemos:

$$(R/L) = 1.27 \geq 1.0 \rightarrow ok$$

La configuración del sistema de muro Soil Nailing para la condición estática es bastante adecuada para los requerimientos de la FHWA.

6. Revisión de estabilidad interna bajo condición sísmica

Para realizar la revisión de la estabilidad interna para la condición sísmica (gravedad más sismo) de la estructura se debe realizar un cálculo similar al de la condición de gravedad, partiendo de los siguientes datos:

Angulo de fricción interna de suelo (ϕ) = **31°**

Cohesión última del suelo (c_u) = **5.0 kN/m²**

Peso volumétrico del suelo (γ) = **18.0 kN/m³**

Extracción última de extracción del Nail (Q_e) = **42.41 kN/m**

- Cálculo de la resistencia a la extracción de diseño, que es la resistencia última multiplicada por un factor de reducción por extracción para la condición sísmica $\phi_Q = 0.80$ (tabla No 7.20).

$$Q = \phi_Q Q_e = (0.8)(42.41) = 33.93 \text{ kN/m}$$

- Cálculo de la resistencia de diseño a la tensión en el tendón del Nail. Para la designación de la barra N° 25 M, con un área transversal de $A_s = 510 \text{ mm}^2$ grado 60 ($f_y = 0.420 \text{ MPa}$) y utilizando un factor de reducción por sismo $\phi_N = 1.0$ (tabla No 7.20).

$$T_N = \phi_N \phi T_{NN} = \phi_N A_s f_y = (1.0)(510)(0.42) = 214.2 \text{ kN}$$

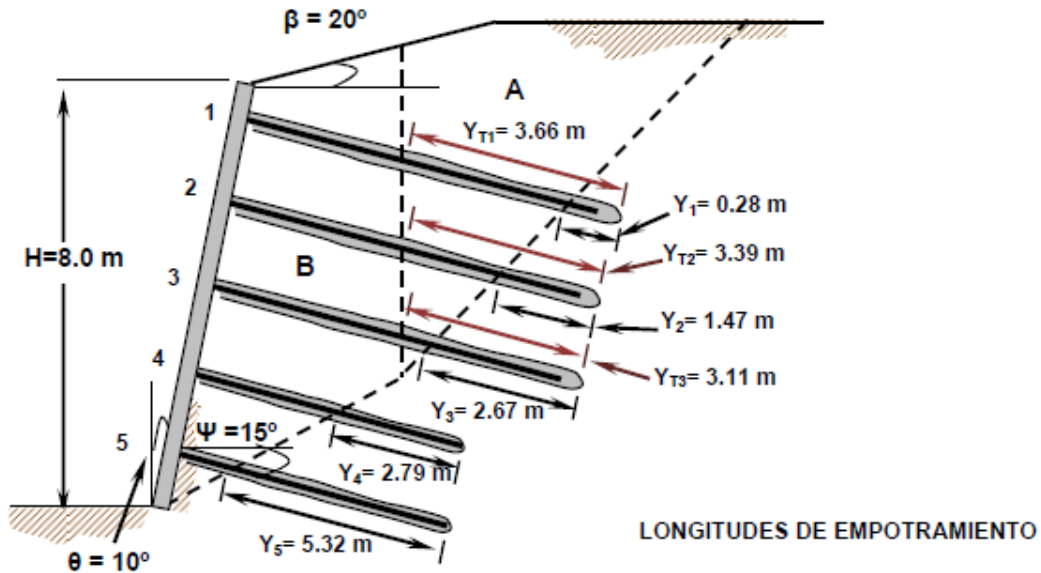
- Cálculo de la resistencia de diseño en la cabeza. Se debe tomar el menor valor de resistencia de diseño en la pantalla permanente para la condición sísmica (flexión, punzonamiento, falla en los pernos) cuyo valor es el de la resistencia a punzonamiento:

$$T_F = 131.18 \text{ kN}$$

Elaboración de los diagramas de resistencia en la longitud del nail

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Figura No 7.92: Superficie de falla bilineal crítica obtenida de estabilidad global bajo condición sísmica



Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

Nuevamente para definir las distancias que quedan detrás de la superficie de falla en cada nail se hizo uso de la herramienta de Autocad para elaborar la figura No 7.92.

