

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



**ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE
RETENCIÓN DE APLICACIÓN RECIENTE EN EL
SALVADOR**

PRESENTADO POR:

**GUILLERMO ERNESTO FIGUEROA DÍAZ
FREDYS ADELMO RODRÍGUEZ AGUILAR
EDWIN ENRIQUE ZELADA SEGUNDO**

PARA OPTAR AL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

CIUDAD UNIVERSITARIA, ABRIL DE 2011

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

RECTOR :

MSc. RUFINO ANTONIO QUEZADA SÁNCHEZ

SECRETARIO GENERAL :

LIC. DOUGLAS VLADIMIR ALFARO CHÁVEZ

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

DECANO :

ING. MARIO ROBERTO NIETO LOVO

SECRETARIO :

ING. OSCAR EDUARDO MARROQUÍN HERNÁNDEZ

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

DIRECTOR :

MSc. ING. FREDY FABRICIO ORELLANA CALDERÓN

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

Trabajo de Graduación previo a la opción al Grado de:

INGENIERO CIVIL

Título :

**ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE
RETENCIÓN DE APLICACIÓN RECIENTE EN EL
SALVADOR**

Presentado por :

**GUILLERMO ERNESTO FIGUEROA DÍAZ
FREDYS ADELMO RODRÍGUEZ AGUILAR
EDWIN ENRIQUE ZELADA SEGUNDO**

Trabajo de Graduación Aprobado por :

Docentes Directores :

**ING. MANUEL DE JESÚS GUTIÉRREZ HERNÁNDEZ
ING. LESLY EMIDALIA MENDOZA MEJÍA
ING. JUAN PABLO CAÑAS ARBOLEDA**

San Salvador, Abril de 2011

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docentes Directores:

ING. MANUEL DE JESÚS GUTIÉRREZ HERNÁNDEZ

ING. LESLY EMIDALIA MENDOZA MEJÍA

ING. JUAN PABLO CAÑAS ARBOLEDA

AGRADECIMIENTOS

Dios

Gracias por haber estado siempre con nosotros en nuestros momentos más difíciles, por mantenernos con salud, por iluminarnos en nuestros momentos de oscuridad y dudas y por supuesto, por darnos la fortaleza para poder seguir adelante, haciéndole frente a los obstáculos que se interponían en nuestro andar.

Ing. Manuel Gutiérrez Hernández

Por haber compartido sus consejos y conocimientos y por encargarse de haber sido nuestro guía en el desarrollo de nuestro trabajo de graduación, gracias por su comprensión y paciencia.

Inga. Lesly Mendoza Mejía

Gracias por compartir sus conocimientos y por brindarnos su apoyo, tiempo, dedicación y orientación para el correcto desarrollo de este trabajo de graduación, gracias por su comprensión, paciencia y consideración y por darnos siempre ánimos cuando se nos presentaban dificultades, gracias por todo.

Ing. Juan Pablo Cañas Arboleda

Gracias por haber sido partícipe del desarrollo de este trabajo de graduación y por compartirnos sus valiosos conocimientos y consejos, además de orientarnos para llevar a cabo esta tesis, gracias por facilitarnos las reuniones de asesoría al recibirnos con amabilidad en su oficina de trabajo. Gracias infinitas por su total comprensión.

También queremos agradecer a los ingenieros Melvin Hernández, Luis Armando Pineda e Ignacio Francés Fadón, quienes colaboraron en forma desinteresada en el desarrollo de esta tesis al compartir sus conocimientos y su tiempo en la búsqueda de información técnica importante para realizar este trabajo de graduación.

Queremos agradecer a nuestras familias y amig@s, porque siempre estuvieron con nosotros en todas las adversidades y porque siempre nos brindaron su inmenso apoyo y su valioso tiempo.

GUILLERMO, FREDYS Y EDWIN

DEDICATORIA

Primero que nada, dedico este trabajo de graduación a nuestro Dios Todopoderoso, que siempre me dio la seguridad, serenidad, fortaleza y sabiduría necesarias para sobrellevar los problemas y dificultades que se me presentaron durante estos momentos culminantes de mi carrera.

A mis amados padres, Ana María y Víctor Arnoldo, quienes siempre me brindaron su amor incondicional y apoyo en todo aspecto, además de transmitirme su sabiduría cuando más lo necesité, sobre todo en aquellos momentos de dudas, flaqueza y desmotivación. Este triunfo es para ustedes, muchas gracias.

A mis hermanos, Nono, Guayo y Alex, a la familia Del Cid Sosa y a la familia Urrutia Del Cid por su comprensión y ayuda.

A mis compañeros de tesis, Fredys y Edwin, porque a pesar que tuvimos dificultades y diferencias de ideas y opiniones durante el desarrollo de este trabajo, logramos superar las adversidades que se nos presentaron.

A nuestros asesores, por proporcionarnos sus valiosos consejos y conocimientos y hago una especial mención para la Inga. Lesly Mendoza, que de no ser por el aporte de sus conocimientos, su preocupación, dedicación y esmero hacia nuestro trabajo de graduación habría sido muy difícil conseguir nuestra meta.

A todos mis amig@s, en especial a mi gran amigo, el Ingeniero Alberto Quintanilla y al Arquitecto Filadelfo López, a quienes también agradezco porque con su apoyo y sus palabras de aliento nunca permitieron que cayera sin luchar.

GUILLERMO ERNESTO FIGUEROA DÍAZ

DEDICATORIA

Esta tesis, si bien ha requerido de esfuerzo y mucha dedicación por parte de los autores y sus directores de tesis, no hubiese sido posible su finalización sin la cooperación desinteresada de todas y cada una de las personas que a continuación citaré y muchas de las cuales han sido un soporte muy fuerte en momentos de angustia y desesperación.

Primero y antes que nada, dar gracias a Dios, por estar conmigo en cada paso que doy, por fortalecer mi corazón e iluminar mi mente y por haber puesto en mi camino a personas que han sido mi soporte y compañía durante todo el periodo de estudio.

Agradecer hoy y siempre a mi familia porque procuran mi bienestar, y está claro que si no fuese por el esfuerzo realizado por ellos, mis estudios no hubiesen sido posibles. A mis padres José Inés Rodríguez y María Fidelia Aguilar por su ejemplo de lucha y honestidad, mis abuelitas Martina Mendoza y María Josefa Vázquez, a mis hermanos y hermana Luis, Hugo, Melvin, Moisés y Janeth; ya que con el ánimo, apoyo y alegría que me brindan me dan la fortaleza necesaria para seguir adelante.

Agradecer especialmente a mi tío Santos Vázquez por haber confiado en mí y haberme apoyado durante mi carrera por eso eternamente gracias.

De igual manera mi más sincero agradecimiento a mi padrino y hermana espiritual, Cenén López y Alejandra López que siempre me apoyaron y estuvieron siempre pendiente de mi familia, así como a mi amigo el Lic. Guillermo Urrutia por su ayuda.

En general quisiera agradecer a toda mi familia, amig@s y cada una de las personas que han vivido conmigo la realización de esta tesis, con sus altos y bajos y que no necesito nombrar porque tanto ell@s como yo sabemos que les agradezco de todo corazón el haberme brindado todo el apoyo, colaboración, ánimo y sobre todo su amistad.

FREDYS ADELMO RODRÍGUEZ AGUILAR

DEDICATORIA

Primero y antes que nada, dar gracias a **Dios**, por estar conmigo en cada paso que doy e iluminar mi mente y por fortalecer mi corazón, así como también por haber puesto en mi camino a aquellas personas que me han apoyado durante todo el periodo de estudio, por darme una familia tan especial como la que tengo y muchas otras cosas que hicieron recordar que tenía que llegar a la meta. Sabes que te dedico este esfuerzo, porque sin ti, nada soy Señor.

Agradecer hoy y siempre a mi familia porque está claro que si no fuese por el esfuerzo realizado por ellos, la culminación de esta meta no hubiese sido posible. A mi padre NELSON ALBERTO ZELADA y a mi madre ROSA ELVIRA SEGUNDO, a mis hermanos MARICELA ESTER y CRISTIAN ALEXANDER, por el ánimo, apoyo y alegría que me brindan a cada instante. Nunca olvidaré el gran esfuerzo que realizaron por mí, les estaré eternamente agradecido, siempre fueron mi inspiración y por eso les dedico este triunfo, más que mi triunfo es su triunfo. Y por supuesto, nunca me olvidaré del apoyo incondicional y desinteresado que me brindaron mi tío ERNESTO ENRIQUE y mis tías MERCEDES GUADALUPE y ANA DEL CARMEN, a mis abuelas y demás familiares que me dieron la fortaleza necesaria para seguir adelante y que me llevaron en sus oraciones para llegar hasta acá. A todos ustedes les dedico este triunfo.

Mi más sinceros agradecimientos a mis asesores de tesis, porque no solo compartieron sus conocimientos, sino también sus experiencias, algo muy valioso que me ha hecho ser una persona más integra. De igual manera, a mis compañeros de tesis porque siempre me enseñaron y ayudaron, porque me apoyaron cuando más lo necesite, por eso y mucho más, GRACIAS.

En general quisiera agradecer a todas y cada una de las personas que han vivido conmigo la realización de esta tesis y que no necesito nombrar porque tanto ellas como yo sabemos que desde lo más profundo de mi corazón les agradezco el haberme brindado todo el apoyo, darme palabras de aliento y por creer en mí.

EDWIN ENRIQUE ZELADA SEGUNDO

CONVERSIÓN DE UNIDADES

FACTORES DE CONVERSION DEL SISTEMA INTERNACIONAL				
CONVERSIONES APROXIMADAS AL SISTEMA INTERNACIONAL				
SÍMBOLO	UNIDAD DADA	MULTIPLICAR POR	UNIDAD OBTENIDA	SÍMBOLO
LONGITUD				
in	pulgadas	25.4	milímetros	mm
ft	pies	0.305	metros	m
yd	yardas	0.914	metros	m
mi	millas	1.610	kilómetros	km
ÁREA				
in ²	pulgadas cuadradas	645.20	milímetros cuadrados	mm ²
ft ²	pies cuadrados	0.093	metros cuadrados	m ²
yd ²	yardas cuadradas	0.836	metros cuadrados	m ²
ac	acres	0.405	hectáreas	ha
mi ²	millas cuadradas	2.59	kilómetros cuadrados	km ²
VOLÚMEN				
gal	galones	3.785	litros	l
ft ³	pies cúbicos	0.028	metros cúbicos	m ³
yd ³	yardas cúbicas	0.765	metros cúbicos	m ³
MASA				
oz	onzas	28.35	gramos	g
lb	libras	0.454	kilogramos	kg
T	Toneladas (2000 lb)	0.907	megagramos	Mg
FUERZA Y PRESIÓN O ESFUERZO				
lbf	libras fuerza	4.45	Newton	N
lbf	libras fuerza	0.00445	kiloNewton	kN
lbf	libras fuerza	0.454	kilogramos	kg
psi	libra por pulgada cuadrada	6.89	kilopascales	kPa
kg/cm ²	kilogramo por centímetro cuadrado	0.10	megapascales	MPa
Ksi	kilolibra por pulgada cuadrada	6.89	megapascales	MPa
TEMPERATURA				
°F	Fahrenheit	5(F-32)/9	Celsius	°C
PESO VOLUMÉTRICO				
kcf	Kilolibra por pie cúbico	157.15	kiloNewton por metro cúbico	kN/m ³

FACTORES DE CONVERSION DEL SISTEMA INTERNACIONAL				
CONVERSIONES APROXIMADAS AL SISTEMA INTERNACIONAL				
SÍMBOLO	UNIDAD DADA	MULTIPLICAR POR	UNIDAD OBTENIDA	SÍMBOLO
LONGITUD				
mm	milímetros	0.03937	pulgadas	in
m	metros	3.279	pies	ft
m	metros	1.094	yardas	yd
km	kilómetros	0.6211	millas	mi
ÁREA				
mm ²	milímetros cuadrados	0.0016	pulgadas cuadradas	in ²
m ²	metros cuadrados	10.764	pies cuadrados	ft ²
m ²	metros cuadrados	1.195	yardas cuadradas	yd ²
ha	hectáreas	2.47	acres	ac
km ²	kilómetros cuadrados	0.386	millas cuadradas	mi ²
VOLÚMEN				
l	Litros	0.264	galones	gal
m ³	metros cúbicos	35.71	pies cúbicos	ft ³
m ³	metros cúbicos	1.307	yardas cúbicas	yd ³
MÁSA				
g	gramos	0.035	onzas	oz
kg	kilogramos	2.202	libras	lb
Mg	megagramos	1.103	Toneladas (2000 lb)	T
FUERZA Y PRESIÓN O ESFUERZO				
N	Newtons	0.225	libras fuerza	lbf
kN	kiloNewtons	225	libras fuerza	lbf
kg	kilogramos	2.202	libras fuerza	lbf
kPa	kilopascales	0.145	libra por pulgada cuadrada	psi
MPa	megapascales	10	kilogramo por centímetro cuadrado	kg/cm ²
MPa	megapascales	0.145	kilolibra por pulgada cuadrada	Ksi
TEMPERATURA				
°C	Celsius		Fahrenheit	°F
PESO VOLUMÉTRICO				
kN/m ³	kiloNewton por metro cúbico	0.0064	Kilolibra por pie cúbico	Kcf

ÍNDICE GENERAL

RESUMEN	xxvii
NOMENCLATURA UTILIZADA.....	xxix

CAPITULO I

GENERALIDADES

1.1 INTRODUCCIÓN.....	3
1.2 ANTECEDENTES	4
1.3 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	6
1.4 OBJETIVOS	8
1.4.1 OBJETIVO GENERAL.....	8
1.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	8
1.5 ALCANCES	9
1.6 LIMITACIONES	10
1.7 JUSTIFICACIÓN	11

CAPITULO II

CONTENCIÓN DE SUELOS

2.1 INTRODUCCIÓN.....	15
2.2 DEFINICIÓN DE ESTRUCTURA DE RETENCIÓN DE SUELOS	15
2.2.1 CLASIFICACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS DE RETENCIÓN	16
2.2.1.1 MUROS CONVENCIONALES	16
2.2.1.2. MUROS NO CONVENCIONALES O DE RECIENTE APLICACIÓN	18
2.3 MÉTODO DE MUROS ANCLADOS.....	19
2.3.1 CONCEPTO DE MUROS ANCLADOS	19
2.3.2 HISTORIA DE MUROS ANCLADOS.....	20
2.3.3 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL USO DE MUROS ANCLADOS.....	22
2.3.4 CONDICIONES DEL TERRENO ADECUADAS E INADECUADAS PARA EL USO DE MUROS ANCLADOS.....	22
2.3.5 CLASIFICACIÓN DE LOS MUROS ANCLADOS	23

2.3.5.1	SEGÚN EL TIPO DE PANTALLA O PARED DE REVESTIMIENTO	23
2.3.5.2	SEGÚN LA VIDA ÚTIL O DE SERVICIO.....	24
2.3.6	APLICACIONES DE LOS MUROS ANCLADOS.....	24
2.3.7	ELEMENTOS DEL MURO ANCLADO	26
2.3.7.1	PARED O MURO DE REVESTIMIENTO	26
2.3.7.2	TIRANTES O ANCLAJES.....	27
2.3.7.3	TENDONES.....	32
2.3.7.4	CABEZA Y PLACA DE APOYO.....	33
2.3.7.5	DISPOSITIVOS AUXILIARES	33
2.3.7.6	OBRAS DE DRENAJE.....	34
2.3.8	ASPECTOS DE CONSTRUCCIÓN DEL MURO ANCLADO	35
2.3.9	PROTECCIÓN CONTRA LA CORROSIÓN	38
2.4	MÉTODO DEL SOIL NAILING (SUELO CLAVETEADO)	39
2.4.1	CONCEPTO DE SOIL NAILING.....	39
2.4.2	HISTORIA DEL SOIL NAILING	40
2.4.3	VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL MÉTODO DEL SOIL NAILING	41
2.4.4	CONDICIONES DEL TERRENO IDÓNEAS E INADECUADAS PARA LA UTILIZACIÓN DEL MÉTODO DEL SOIL NAILING.....	43
2.4.5	APLICACIÓN DE LOS MUROS SOIL NAILING.....	45
2.4.6	COMPONENTES DE UN MURO SOIL NAILING.....	47
2.4.6.2	SISTEMAS DE DRENAJE	51
2.4.6.3	PANTALLA ESTRUCTURAL DE REVESTIMIENTO.....	52
2.4.7	ASPECTOS DE CONSTRUCCIÓN DEL SOIL NAILING.	53
2.5	MÉTODO DE APUNTALAMIENTO GIGANTE	55
2.5.1	CONCEPTO DE APUNTALAMIENTO GIGANTE	58
2.5.2	HISTORIA DE APUNTALAMIENTOS GIGANTES EN EL SALVADOR.....	59
2.5.3	VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE UN APUNTALAMIENTO GIGANTE	60
2.5.4	CONDICIONES ADECUADAS E INADECUADAS PARA EL USO DEL APUNTALAMIENTO GIGANTE	61
2.5.5	APLICACIÓN DEL APUNTALAMIENTO GIGANTE.....	62
2.5.6	CLASIFICACIÓN DE LOS APUNTALAMIENTOS.....	63
2.5.6.1	APUNTALAMIENTOS PARCIALES	64