- Cálculo de las distancias de las diferentes zonas de tensión del Nail. La distancia donde se da la tensión máxima, T_N , (resistencia de diseño) desde la cabeza del Nail (zona A), se calcula como:

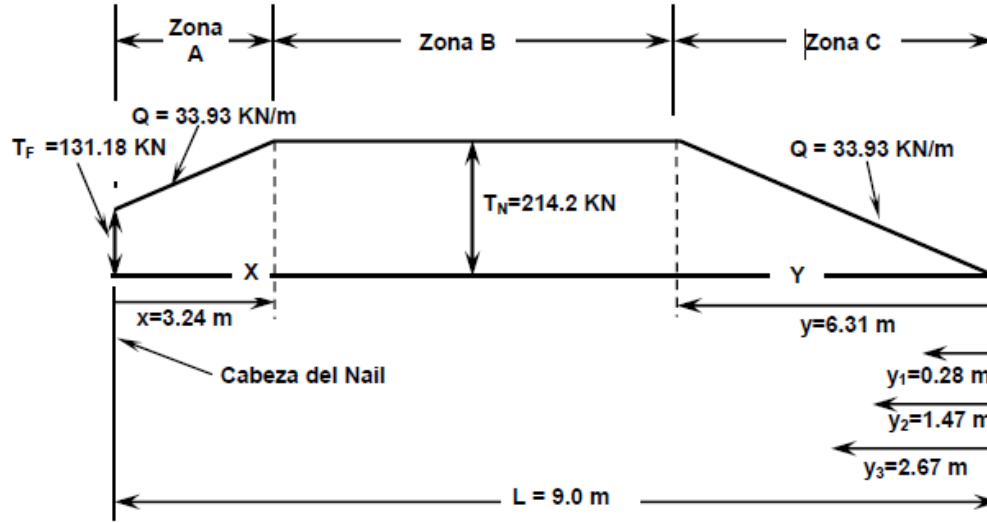
$$X = T_F + Q(x) \text{ Si } X = T_N \rightarrow x = \frac{T_N - T_F}{Q} = \frac{214.2 - 131.18}{33.93} = 3.24 \text{ m}$$

La distancia a la cual se da la tensión máxima (T_N), desde el extremo empotrado del nail (zona C), se calcula como sigue y se muestra en la figura No 7.93.

$$Y = Q(y) \text{ Si } Y = T_N \rightarrow y = \frac{T_N}{Q} = \frac{214.2}{33.93} = 6.31 \text{ m}$$

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

Figura No 7.92: Diagrama de contribución de resistencias en el nail de 9 metros bajo condición sísmica



Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

Cálculo de relación entre fuerzas resistentes y fuerzas actuantes, R/L bajo condiciones sísmicas

Cálculo de la contribución de la resistencia de la superficie de falla "A".

Ya que $y_1 = 0.28 \text{ m}$, $y_2 = 1.47 \text{ m}$ ^ $y_3 = 2.67 \text{ m}$ son distancias bastante inferiores a $y = 5.99 \text{ m}$, que corresponde a la distancia desde la parte empotrada del nail (zona C), hasta la zona de máxima tensión de este (zona B), entonces controla la falla por extracción zona "C", por lo tanto:

$$Y_1 = Q(y_1) = 33.93(0.28) = 9.5 \text{ kN}$$

$$Y_2 = Q(y_2) = 33.93(1.47) = 49.88 \text{ kN}$$

$$Y_3 = Q(y_3) = 33.93(2.67) = 90.59 \text{ kN}$$

$$\Sigma Y = 149.97 \text{ kN}$$

Donde la contribución a la tensión en la falla "A" se determina como:

$$T_A = \frac{\Sigma Y}{S_H} = \frac{149.97}{1.5} = 99.98 \text{ kN/m}$$

Cálculo de la contribución de la resistencia de la superficie de falla "B"

Se debe tener en cuenta que los dos Nails inferiores son atravesados por la superficie de falla "B", por lo tanto, contribuyen en la resistencia para dicha falla. La longitud de estos Nails es de