2.5.6.2 APUNTALAMIENTOS TOTALES	64
2.5.7 COMPONENTES DEL APUNTALAMIENTO GIGANTE	64
2.5.7.1 EL REVESTIMIENTO	64
2.5.7.2 LARGUEROS	70
2.5.7.3 PUNTALES	70
2.5.7.4 CONEXIONES	72
2.5.8 ASPECTOS CONSTRUCTIVOS DEL APUNTALAMIENTO GIGANTE	74

CAPITULO III

MÉTODO DE MURO ANCLADO

3.1 INTRODUCCIÓN.....	81
3.2 PRINCIPIOS SOBRE EL ANÁLISIS DE MUROS ANCLADOS	81
3.2.1 MODOS DE FALLA DE LOS MUROS ANCLADOS	81
3.2.2 ANÁLISIS DE ESFUERZOS DENTRO DEL BULBO DE ANCLAJE	84
3.2.3 CARGAS ACTUANTES EN LOS MUROS ANCLADOS	85
3.2.3.1 CARGAS LATERALES	85
3.2.3.2 CARGAS VERTICALES	86
3.2.3.3 CARGAS DINÁMICAS	86
3.3 METODOLOGÍA DE DISEÑO DE MUROS ANCLADOS.....	86
3.3.1 DISEÑO GEOTÉCNICO	87
3.3.1.1 CÁLCULO DE CARGAS LATERALES	87
3.3.1.2 DIAGRAMAS APARENTES DE PRESIÓN DE TIERRA	90
3.3.1.3 TRANSFORMACIÓN DE CARGA DE PRESIÓN TOTAL DE TIERRA EN DIAGRAMA APARENTE DE PRESIÓN PARA MURO CON ANCLAJES .	91
3.3.1.4 CÁLCULO DE PRESIÓN POR SOBRECARGA (P_s)	97
3.3.1.5 DISEÑO DE LOS ANCLAJES.....	98
3.3.1.6 ESTABILIDAD GLOBAL DE UN MURO ANCLADO *	111
3.3.2 DISEÑO ESTRUCTURAL	133
3.3.2.1 DISEÑO DE BARRAS, CABLES O TORONES.....	133
3.3.2.2 CÁLCULO DE LA ADHERENCIA ENTRE TENDÓN Y LECHADA	142
3.3.2.3 DISEÑO DE LA PANTALLA DE REVESTIMIENTO	143

3.3.2.4 LONGITUD DE DESARROLLO.....	154
3.3.2.5 PLACA DE REACCIÓN O DE APOYO.....	157
3.3.2.6 CAPACIDAD A PUNZONAMIENTO DE LA PANTALLA	159
3.3.2.7 DISEÑO DE LA PANTALLA CONSIDERANDO FALLA PROGRESIVA	164
3.3.3 OTRAS CONSIDERACIONES DE DISEÑO	165
3.3.3.1 CENTRALIZADORES.....	165
3.3.3.2 ESPACIADORES.....	166
3.3.3.3 DRENAJE	166
3.3.3.4 TROMPETA.....	166
3.3.3.5 DISEÑO DE LOS SISTEMAS DE PROTECCIÓN CONTRA LA CORROSIÓN.....	167
3.3.3.6 CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS EN EL MURO ANCLADO	172
3.4 PROCESO DE DISEÑO DEL SISTEMA DE MURO ANCLADO	173
3.4.1 EJEMPLO DE MURO ANCLADO.....	175

CAPITULO IV

MÉTODO DE MURO SOIL NAILING

COMBINACIONES DE CARGA, FACTORES DE CARGA Y DE RESISTENCIA DE AASHTO LRFD PARA DISEÑO DE MUROS SOIL NAILING.....	328
4.1 INTRODUCCIÓN	225
4.2 COMPORTAMIENTO DE UN MURO SOIL NAILING.....	225
4.2.1 INTERACCIÓN NAIL-SUELO	227
4.2.2 INTERACCIÓN NAIL-SUELO-PANTALLA.....	227
4.2.3 TRANSFERENCIA DE CARGA EN MUROS SOIL NAILING.....	227
4.3 MODOS DE FALLA DE UN MURO SOIL NAILING	230
4.3.1 MODOS DE FALLA EN PANTALLA DE REVESTIMIENTO	230
4.3.1.1 FALLA POR FLEXIÓN.....	230
4.3.1.2 FALLA POR PUNZONAMIENTO.....	231
4.3.1.3 FALLA POR TENSIÓN EN LOS PERNOS.....	232
4.3.2 MODOS INTERNOS DE FALLA EN MURO SOIL NAILING	234
4.3.3 MODOS EXTERNOS DE FALLA	235
4.3.3.1 ESTABILIDAD GLOBAL	236

4.3.3.2 FALLA POR DESLIZAMIENTO	237
4.3.3.3 ESTABILIDAD POR CAPACIDAD DE CARGA	237
4.4 METODOLOGÍA DE DISEÑO DEL MURO SOIL NAILING POR FACTOR DE CARGA Y RESISTENCIA (LRFD)	240
4.4.1 ARREGLO DE LA GEOMETRÍA DEL MURO	240
4.4.2 ARREGLO PRELIMINAR DEL SOIL NAILING.....	241
4.4.3 CÁLCULO DE LONGITUD PRELIMINAR DEL NAIL	247
4.4.3.1 ESTIMACIÓN DE LA RESISTENCIA DE ADHERENCIA.....	251
4.4.3.2 ADHERENCIA EN SUELOS NO COHESIVOS (GRANULARES).....	252
4.4.3.3 ADHERENCIA EN SUELOS COHESIVOS.....	252
4.4.3.4 ADHERENCIA EN ROCA	252
4.4.4 DISEÑO FINAL.....	256
4.4.4.1 CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE RESISTENCIA A FLEXIÓN	256
4.4.4.2 DISEÑO DE PLACA DE REACCIÓN O DE APOYO	264
4.4.4.3 CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE RESISTENCIA AL PUNZONAMIENTO	269
4.4.4.4 FALLA POR TENSIÓN EN LOS PERNOS DE PANTALLA PERMANENTE	274
4.4.4.5 DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA MÍNIMA DE DISEÑO	276
4.4.4.6 REVISIÓN DE RESISTENCIA MÍNIMA DE DISEÑO EN CABEZA DEL NAIL	277
4.4.4.7 ANÁLISIS PARA ESTABILIDAD INTERNA.....	278
4.4.4.8 ESTABILIDAD GLOBAL	281
4.4.4.9 ESTABILIDAD POR DESLIZAMIENTO Y CAPACIDAD DE CARGA.....	287
4.4.4.10 CÁLCULO DE ESTABILIDAD POR VOLTEO	294
4.4.4.11 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EXTERNA POR SISMO	296
4.4.4.12 REVISIÓN DEL VOLADIZO DEL MURO.....	299
4.4.4.13 REVISIÓN DEL ACERO DE REFUERZO EN LA PANTALLA DE REVESTIMIENTO	306
4.4.4.14 REVISIÓN DEL NIVEL DE SERVICIO O DESEMPEÑO DEL MURO...	315
4.4.4.15 JUNTAS EN LA PANTALLA DE REVESTIMIENTO PERMANENTE	322
4.4.4.16 OTRAS CONSIDERACIONES DE DISEÑO	324

4.5 PROCESO DE DISEÑO DE MURO SOIL NAILING SEGÚN AASHTO LRFD .	326
4.5.1 EJEMPLO NUMÉRICO – CORTE SEMIVERTICAL	328

CAPITULO V

MÉTODO DE APUNTALAMIENTO GIGANTE

5.1 INTRODUCCIÓN	417
5.2 CARACTERISTICAS DE UN SISTEMA DE APUNTALAMIENTO.....	418
5.3 CONFIGURACIONES DE SISTEMAS DE APUNTALAMIENTO	418
5.3.1 VARIACIONES EN LAS CONFIGURACIONES DEL APUNTALAMIENTO SEGÚN LA UBICACIÓN DE SUS ELEMENTOS.....	420
5.3.2 VARIACIÓN DEL SISTEMA DE APUNTALAMIENTO SEGÚN SU REVESTIMIENTO	432
5.4 PRESIÓN DE SUELOS EN CORTES APUNTALADOS.....	436
5.5 DISEÑO DE LOS COMPONENTES DEL SISTEMA DE APUNTALAMIENTO	446
5.5.1 DISEÑO DEL SOLDIER BEAM.....	446
5.5.2 DISEÑO DEL REVESTIMIENTO DEL SISTEMA DE APUNTALAMIENTO...	452
5.5.3 DISEÑO DE LOS PUNTALES.....	461
5.5.3.1 COLUMNAS O PUNTALES.....	466
5.5.3.2 ESTADOS LÍMITE DE PANDEO	467
5.5.3.3 PANDEO ELASTICO POR FLEXION DE UN PUNTAL ARTICULADO EN SUS EXTREMOS	468
5.5.3.4 INFLUENCIA DE LAS CONDICIONES EN EXTREMOS Y LONGITUD EFECTIVA DE PUNTALES AISLADOS	470
5.5.3.5 PANDEO ALREDEDOR DEL EJE “X” Y EJE “Y” DE UNA COLUMNA..	472
5.5.3.6 RESISTENCIA DE DISEÑO DE COLUMNAS CARGADAS AXIALMENTE	473
5.5.3.7 TABLAS DE DISEÑO PARA PUNTALES CARGADOS AXIALMENTE ..	475
5.5.3.8 LONGITUD EFECTIVA EQUIVALENTE $(K_x L_x)_y$	476
5.5.3.9 RELACIÓN ANCHO-GRUESO LÍMITE, λ_r , ELEMENTOS PLACA EN COMPRESION	477
5.5.3.10 DISEÑO DE PUNTALES O COLUMNAS CARGADAS AXIALMENTE .	479
5.5.3.11 ALTERNATIVA SOBRE LA CONFIGURACION DE LOS PUNTALES..	480

5.5.4 VIGAS O LARGUEROS	484
5.5.4.1 PANDEO LATERAL EN VIGAS O LARGUEROS.....	485
5.5.4.2 REFUERZO LATERAL DE VIGAS O LARGUEROS	486
5.5.4.3 DISEÑO DE VIGAS O LARGUEROS	487
5.5.5 ESTABILIDAD DEL FONDO DE UN CORTE APUNTALADO	488
5.5.6 CAPACIDAD AXIAL DEL SISTEMA DE SOLDIER BEAMS	499
5.5.7 CÁLCULO DE FACTOR DE SEGURIDAD BAJO LA EXCAVACIÓN DE UN SISTEMA APUNTALADO	513
5.5.7.1 CAPACIDAD LATERAL CON ELEMENTOS DISCRETOS	514
5.5.8 CONEXIONES EN EL SISTEMA DE APUNTALAMIENTO.....	526
5.5.8.1 TIPOS DE SOLDADURAS.....	526
5.5.8.2 DEFINICIÓN Y GEOMETRÍA DE SOLDADURA DE FILETE.....	527
5.6 PROCESO DE DISEÑO DE UN SISTEMA DE APUNTALAMIENTO.....	537
5.6.1 EJEMPLO DE SISTEMA DE APUNTALAMIENTO	538

CAPÍTULO VI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 CONCLUSIONES.....	595
6.2 RECOMENDACIONES	600
<i>BIBLIOGRAFÍA</i>	609
<i>ANEXOS</i>	615
<i>ANEXO 1</i>	617
<i>ANEXO 2</i>	623
<i>ANEXO 3</i>	635
<i>ANEXO 4</i>	645
<i>ANEXO 5</i>	659

RESUMEN

En toda obra de construcción civil, el uso de estructuras de retención es indispensable para mantener los niveles de seguridad adecuados en la realización de las diversas actividades de construcción y esto se debe a la gran cantidad de aplicaciones que estas poseen, entre las cuales podemos destacar la protección de cortes de excavaciones para edificios o bien la estabilización y protección de taludes en zonas de alto riesgo por deslizamientos. A través de los años, nuevas tecnologías se han desarrollado en diferentes partes del mundo con el fin de mejorar el funcionamiento de los sistemas de retención, dando origen a nuevos sistemas que, en función de sus ventajas económicas y constructivas, poco a poco van sustituyendo a los métodos tradicionales utilizados desde siempre. Estos nuevos sistemas representan una nueva gama de alternativas de diseño para la retención de suelos para el ingeniero diseñador dentro del entorno nacional, por lo que se ha considerado como objetivo primordial para este trabajo de graduación, investigar, describir e incorporar las metodologías de diseño de algunas de estas estructuras de retención de reciente aplicación En El Salvador, tales como muros anclados, muros soil nailing o sistemas de apuntalamiento gigante. De acuerdo a toda la información recolectada y analizada, el presente trabajo de graduación se ha estructurado de la siguiente forma:

En el **capítulo I** se describen las generalidades concernientes a las necesidades que el trabajo de graduación pretende suplir mediante la investigación realizada referente al análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en El Salvador. En el **capítulo II** se establece la diferencia entre las estructuras de retención convencionales y las no convencionales, las cuales se consideran de aplicación reciente en nuestro país, así como también se definen los conceptos de los sistemas de muros anclados, soil nailing y apuntalamiento gigante. Además, se presentan las características y aspectos básicos correspondientes a ellos, tales como ventajas y desventajas de su utilización, las principales aplicaciones en la construcción, elementos constitutivos, procesos constructivos, condiciones ideales y no ideales de suelo para su aplicación. En el **capítulo III** se detallan los criterios fundamentales de análisis y diseño de muros con anclajes activos, los cuales son: el cálculo de las

longitudes y cargas en los anclajes, el cálculo y diseño de la pantalla de concreto, cálculo de estabildades interna y externa del sistema, placa de reacción y el cálculo de la carga necesaria para la aplicación del presfuerzo en el anclaje. En el **capítulo IV** se concentran los aspectos de análisis y diseño correspondientes al sistema de muros soil nailing, tales como las separaciones entre los nails, patrones de colocación o las longitudes de los mismos. Además, se detalla la forma en la cual se realiza la evaluación adecuada de los modos de falla externos (deslizamiento, volteo, capacidad de carga), internos (arrancamiento, deslizamiento y ruptura del nail) y en la pantalla de revestimiento (flexión, punzonamiento, tensión directa) para obtener un diseño adecuado del muro. En el **capítulo V** se detallan algunos tipos y configuraciones posibles de sistemas de apuntalamiento gigante y se presenta una metodología de análisis y diseño correspondiente a una de estas configuraciones, la cual contempla la utilización de acero estructural y madera como materiales de construcción. Dentro de la metodología se muestran las formas para el cálculo de las cargas en los puntales, largueros, sistema de revestimiento, etc. y las pautas para un dimensionamiento adecuado de los elementos y para la evaluación de la estabilidad en el sistema. En el **capítulo VI** se presentan las conclusiones y las recomendaciones con respecto a la investigación realizada en este trabajo de graduación. Finalmente, se presenta una sección de anexos, en donde se muestran algunos aspectos complementarios para cada una de las metodologías descritas en los capítulos que conforman este documento.

Además, es importante destacar al lector que los criterios de diseño que aquí se presentan pueden variar en función de su criterio, concepción y experiencia, por lo tanto, dichos criterios no deben considerarse como absolutos.