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

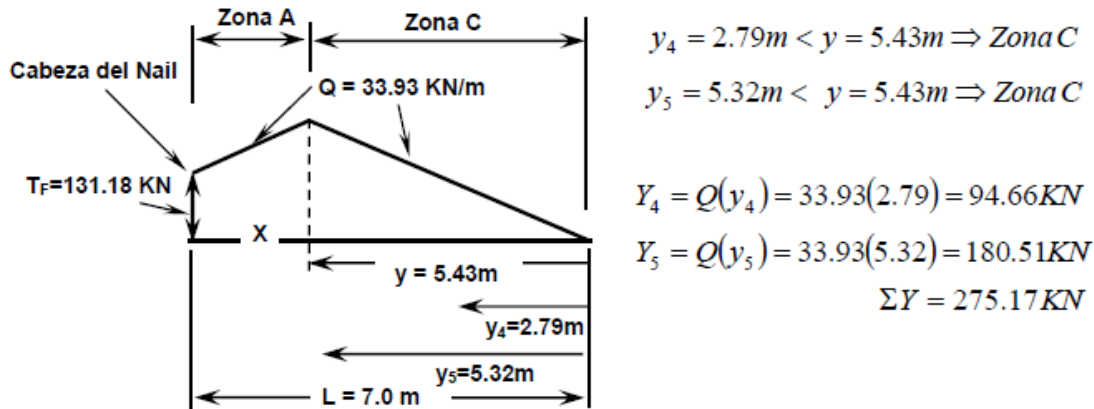
$L=7.0\text{ m}$ y cuya superficie de falla se sitúa a una distancia $y_4 = 2.79\text{ m}$ & $y_5 = 5.32\text{ m}$, respectivamente. Luego, para encontrar las distancias de tensión para el nail de 7 m se busca la distancia x en donde el valor de la tensión sea igual ya sea desde el punto de empotramiento o desde la cabeza del nail.

$$T_F + Q(x) = -Q(x - 7) \rightarrow x = \frac{7Q - T_F}{2Q} = \frac{7(33.93) - 118.07}{2(33.93)} = 1.57\text{ m}$$

Por lo tanto $y = 7\text{ m} - 1.57\text{ m} = 5.43\text{ m}$

La contribución de la resistencia en la falla "B" se calcula como sigue (ver figura No 7.93):

Figura No 7.93: Diagrama de contribución de resistencias en el nail de 7 metros bajo condición sísmica



Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

Donde la contribución a la tensión en la falla "B" se determina como:

$$T_A = \frac{\Sigma Y}{S_H} = \frac{275.17}{1.5} = 183.45\text{ kN/m}$$

Cálculo de la contribución de la resistencia de la superficie "T".

Como las distancias $y_{T1} = 3.66\text{ m}$, $y_{T2} = 3.39\text{ m}$ & $y_{T3} = 3.11\text{ m}$ (ver figura de No 7.94), son menores que $y = 5.43\text{ m}$ entonces se debe utilizar la ecuación de la zona "C" como se muestra:

$$Y_{T1} = Q(y_{T1}) = 33.93(3.66) = 124.18\text{ kN}$$

$$Y_{T2} = Q(y_{T2}) = 33.93(3.39) = 115.02\text{ kN}$$

$$Y_{T3} = Q(y_{T3}) = 33.93(3.11) = 105.52\text{ kN}$$

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

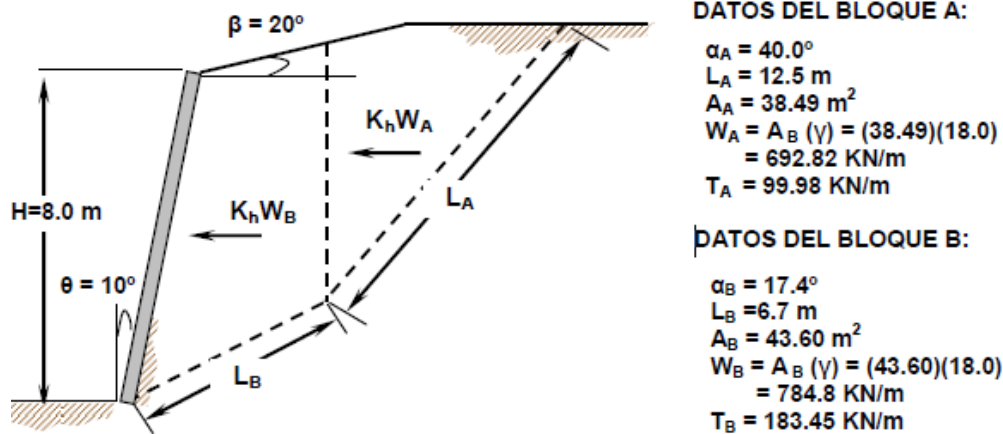
$$\Sigma Y = 344.72 \text{ kN}$$

Por lo tanto, la contribución a la tensión en la interfaz de los bloques A y B, se determina como:

$$T_A = \frac{\Sigma Y}{S_H} = \frac{344.72}{1.5} = 229.81 \text{ kN/m}$$

Configuración y datos de bloques de falla (ver figura No 7.94)

Figura No 7.94: Datos de geometría de superficie de falla bajo condición sísmica



Fuente: G. Figueroa et al (2011), "Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador", Trabajo de Graduación, Facultad de Ingeniería, UES

• **Cálculo de la relación de fuerzas resistentes y fuerzas actuantes (R/L)**

De teoría, para la condición estática $\phi_\phi = 1.0$ (tabla No 7.20):

$$\phi_g = \tan^{-1} \left(\frac{\phi_\phi \tan \phi}{R/L} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{0.75 \tan(31)}{R/L} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{0.6}{R/L} \right)$$

Dividiendo la ecuación de estabilidad en dos términos **M** y **N**. De la FHWA, $\Gamma_w = 1.0$ y $\phi_c = 1.0$ para la condición sísmica, entonces:

$$M = \left[1 + \tan(\zeta) \tan(\alpha_A - \phi_g) \right] \left[\begin{aligned} & \left\{ -\Gamma_w W_B - (T_B + T) \text{sen}(\psi) + \frac{\phi_c c_u L_B \text{sen}(\alpha_B)}{(R/L)} \right\} \tan(\alpha_B - \phi_g) \\ & + (T_B + T) \text{cos}(\psi) + \frac{\phi_c c_u L_B \text{cos}(\alpha_B)}{(R/L)} - k_h W_B \end{aligned} \right]$$

Sustituyendo en la ecuación los datos para los bloques A y B y suponiendo un ángulo de inclinación interno entre los bloques $\zeta = 0^\circ$, entonces el término $\tan(\zeta) \tan(\alpha - \phi_g) = 0$, además se debe considerar un coeficiente sísmico horizontal $k_h = 0.16$ (zona 1 del mapa sísmico de El Salvador), entonces:

CAPITULO IV
CIMENTACIONES

$$M = \left[\begin{array}{l} \left\{ -(1.0)(784.8) - (183.45 + 229.81)\text{sen}(15^\circ) + \frac{(1.0)(5.0)(6.7)\text{sen}(17.4^\circ)}{(R/L)} \right\} \times \\ \tan \left(17.4^\circ - \tan^{-1} \left(\frac{0.6}{(R/L)} \right) \right) + (183.45 + 229.81)\text{cos}(15^\circ) + \frac{(1.0)(5.0)(6.7)\text{cos}(17.4^\circ)}{(R/L)} \\ - 0.16(784.4) \end{array} \right]$$

El otro término de la ecuación de estabilidad global "N" es como sigue:

Sustituyendo los valores en la ecuación anterior para los datos del bloque A, tomando en cuenta la suposición que el ángulo de inclinación interno entre los bloques $\zeta = 0^\circ$ y considerando un coeficiente sísmico horizontal $kh = 0.16$, tenemos:

$$N = \left[\begin{array}{l} \left\{ (1.0)(692.82) + (99.98 - 229.81)\text{sen}(15^\circ) - \frac{(1.0)(5.0)(12.5)\text{sen}(40^\circ)}{(R/L)} \right\} \times \\ \tan \left(40^\circ - \tan^{-1} \left(\frac{0.6}{(R/L)} \right) \right) - (99.98 - 229.81)\text{cos}(15^\circ) - \frac{(1.0)(5.0)(12.5)\text{cos}(40^\circ)}{(R/L)} + \\ 0.16(692.82) \end{array} \right]$$