NOMENCLATURA UTILIZADA

- A_c = Área de superficie de concreto fisurada por cortante y por fricción (mm^2)
- A_{c1} = Área de la superficie cónica de falla por punzonamiento (mm^2)
- A_{cg} = Área de la columna de grout donde está embebido el nail (mm^2)
- A_{crit} = Sección crítica de placa de apoyo en cabeza de anclaje, nail o puntal (m^2)
- A_E = Área de concreto que tiene el mismo baricentro que la armadura principal de tracción y limitada por las superficies de la sección transversal y una recta paralela al eje neutro, dividida por el número de barras o alambres. (mm^2)
- A_{epe} = Área transversal del eje del perno (mm^2)
- A_g = Área gruesa de la sección de concreto reforzado en análisis (m^2)
- A_G = Área total de la sección transversal de la columna mm^2
- A_p = Área de la placa de apoyo en cabeza de anclaje, nail o puntal (**ExF**) (m^2)
- A_s = Área de acero de la sección transversal del tendón de anclaje o nail (m^2)
- $A_{s\ corr}$ = Área de acero de refuerzo corrido por flexión negativa en pantalla de concreto reforzado (mm^2/m)
- $A_{s\ min}$ = Área de acero de refuerzo utilizando el porcentaje de refuerzo mínimo (ρ_{min}) (mm^2)
- $A_{s\ neg}$ = Área de acero de refuerzo negativo en pantalla de revestimiento del soil nailing (mm^2)
- $A_{s\ pos}$ = Área de acero de refuerzo positivo en pantalla de revestimiento del soil nailing (mm^2)
- $A_{s\ prop}$ = Área de acero de refuerzo propuesto para pantalla de muro anclado (mm^2)
- $A_{s\ req}$ = Área de acero de refuerzo requerido para pantalla de muro anclado (mm^2)
- A_{sb} = Área de acero de refuerzo requerido para bastones por momento negativo (mm^2)
- A_{Temp} = Área de Acero de refuerzo por temperatura (mm^2)
- A_v = Área de barras de refuerzo corrugadas (mm^2)
- A_{vf} = Área de acero que atraviesa la grieta de concreto por punzonamiento (mm^2)
- A_w = Área de alambre individual a anclar o empalmar (mm^2)

- A_{wm} = Área de acero de malla de alambre electro-soldado por unidad de longitud (mm²/m)
- b = Ancho de la sección del elemento de concreto, acero o madera (mm²)
- B = Ancho de la excavación (m)
- $b_{(q,\gamma,c)}$ = Factor de inclinación de la base del muro
- B' = Ancho efectivo del bloque de suelo reforzado en muros soil nailing (m)
- B' = Ancho efectivo de la excavación para estabilidad basal (m)
- B_L = Ancho del bloque de suelo reforzado en muros soil nailing (m)
- c = Cohesión o resistencia al corte del suelo (KN/m²)
- c_a = Adhesión entre la arcilla y el soldier beam
- c_b = Cohesión del suelo de la base bajo el muro (suelo reforzado) (KN/m²)
- c_{b1} = Cohesión efectiva del suelo de la base bajo el muro (suelo reforzado) (KN/m²)
- C_f = Factor adimensional para flexión por efecto de la presión del suelo en la pantalla del soil nailing
- c_{mob} = Resistencia al corte del suelo afectada por un factor de seguridad (KN/m²)
- C_p = Factor adimensional de corrección por la reacción del suelo
- C_s = Factor adimensional para cortante por efecto de la presión de suelo que en la pantalla de soil nailing
- c_u = Coeficiente de uniformidad
- d = Profundidad de empotramiento o desplante del muro (m)
- D = Diámetro de elemento de apoyo para barras o cables de presfuerzo (mm)
- D'_c = Diámetro efectivo del cono de cortante por punzonamiento de la pantalla (mm)
- D_a = Diámetro de agujero perforado (m)
- D_b = Diámetro del bulbo de anclaje (m)
- d_c = Altura de concreto medida desde la fibra extrema en compresión hasta el centro de la barra o alambre ubicado más próximo a la misma. (mm)
- D_c = Diámetro de la base del cono de cortante por punzonamiento de la pantalla
- D_{cg} = Diámetro de la columna de grout donde está embebido el nail (mm)
- D_{cpe} = Diámetro de la cabeza del perno en conexión con placa de soporte (mm)
- d_e = Peralte efectivo de una sección de concreto reforzado medido desde la

- fibra exterior en compresión hasta el acero de refuerzo en tensión (mm)
- D_{epe} = Diámetro del eje del perno de acero en conexión con placa de soporte (mm)
- D_H = Distancia horizontal a la que se generan las deformaciones del suelo (m)
- D_s = Diámetro de la parte recta (eje) del bulbo de anclaje (m)
- D_u = Diámetro de las campanas en bulbos con campanas múltiples (m)
- d_v = Diámetro nominal de la barra de acero de refuerzo (mm)
- e = Excentricidad entre la resultante de fuerzas verticales y el centro de la base del bloque de suelo reforzado en un muro soil nailing (m)
- E_A = Fuerza total de empuje activo (KN/m)
- E_{AE} = Fuerza total de empuje activo más sismo combinado (KN/m)
- E_c = Módulo de elasticidad del concreto (MPa)
- E_E = Fuerza total de empuje sísmico (KN/m)
- E_e = Módulo de elasticidad del acero (MPa)
- E_P = Fuerza total del empuje pasivo (KN/m)
- E_s = Fuerza total de empuje debido a sobrecarga en condición activa (KN/m)
- $E_{s\ sismo}$ = Fuerza total de empuje debido a sobrecarga en condición sísmica (KN/m)
- F'_b = Esfuerzo de flexión permisible de la madera (MPa)
- f'_c = Resistencia a la compresión del concreto (MPa)
- F'_v = Esfuerzo de corte permisible de la sección de madera (MPa)
- F_b = Esfuerzo permisible del acero de la placa en MPa (**0.75 f_y**)
- f_b = Esfuerzo de flexión actuante en la sección del elemento (MPa)
- f_{cr} = Esfuerzo crítico en el puntal (MPa)
- F_{ex} = Esfuerzo de pandeo elástico por flexión alrededor de su eje x (MPa)
- F_{EXX} = Resistencia mínima a la tensión del electrodo (MPa)
- F_{ey} = Esfuerzo de pandeo elástico por flexión alrededor de su eje y (MPa)
- F_F = Factor de carga de servicio para carga en la cabeza del clavo
- f_j = Presión aplicada a los anclajes por medio de dispositivo hidráulico (MPa)
- f_p = Esfuerzo residual en un tiempo t (MPa)
- F_p = Fuerza pasiva delante de un soldier beam (KN)
- f_{pi} = Esfuerzo inicial aplicado a un tendón de acero (MPa)
- FPT = Factor de presión de tierras (KN/m³)

- f_{pu} = Resistencia mínima a la tensión especificada de presfuerzo del acero (MPa)
- f_{py} = Esfuerzo nominal de fluencia del acero del tendón de presfuerzo (MPa)
- FR = Factor de reducción del coeficiente de presión de tierras en estado pasivo (K_p) para el gráfico de Caquot y Kerisel
- f_s = Esfuerzo de tensión en el acero de refuerzo (MPa)
- F_s = Esfuerzo de tensión permisible en el acero de refuerzo bajo cargas de servicio (MPa)
- FS = Factor de seguridad
- f_s = Esfuerzo actuante en el acero del tendón (MPa)
- f_{sp} = Pérdidas totales de presfuerzo del tendón de acero del anclaje (MPa)
- f_U = Factor de reducción por perforación para ejes con caMPanas múltiples
- f_v = Esfuerzo cortante actuante en la sección del elemento (MPa)
- f_y = Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo tradicional (MPa)
- H = Altura del muro (m)
- h = Altura desde la base del muro hasta el anclaje en análisis (m)
- H_1 = Altura del primer nivel de anclaje o nails (m)
- h_c = Profundidad efectiva de la superficie cónica de falla por punzonamiento (m)
- h_c = Altura de concreto del cono de punzonamiento (m)
- H_n = Profundidad del enésimo anclaje (m) (generalmente $H_n = H_{n+1} = H_T = S_V$)
- H_{n+1} = Profundidad inferior al enésimo anclaje (m)
- H_T = Espaciamiento del tramo entre niveles de anclajes o nails (m)
- I = Momento de inercia de la sección del elemento (mm^4)
- $i_{(q,y,c)}$ = Factor de inclinación de carga actuante en el muro
- I_C = Índice de compresibilidad del suelo
- j = Brazo de palanca interno entre la fuerza de compresión en el concreto y la fuerza de tensión que actúa en el acero de refuerzo (mm)
- k_1 = Distancia que existe desde la fibra exterior del concreto en compresión hasta el eje neutro de la sección de concreto (mm)
- K = Coeficiente de presión lateral de tierra (el rango varía de **1** a **2**)
- k = Factor de reducción aplicado a s_u para considerar la adhesión entre la arcilla y el soldier beam