Aplicando la siguiente identidad trigonométrica, para simplificar los cálculos, tenemos:

$$\tan \left(\alpha - \tan^{-1} \left(\frac{0.6}{(R/L)} \right) \right) = \frac{\tan \alpha - \tan \left(\tan^{-1} \left(\frac{0.6}{(R/L)} \right) \right)}{1 + \tan \alpha \tan \left(\tan^{-1} \left(\frac{0.6}{(R/L)} \right) \right)} = \frac{(R/L)\tan \alpha - 0.6}{(R/L) + 0.6 \tan \alpha}$$

Sustituyendo en las ecuaciones M y N e igualando $M = N$, tenemos:

$$\left[\frac{-296.24(R/L)^2 + 570.28(R/L) - 6.01}{(R/L) + 0.188} \right] + 174.23(R/L) + 79.85 = \left[\frac{538.98(R/L)^2 - 419.15(R/L) + 24.1}{(R/L) + 0.5035} \right]$$

Resolviendo la ecuación anterior para la relación (R/L) para la condición estática, obtenemos:

$$(R/L) = 1.388 \geq 1.01 \text{ Ok}$$

La configuración del sistema de muro Soil Nailing para la condición sísmica es bastante adecuada para los requerimientos de la FHWA.

7.2.5 Ejercicio Propuesto

1. Tomando como base la configuración del ejercicio resuelto para anclajes pasivos, el estudiante deberá resolver el ejercicio nuevamente considerando una altura del corte $H=15$ m y variando las características del suelo $\phi = 33^\circ$ y un $\gamma = 1900$ kg/m³.

CAPITULO V

CONCLUSIONES

Y

RECOMENDACIONES

CAPITULO V
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones

- La autoevaluación interna realizada por la Escuela de Ingeniería Civil en el año 2010 permitió determinar el estado general de la carrera, trasladando a cada departamento la responsabilidad de ejecutar de forma independiente una revisión de los contenidos de las asignaturas que imparte; como resultado del análisis interno, el departamento de Geotecnia planteó la necesidad de llevar a cabo la apertura de una nueva asignatura llamada **Análisis Geotécnico** y el establecimiento de la materia **Cimentaciones** como una asignatura de carácter obligatorio, con el objetivo de que los futuros profesionales sean formados bajo el mismo criterio y con el mismo nivel de conocimiento en ésta área.
- Realizar revisiones periódicas a los contenidos de las asignaturas que sirve el departamento de Geotecnia, con el fin de que los conocimientos impartidos a los estudiantes estén actualizados y acorde a los técnicas aplicadas en nuestro medio, para la solución de problemas ingenieriles del suelo.
- A partir del análisis curricular realizado y apoyándose en el enfoque de la Geotecnia Moderna, se organizaron y actualizaron los contenidos de las asignaturas que se imparten en el departamento, de manera que el estudiante pueda adquirir el conocimiento de forma gradual, partiendo de lo básico a lo complejo; adquiriendo en una primera etapa aspectos de geología, en una segunda etapa el estudio de las propiedades físicas y mecánicas de los suelos, pasando luego al análisis del comportamiento del suelo ante la aplicación de cargas y finalizando con el diseño de cimentaciones, estructuras de retención, taludes y métodos de reforzamiento del terreno, específicamente anclajes.
- Durante la revisión de los contenidos que se impartían en la materia de Cimentaciones T.E, el departamento de Geotecnia determinó que el tema tablaestacas debía eliminarse del programa, ya que ésta técnica actualmente no se utiliza en nuestro medio.
- Al programa de la asignatura Cimentaciones se incorporó la unidad correspondiente a los Método de Reforzamientos del Terreno, enfocándose en las técnicas de Anclaje tanto activo como pasivo, por ser técnicas que en nuestro país se están aplicando y representa soluciones viables y eficientes, en su mayoría en obras de estabilización de taludes y construcción de sótanos en los que se realizan excavaciones profundas.
- Deberá fomentarse el uso de normativas nacionales e internacionales que les ayuden a los estudiantes a desarrollar criterios, para facilitar las soluciones en la investigación del subsuelo, en la cimentación de diferentes estructuras que se construyen en el país.

Recomendaciones

- Se recomienda realizar revisiones periódicas de las asignaturas que imparte el Departamento de Geotecnia, de tal manera que al detectarse que se están transmitiendo conocimientos no acordes con los avances tecnológicos, se pueda realizar una actualización en el contenido de las mismas.
- Se recomienda en la medida de lo posible complementar los contenidos teóricos de las asignaturas con prácticas o visitas de campo que ayuden al estudiante a fortalecer los conceptos y a estimular el desarrollo de criterios en la búsqueda de soluciones.
- Se recomienda que se integre el conocimiento teórico, con la resolución de problemas prácticos, que permita generar en el estudiante la capacidad de proponer soluciones viables, para seleccionar la más adecuada desde el punto de vista técnico y funcional.

BIBLIOGRAFIA

BIBLIOGRAFIA

- Juan Herrera y Jorge Castilla Gómez. (2012). Utilización de técnicas de sondeos en estudios geotécnicos. Madrid, España: Laboratorio de tecnologías mineras.
- Lesly E. Mendoza M. (2015). Capítulo 3: Reconocimiento del terreno y propiedades geotécnicas. Cimentaciones 2015.
- Carlos Fernández Tadeo. (Diciembre 2006). Ensayo de placa de carga dinámica de 300 mm de diámetro. Boletín de la Asociación de Laboratorios Acreditados de la Comunidad de Madrid (ALACAM).
- M.I. Bernardo Gómez González. (2016). Capítulo 1: Procedimientos de exploración y muestreo de suelos y rocas. En Curso de Cimentaciones Universidad Tecnológica de México: Universidad Tecnológica de México.
- Prof. Dr. Jorge A. Capote Abreu. (-). La mecánica de suelos y las cimentaciones en las construcciones industriales.
- Ralph B. Peck, Walter E. Hanson, Thomas H. Thornburn. Ingeniería de cimentaciones. México: LIMUSA, NORIEDA EDITORES.
- Cruz, L. (-). Parte II: Introducción al cálculo y diseño de cimentaciones, Capítulo 5 - Distribución de esfuerzos en el suelo debido a cargas. En Introducción a la ingeniería de cimentaciones (Diseño geométrico y estructural).
- Prof. Lucio Gerardo Cruz Velasco. Tercera parte-Fundaciones. En Distribución de esfuerzos en el terreno. Colombia, Universidad del Cauca: Facultad de Ingeniería Civil.
- Ing. Silvia Angelone. (2007 (2da edición)). Geología y Geotecnia-Distribución de presiones.
- Braja M. Das. (1983). Fundamentos de ingeniería de cimentaciones. México: CENGAGE Learning.
- Esteban Sáez. (2010). Fundamentos de Geotecnia ICE-1603 (versión 2.0). Pontificia Universidad Católica de Chile: Departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica.
- Jorge Campos Rodríguez, Germán Marcelo Guardia Niño de Guzmán. (2005). Apoyo didáctico al aprendizaje de la mecánica de suelos mediante problemas resueltos. Cochabamba, Bolivia.

BIBLIOGRAFIA

- Jorge Campos Rodríguez, Germán Marcelo Guardia Niño de Guzmán. (2005). Apoyo didáctico al aprendizaje asignatura mecánica de suelos II CIV-219. Cochabamba, Bolivia.
- José Cerón, Ileana Heredia, Flavio Linares, Israel López. (2015). Trabajo de investigación: Transmisión de esfuerzos. Curso de Cimentaciones T.E.
- Sebastia Olivella Pastallé Alejandro Josa García-Tornel Francisco Javier Valencia Vera. (Septiembre 2003). Geotecnia. Problemas resueltos. Mecánica de suelos. Barcelona, España, Ediciones UPC.
- Luis I. Gonzáles de Vallejo. (2002). Ingeniería Geológica. Madrid, España: PEARSON EDUCACIÓN.
- F. Rodríguez-Roa. Fundaciones en arcillas expansivas. Chile: Universidad Católica de Chile.
- Ing. Julio Patrone, José Enrique Prefumo. La acción de los suelos expansivos sobre las cimentaciones, método de prevención y control. Montevideo, Uruguay: Mecánica de Suelos, Facultad de Ingeniería de la Universidad de Montevideo.
- F.J. Ayala Carcedo, M. Ferrer Gijon, C. Oteo Mazo, J.L. Salinas Rodríguez. (1986). Mapa predictor de riesgos por expansividad de arcillas en España a escala 1:1,000.000. Madrid, España: CEDEX.
- Victor Calero, Danilo Rivera, Ulises Valdez. (2016). Trabajo de Graduación: Determinación del comportamiento al hinchamiento y retracción de suelos que tienen plasticidad, en algunos puntos de la carretera longitudinal del norte, en el tramo comprendido entre Metapán (depto. Santa Ana) y Sensuntepeque (depto. Cabañas)". UES, El Salvador: UES.
- Ing. Augusto José Leoni – Ing. Diego Skok. APUNTE DE EMPUJE SOBRE MUROS RIGIDOS. La Plata-Argentina: Área Geotecnia de la Facultad de Ingeniería UNLP.
- CYPE ingenieros, S.A. Elementos de contención, cálculo de empujes, primera edición. España.
- John Atkinson. (2007). Second edition: The Mechanics of Soils and Foundations. USA and Canada: Taylor & Francis.