- K_A = Coeficiente de presión de tierras en estado activo
 K_{AE} = Coeficiente de presión de tierras en estado activo más sismo combinado
 K_{Amob} = Coeficiente de resistencia activa movilizada
 k_h = Coeficiente sísmico horizontal
 K_o = Coeficiente de presión de tierras en estado de reposo
 K_P = Coeficiente de presión de tierras en estado pasivo
 K_{Pmob} = Coeficiente de resistencia pasiva movilizada
 k_s = Permeabilidad del suelo (cm/s)
 k_v = Coeficiente sísmico vertical
 $K_x L_x$ = Longitud efectiva de pandeo del puntal alrededor de su eje x (m)
 $K_y L_y$ = Longitud efectiva de pandeo del puntal alrededor de su eje y (m)
 K_{Δ} = Coeficiente de fluencia del suelo
 L = Longitud de la excavación para cortes apuntalados (m)
 ℓ = Longitud adicional medida desde el punto en donde los bastones de acero de refuerzo ya no se necesitan (mm)
 l_b = Longitud del bulbo de anclaje (m)
 l_d = Longitud de desarrollo de barras de acero de refuerzo (m)
 ℓ_{db} = Longitud básica de anclaje o empalme (mm)
 L_g = Longitud total de una soldadura de filete (mm)
 L_{iw} = Longitud efectiva de cualquier segmento de soldadura intermitente de filete
 L_L = Longitud libre del anclaje (m)
 L_{L1} = Longitud libre preliminar del anclaje con superficie de falla a $45^\circ + \Phi_{mob}/2$ (m)
 L_p = Longitud de la placa de apoyo (m) ($L_p = E = F$)
 L_{pe} = Longitud total de perno de acero en placa de soporte (mm)
 L_s = Longitud de la parte recta (eje) del bulbo de anclaje (m)
 L_T = Longitud total del anclaje, nail o putal (m)
 L_{Tb} = Longitud total de bastones de acero de refuerzo por momento negativo (mm)
 l_u = Longitud de las campanas de anclajes con múltiples campanas (m)
 L_w = Longitud efectiva de la soldadura de filete (mm)
 L_x = Longitud sin soporte de pandeo del puntal alrededor de su eje x

- L_y = Longitud sin soporte de pandeo del puntal alrededor de su eje y
 M = Momento necesario para calcular espesor de placa (KN-m)
 m = Incremento de longitud de sección crítica de la placa de apoyo (m)
 M_A = Momento actuante desestabilizador en muro soil nailing (KN-m)
 MN_{neg1} = Momento nominal negativo o del voladizo del muro (KN-m/m)
 MN_{pos1} = Momento nominal positivo máximo del muro (KN-m/m)
 M_R = Momento resistente estabilizador en muro soil nailing (KN-m)
 m_s = Momento actuante en voladizo bajo condiciones de servicio (KN-m/m)
 M_{uA} = Momento flector último generado por la condición activa del suelo
 M_{uE} = Momento flector último generado por la acción sísmica (KN-m/m)
 $M_{u(Neg1)}$ = Momento flector último negativo en voladizo de pantalla de revestimiento
 $M_{u(Pos)}$ = Momento flector último positivo en pantalla de revestimiento (KN-m/m)
 $M_{u(res)}$ = Momento flector último negativo resistente por el acero de refuerzo corrido (KN-m/m)
 n = Altura de suelo equivalente por sobrecarga (m)
 $N_{(q, \gamma, c)}$ = Factores de capacidad de carga del suelo
 n_E = Relación de módulos de elasticidad del acero (E_a) y del concreto (E_c)
 N_{pe} = Número de pernos de acero a emplearse
 N_S = Número de estabilidad del suelo
 P = Presión máxima de la envolvente de presión aparente de tierras (KN/m²)
 P' = Carga axial sobre la columna o puntal (KN)
 P_{cr} = Carga crítica en el puntal (kN)
 P_e = Perímetro nominal de la barra (m)
 P_{ex} = Carga de pandeo elástico por flexión alrededor del eje x del puntal
 P_{ey} = Carga de pandeo elástico por flexión alrededor del eje y del puntal
 p_i = Presión de inyección de lechada (KN/m²)
 P_{pu} = Resistencia pasiva última del suelo delante de un soldier beam (KN/m)
 P_{REQ} = Fuerza requerida para estabilizar un corte vertical de tierra considerando una cuña de falla del suelo (KN)
 P_s = Presión horizontal debido a sobrecarga (KN/m²)
 $P_{s \text{ sismo}}$ = Presión horizontal debido a sobrecarga por sismo (KN/m²)
 P_{sT} = Presión horizontal debida a la combinación de sobrecarga en estado activo

- (P_s) y por sismo ($P_{s \text{ sismo}}$) (KN/m²)
- P_u = Capacidad última de extracción del anclaje (KN)
- P_y = Carga de fluencia de la sección de la columna (KN)
- Q = Resistencia de diseño a la extracción del nail (KN)
- Q_e = Resistencia última de extracción del nail (KN/m)
- q_{max} = Carga máxima actuante en la base del muro soil nailing (KN/m²)
- Q_{per} = Capacidad axial permisible del soldier beam (KN)
- q_s = Presión de sobrecarga (KN/m²)
- Q_{skin} = Capacidad última por fricción (KN)
- Q_{tip} = Capacidad última por la punta del soldier beam (KN)
- Q_u = Capacidad de carga última de transferencia del bulbo del anclaje (KN/m)
- q_{ult} = Capacidad de carga última del suelo bajo el muro soil nailing (KN/m²)
- Q_{ult} = Capacidad axial última del soldier beam (KN)
- R = Componente de la fuerza de fricción (KN)
- R_B = Reacción en la base de un muro anclado (KN/m)
- R_d = Resistencia de diseño de una soldadura de filete (KN)
- R_V = Resultante de las fuerzas verticales actuantes en un muro soil nailing (KN)
- r_x = Radio de giro de la sección transversal del puntal alrededor del eje x (mm)
- r_y = Radio de giro de la sección transversal del puntal alrededor del eje y (mm)
- S = Espaciamiento de barras de acero de refuerzo (m)
- $S_{(q, \gamma, c)}$ = Factores de forma de la base del muro
- S_H = Separación horizontal entre anclajes, nails o puntales (m)
- S_{pe} = Espaciamiento entre pernos en placa de soporte (mm)
- S_{pH} = Fuerza horizontal resistente de la pared o pantalla
- S_{pV} = Fuerza vertical resistente de la pared o pantalla
- s_u = Resistencia al corte no drenada (KN/m²)
- S_V = Separación vertical entre anclajes, nails o puntales (m) (generalmente $S_V = H_T$)
- S_w = Separación de los alambres a anclar o empalmar (mm)
- T = Carga de transferencia "Lock Off" para anclajes activos (KN)
- t = Tiempo medido en horas luego de la aplicación del esfuerzo inicial f_{pi}
- t_{cpe} = Espesor de la cabeza del perno de acero (mm)

- T_D = Carga de Diseño del anclaje (KN)
 t_e = espesor efectivo de la garganta de soldadura (mm)
 T_F = Resistencia de diseño en la cabeza del nail (KN)
 t_F = Espesor de pantalla de muro (m)
 T_{Ff} = Resistencia de diseño a la flexión en la cabeza del nail (KN)
 T_{FNf} = Resistencia nominal a la flexión en la cabeza del nail (KN)
 T_{FNs} = Resistencia nominal al cortante en la cabeza del nail (KN)
 T_{FNt} = Resistencia nominal en la cabeza del nail por la tensión en los pernos (KN)
 T_{Fs} = Resistencia de diseño a cortante en la cabeza del nail (KN)
 T_{Ft} = Resistencia de diseño a tensión en la cabeza del nail (KN)
 T_H = Componente horizontal de la fuerza del anclaje (KN/m)
 T_{HA} = Componente horizontal de la fuerza del anclaje en condición activa (KN/m)
 T_{HE} = Componente horizontal de la fuerza del anclaje en condición sísmica (KN/m)
 T_{HsT} = Componente horizontal de la fuerza del anclaje debida a la combinación de sobrecarga en estado activo (P_s) y por sismo ($P_{s\ sismo}$) (KN/m²)
 T_L = Carga total de presión tierras (KN/m)
 T_{max} = Carga máxima de diseño (KN)
 T_{min} = Carga de servicio factorada en la cabeza del nail (KN)
 T_N = Fuerza de tensión de diseño del nail (KN)
 T_{NN} = Resistencia nominal requerida del Nail (KN)
 T_p = Fuerza de tensión en los pernos de la placa de apoyo
 t_p = Espesor de la placa de apoyo (mm)
 T_{PU} = Carga última del anclaje (KN)
 T_V = Componente vertical de la fuerza del anclaje (KN)
 U = Coeficiente de uniformidad del suelo en suelos granulares (d_{60}/d_{10})
 u = Fuerza de adherencia de la interfaz barra-lechada de inyección del bulbo
 u_{max} = Fuerza de adherencia máxima de la interfaz barra-lechada de inyección bulbo
 V_A = Fuerza cortante por empuje activo de tierras en voladizo de muro soil nailing (KN/m)
 V_{AE} = Fuerza cortante en por empuje de tierras en condición activa más sismo

(KN/m)

- V_c = Resistencia permisible a cortante del concreto (KN)
- V_E = Fuerza cortante en por empuje de tierras en condición sísmica (KN/m)
- V_N = Resistencia nominal interna al cortante de la pantalla de soil nailing (KN)
- V_n = Fuerza nominal cortante paralela a la grieta de la sección de concreto (KN)
- V_{nc} = Resistencia nominal a cortante del concreto (KN)
- V_p = Fuerza de punzonamiento en la pantalla (KN)
- W = Peso de la masa de suelo (KN)
- w = Tamaño de la pierna de una soldadura de filete (mm)
- x = Ubicación horizontal de la superficie de falla para estabilidad externa (m)
- X = Relación de la ubicación horizontal “x” de la superficie de falla con respecto a la altura del muro
- X_0 = Ubicación de la resultante de todas las fuerzas verticales actuantes en muro soil nailing (m)
- y = Ubicación vertical de la superficie de falla para estabilidad externa (m)
- z = Profundidad bajo la base de un muro soil nailing a la que se ubica el nivel freático (m)
- z_c = Parámetro relacionado con el ancho de fisura (N/mm)
- α = Inclinação de la superficie de falla de la masa de suelo ($^\circ$)
- α_1 = Factor de adhesión en suelos cohesivos en análisis de capacidad axial
- α_a = Factor de adhesión para bulbos de anclaje con campanas múltiples
- β = Ángulo de la pendiente del suelo retenido ($^\circ$)
- β_1 = Factor de reducción a la resistencia del concreto reforzado
- β_{eq} = Ángulo equivalente de la pendiente del suelo retenido para taludes quebrados ($^\circ$)
- γ = Peso volumétrico del suelo (KN/m³)
- γ' = Peso volumétrico sumergido del suelo (KN/m³)
- Γ_{EH} = Factor AASHTO de amplificación de cargas para presión de tierras
- Γ_{EQ} = Factor AASHTO de amplificación de cargas para presiones y empujes por sismo
- Γ_{ES} = Factor AASHTO de amplificación de cargas para presión de sobrecargas
- Γ_{LS} = Factor AASHTO de amplificación de cargas para presión de sobrecargas

transitorias (sobrecargas vivas)

- γ_{SAT} = Peso volumétrico saturado del suelo (KN/m³)
- γ_W = Peso volumétrico del agua (KN/m³)
- δ = Angulo de fricción entre el suelo y el muro (°)
- $\bar{\delta}$ = Ángulo de fricción entre el soldier beam y el suelo (**0.67 Φ** a **0.83 Φ**)
- $\bar{\delta}_b$ = Ángulo de fricción entre superficies de suelo (°)
- $\bar{\delta}_H$ = Desplazamiento Horizontal de un muro soil nailing (m)
- ΔL = Elongación inicial del anclaje sometido a la carga de diseño (mm)
- ΔL_P = Elongación del anclaje generada por pérdidas esperadas de presfuerzo (mm)
- ΔL_T = Elongación total del anclaje bajo la carga "Lock Off" (mm)
- $\bar{\delta}_V$ = Desplazamiento vertical de un muro soil nailing (m)
- ζ_{Ult} = Resistencia al esfuerzo cortante en el interfaz bulbo-roca (MPa)
- η = Factor empírico que depende de la permeabilidad del suelo
- θ = Ángulo de la cara del muro con respecto a la vertical (°)
- θ_1 = Ángulo de inclinación de la superficie pasiva de falla para resistencia lateral en suelos cohesivos.
- κ = Coeficiente de amortiguación del suelo (Dampening)
- λ = Relación de la ubicación vertical "y" de la superficie de falla con respecto a la altura del muro
- λ' = Factor que refleja la menor resistencia a la tensión del concreto liviano y la reducción resultante en la resistencia al agrietamiento.
- μ = Factor de cortante por fricción
- v_n = Esfuerzo nominal a cortante (KN/m²)
- ξ = Relación de profundidad de empotramiento y altura del muro (**d/H**)
- ρ = Porcentaje de área de refuerzo
- ρ_A = Ángulo de inclinación con respecto a la horizontal de la superficie de falla para estabilidad externa en condición sísmica (°)
- ρ_{max} = Porcentaje máximo de acero de refuerzo
- ρ_{min} = Porcentaje mínimo de acero de refuerzo
- σ_{ave} = Esfuerzo vertical promedio a lo largo del pie del soldier beam (KN/m²)
- σ_{ult} = Resistencia a la compresión simple de la roca (MPa)

- Φ = Ángulo de fricción interna del suelo (°)
- Φ_b = Ángulo de fricción interna del suelo de la base bajo el muro (°)
- Φ_c = Factor de resistencia a la cohesión de suelo
- Φ_D = Ángulo de fricción de suelo factorado (°)
- Φ_f = Factor AASHTO de reducción de carga por flexión
- Φ_{mob} = Ángulo de fricción interna del suelo afectado por un factor de seguridad (°)
- Φ_p = Factor de reducción de carga por punzonamiento
- Φ_q = Factor de resistencia por capacidad de carga
- Φ_Q = Factor de resistencia por arrancamiento del nail
- Φ_r = Factor de resistencia por deslizamiento
- Φ_R = Factor de reducción de carga de la AASHTO LRFD
- Φ_s = Factor adimensional de resistencia por cortante
- Φ_t = Factor adimensional de resistencia por tensión
- Φ_ϕ = Factor de resistencia de fricción de suelo
- Ψ = Ángulo de inclinación del anclaje o del nail con respecto a la horizontal (°)
- Ψ_1 = Relación entre la componente horizontal del empuje y la resultante de fuerzas verticales actuantes en un muro soil nailing
- Ψ_e = Factor que refleja los efectos del revestimiento epóxico en las barras
- Ψ_t = Factor tradicional de ubicación del refuerzo que refleja efectos adversos de la posición de las barras de la parte superior de la sección con respecto a la altura de concreto fresco colocado debajo de ellas
- ω = Cuantía de acero de refuerzo
- ω_1 = Ángulo de relación entre coeficientes sísmicos horizontal y vertical (°)
- ω_2 = Ángulo de inclinación de la base de un muro soil nailing (°)

CAPITULO I

GENERALIDADES

1.1 INTRODUCCIÓN

En El Salvador y en otras partes del mundo, los suelos han sufrido con el tiempo sucesivas erosiones, filtraciones, deslizamientos, asentamientos y otros efectos naturales que definen las características actuales de éstos y que muchas veces ocasionan daños a estructuras que estén cimentadas sobre ellos o cerca de los mismos. Es por ello que desde el punto de vista ingenieril, en algunos proyectos de construcción se necesitan métodos o técnicas que den solución a estos problemas, como la construcción de estructuras de retención, estabilización y refuerzo de suelos.