BIBLIOGRAFIA

- Ing. Carlos García Romero. (2013). Prueba de penetración estándar. México D.F: Unidad profesional de Zacatenco.
- Marcelo Devincenzi. (2004). Ensayos geotécnicos in situ, su ejecución e interpretación. Girona, España: IGEOEST, S.L.
- Jéser Esaú de Jesús Nij Patzán. (2009). Guía práctica para el cálculo de capacidad de carga en cimentaciones superficiales, losas de cimentación, pilotes y pilas perforadas. Guatemala: Universidad de San Carlos.
- Ing. Germán López Rincón, Ing. Héctor Legorreta Cuevas y Dr. Rigoberto Rivera Constantino. Capacidad de cargas en suelos. México: Facultad de Ingeniería UNAM.
- Roberto Meli Piralla. (2001). Capítulo 2. En Diseño Estructural. México: Editorial Limusa.
- Luis Garza Vásquez., I.C. M.I. (2000). Diseño y Construcción de Cimentaciones. Medellín, Colombia: Universidad Nacional de Colombia, Facultad Nacional de Minas.
- Ángela Patricia Barreto Maya. (2011). Evaluación comparativa de la capacidad de carga en cimentaciones profundas. Fórmulas analíticas y ensayos de carga. Medellín, Colombia: Facultad de Minas, UNC.
- Jéser Esaú de Jesús Nij Patzán. (2009). Guía práctica para el cálculo de capacidad de carga en cimentaciones superficiales, losas de cimentación, pilotes y pilas perforadas. Guatemala: Universidad de San Carlos de Guatemala.
- Juan Carlos Hernández del Pozo, Francisco Rubio García, Francisco Lamas Fernández, Juan Carlos Hernández Garvayo. Problemas resueltos de cimentaciones profundas. Granada, España: Universidad de Granada.
- María del Pilar, Sandra Lozano, Melquisedec Cantor, Francisco Vargas, Carolina Marín, Mario Vitola. (2012). Manual de Diseño de Cimentaciones Superficiales y profundas para carreteras. Colombia: Ministerio de Transporte, Instituto Nacional de Vías.
- Ángel Ayala, Carlos Dubon, Nelson Gonzáles. (2004). Exploración del subsuelo. El Salvador: Universidad de El Salvador.
- José Maríán Noriega Rivera. (2008). Técnicas de investigación del suelo: Elaboración e interpretación de estudios geotécnicos, según CTE.DB-SE.C. España: arquitectos de Cádiz.

BIBLIOGRAFIA

- Alan R. Crumley. (2004). Guías para investigación geotécnica, densidad de investigación. GeoConsult - San Juan, P.R.
- Sociedad Salvadoreña de Geotecnia. (2003). Lista de chequeo y lineamientos para la revisión de reportes geotécnicos, planos preliminares y especificaciones. El Salvador: Sociedad Salvadoreña de Geotecnia.
- EMCALI. Norma técnica de geotecnia NDC_SE_GE_001: Requisitos para la elaboración y presentación de estudios geotécnicos. Colombia: EMCALI.
- AGIES. Normas de seguridad estructural de edificaciones y obras de infraestructura para la República de Guatemala. AGIES NSE 2.1-10 Estudios Geotécnicos y de microzonificación. Guatemala: AGIES.
- Ministerio de Obras Públicas. (1997). Norma técnica para diseño de cimentaciones y estabilidad de taludes. El Salvador: ASIA.
- Dr. Alejandro LOMOSCHITZ MORA-FIGUEROA. (2005). ¿Qué es y para qué sirve un Estudio Geotécnico en Edificación?. España: Colegio de Arquitectos de Canarias.
- Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial. (1997). Reglamento Colombiano de construcción sismo resistente NSR-10 TÍTULO I- Supervisión técnica. Colombia: Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes.
- Javier Montoya, Francisco Vega. (2010). Cátedra Geotecnia: Cimentaciones. Mérida - Venezuela: Universidad de Los Andes.
- Luis López, Jesús Perales. (1999). Elementos de construcción: Cimentaciones - zapatas aisladas. Castilla - La Mancha, España: Universidad de Castilla - La Mancha.
- Rafael Ángel Torres Belandria. (2008). Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado. Mérida, Venezuela: Universidad de Los Andes.
- Angel Couto, Manuel Fernández, María López. (2003). Construcción agroindustrial con hormigón armado- Cimentaciones superficiales y estructuras de contención- Teoría y problemas resueltos. Lugo-España.
- Adenay Cardozo, Chacón Karla. (2010). Tierra armada, muros de contención y anclajes. Mérida, Venezuela: Universidad de Los Andes.

BIBLIOGRAFIA

- Jaime Suarez Díaz. Seminario Excavaciones-Entibado de excavaciones. Bucaramanga, Colombia: Universidad Industrial de Santander.
- Joseph E. Bowles. (1997). Foundation Analysis and design. Singapore: The McGraw - Hill Companies, Inc.
- Henrique José Valladares IDE. (2007). Tesis: Cálculo y diseño de entibaciones para excavaciones en profundidad. Valdivia - Chile: Universidad Austral de Chile.
- Organización Panamericana de la Salud. (2005). Especificaciones técnicas para la construcción de sistemas de alcantarillado. Lima, Perú.
- Ricardo Farid Saquel Sillard. (2009). Sistemas de entibación para la excavación de zanjas en la ciudad de Punta Arenas. Chile: Universidad de Magallanes.
- Marlon Solano Esquivel. (2005). Análisis y diseño de losas para fundación. Costa Rica: Instituto tecnológico de Costa Rica- ICOTEC.
- José Rodríguez, Jesús Serra, Carlos Mazo. (1989). Curso aplicado de cimentaciones. Madrid-España: Colegio Oficial de Arquitectos de Madrid.
- Dr. Ing. Jorge E. Alva. (-). Diseño de cimentaciones. Perú: Fondo Editorial-Instituto de la Construcción y Gerencia- ICG.
- Merlin G. Spangler, Richard L. Handy. (1973). Fifth Printing- Soil engineering. Iowa State University, EE.UU: Intext Educational Publishers.
- Pedro Pérez Carballo. (2010). Implementación informática para el cálculo de pilotes de hormigón "in situ" según el código técnico de la edificación. Capítulo 9: Grupo de pilotes. Sevilla-España.
- Rodrigo Fabián Urbina Palacios. (2004). Guía para el diseño de pilotes. Piura, Perú: Universidad de Piura.
- Lesly E. Mendoza. (2015). Capítulo VIII - Estabilidad de taludes-Cimentaciones. UES-El Salvador: Cátedra Ciclo I.
- Jaime Suárez Díaz. (1998). Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales. España: Universidad Industrial de Santander, UIS.

BIBLIOGRAFIA

- Álvaro F. de Matteis, Ing. Silvia Angelone, Ing. María Garibay. (2003). Geología y geotecnia. Argentina: Universidad del Rosario.
- Juárez Badillo, Rico Rodríguez. (2004). Mecánica de Suelos, Tomo 2: Teoría y aplicaciones de la mecánica de suelos. México, D.F: LIMUSA, S.A de C.V.
- Paul David Valladares Ibarra. (2015). Tesis: Estabilidad de taludes con anclas. México, D.F: Universidad Nacional Autónoma de México.
- Roberto Ucar Navarro. (2002). Manual de anclajes en obras de tierras. Mérida, Venezuela: Faculta de Ingeniería Mérida Venezuela.
- Alberto Jaime Paredes. (2007). Tesis: Anclajes en suelos. México: Universidad Nacional Autónoma de México.
- Guillermo Figueroa, Fredys Rodriguez, Edwin Zelada. (2011). Tesis: Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador. UES-El Salvador: Universidad de El Salvador.