En Europa y Estados Unidos se han perfeccionado las técnicas para el desarrollo de éstas estructuras, a través de observaciones e investigaciones tanto analíticas como experimentales que ayudan a mejorar su desempeño ante las exigencias a las cuales generalmente son sometidas. Por otra parte, en nuestro país se están adoptando dichos métodos o técnicas, sin embargo, aún no son del dominio común en el sector de ingeniería y construcción, ya que hay muy pocas entidades que aplican dichas técnicas en el sector, lo que limita su conocimiento. Frente a esto en nuestro país se necesitan documentos, estudios e investigaciones que muestren y expliquen los conceptos relacionados con las técnicas, así como la utilidad que conlleva su aplicación. También es muy importante que dichas investigaciones muestren aspectos que sean afines al análisis y diseño de estas estructuras para que puedan ser integradas a una situación específica o problema donde se considere adecuada su aplicación. Debido a la necesidad presentada, es que nuestro trabajo de graduación se titulará: "Análisis y Diseño de Estructuras de Retención de Aplicación Reciente en El Salvador".

En este capítulo, se pretende dar una descripción de algunos aspectos básicos de la investigación, tales como algunos antecedentes de investigaciones anteriores y antecedentes históricos de estas estructuras tanto locales como extranjeras, además se detalla el planteamiento del problema que se necesita resolver, los objetivos de la investigación para poder resolver el problema, los alcances y las limitaciones de la misma, así como su respectiva justificación.

1.2 ANTECEDENTES

En el ámbito de la construcción de obras civiles alrededor del mundo, los ingenieros civiles en el día a día se han encontrado con una serie de problemas relacionados con la retención de suelos o rocas. Es por esto que, en el transcurrir de los años y con el avance de la tecnología en la construcción se han desarrollado estructuras alternativas a los muros convencionales para la retención de suelos o rocas. Entre éstas estructuras podemos mencionar el Soil Nailing (Suelo Claveteado), Gaviones, Muros de Tierra Armada o los Muros Anclados (Tieback Walls, Anchored Walls), Muros Milán (Muros Pantalla), Soldier Pile Walls (Muros Berlín), etc. Estas estructuras están conformadas por diversos elementos que hacen práctica su utilización en problemas ingenieriles de la vida cotidiana. Algunos lugares en el mundo donde se inició la utilización de algunas de éstas estructuras son:

En el año de 1972 en Fontainebleau Sand, ubicado en Versalles, Francia, se usó por primera vez la técnica del Soil Nailing (Suelo Claveteado) para la estabilización de un talud de corte de 70° de inclinación de 60 pies de altura.

En la década de los años 50 y 60 fueron utilizados los Muros Anclados en Estados Unidos, Brasil, Suiza, Alemania, Inglaterra y otros, para la retención de suelos en infraestructura vial, tales como carreteras y vías férreas.

En México se utilizó un sistema que se conoce como Muro Milán (también llamados Muros Pantalla o Muros Diafragma) en el Servicio Médico Forense, ubicado en el Distrito Federal.

En El Salvador, también existen algunos antecedentes de la aplicación de algunas de éstas estructuras, las cuales son:

Muro Soil Nailing para estabilización de taludes en el proyecto Orden de Malta, ubicado en la periferia sur de San Salvador, 2005. Las Alturas de los taludes llegaban hasta los 18 metros y las longitudes de los nails variaban de los 12 a los 15 metros, respectivamente.

En el Boulevard Orden de Malta, ubicado en la ciudad de San Salvador se utilizó la técnica de Muros Anclados y en los taludes verticales de la excavación de los 6 sótanos con los que cuenta el Edificio del Centro de Negocios para Inversionistas de Avante, que tendrá 10 niveles sobre el terreno.

También se realizó la construcción de muros perimetrales usando el método de “Apuntalamiento Gigante” en Torre Futura, ubicado en el Centro Mundial de Comercio (World Trade Center), en la colonia Escalón, San Salvador, 2007.

En cuanto a antecedentes bibliográficos, existen estudios e investigaciones de diversas partes del mundo que tratan sobre este tipo de estructuras de retención de manera extensa y muy particular. En El Salvador no existe una gran gama de documentos que describan las características de este tipo de estructuras, por lo que es necesario hacer una recopilación y extracción de información de estos estudios para poder desarrollar un trabajo teórico-analítico que contemple los aspectos relacionados al análisis y diseño de éstas estructuras, considerando las condiciones locales. Algunos de estos documentos son:

FHWA-SA-96-069 “Manual for Design & Construction Monitoring of Soil Nailing Walls”. Este manual introduce el concepto de Soil Nailing y provee aspectos guía para la selección y diseño de estructuras de soil nailing para varias aplicaciones para las cuales ésta técnica es útil.

Recommendations CLOUTERRE 1991. Soil Nailing Recommendations-1991 for Designing, Calculating, Constructing and Inspecting Earth Support Systems Using Soil Nailing (Summary).

“Manual for Trenching and Shoring, Department of Transportation, state of California”. Este es un manual que provee conocimientos técnicos para los ingenieros en lo que respecta a sistemas de apuntalamiento y retención de suelos en zanjas en proyectos de construcción civiles.

“Procesos Constructivos Aplicados a Cimentaciones Profundas en El Salvador”, 2004. Esta es una tesis de la Universidad de El Salvador donde se muestran las técnicas constructivas de algunas estructuras de retención, como Muros Anclados y sistemas Soil Nailing.

“Manual de Construcción Geotécnica”. Este es un libro de texto que habla sobre el análisis y diseño de Muros Milán o mejor conocidos como Muros Pantalla y otros tipos de estructuras similares.

“FHWA Geotechnical Engineering Circular N°4, Ground Anchors and Anchored Systems”. Texto que muestra información concerniente a sistemas de muros anclados, así como procesos de diseño y construcción.

“State of the Practice in the Design of Tall, Stiff, and Flexible Tieback Retaining Walls”. Texto en donde se explican ciertos criterios para el diseño de muros con anclajes que son aplicados en la práctica común.

“Simplified Procedures for the Design of Tall, Stiff Tieback Walls”. Este es un libro que muestra ciertos procedimientos simplificados para el diseño de muros anclados rígidos y flexibles.

De acuerdo a lo anterior, se realizará un trabajo de investigación de aplicación práctica que cuente con una metodología para el análisis y diseño de estructuras de éste tipo, mostrando sus principales características de aplicación, así como la importancia de dicha aplicación y para ello se contará con el estudio de los antecedentes bibliográficos que aquí se detallaron.

1.3 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

En El Salvador los ingenieros civiles durante su ejercer laboral en la construcción de carreteras o edificaciones se enfrentan con problemas relacionados con la retención de suelos, que implican la utilización de estructuras de contención que solucionen dichos problemas (los que dependerán en gran medida de las condiciones predominantes en

la construcción). En este momento existen una gran variedad de soluciones que responden al problema antes mencionado, algunos de amplia aplicación en el país, tales como los muros convencionales de gravedad, semi-gravedad o de concreto reforzado y otros de uso un poco más reciente, como las técnicas del Soil Nailing o bien los muros con anclajes. Para la aplicación de estos últimos métodos antes mencionados se requiere que los ingenieros adquieran ciertos conocimientos necesarios para que de esta forma analicen los conceptos que fundamentan su funcionamiento y que gobiernan el diseño de estos para una aplicación acertada y adecuada.

Dichos conocimientos pueden ser adquiridos por medio de documentos u otras investigaciones que han sido desarrolladas en otras partes del mundo y que pueden aportar muchos aspectos técnicos, de los cuales debe contemplarse una adaptación de éstos a nuestro medio. Es por lo antes mencionado, que se hace necesario el desarrollo de una investigación que pueda contar con el estudio de estructuras de retención de reciente aplicación en El Salvador y que además incluya los aspectos y técnicas necesarias para el análisis y diseño de éstas, para que sea un soporte práctico para los ingenieros civiles.

De acuerdo a esto se plantean las siguientes interrogantes:

Atendiendo a las condiciones del material predominante, se plantea: ¿En qué casos o condiciones se utilizan cada una de éstas estructuras?

¿Qué ventajas y desventajas tiene la utilización de cada una de éstas estructuras?

¿Qué metodología de diseño se aplicará para las estructuras que aquí se presentan?

¿Qué criterios y consideraciones desde el punto de vista geotécnico y estructural son utilizados para el análisis y diseño de éstas estructuras y de los elementos que las componen?

¿Cuál o Cuáles de los métodos que se aborden en el trabajo de graduación son de mayor aceptación y aplicación en nuestro país en base a criterios como el proceso para su diseño o bien sus procesos de construcción?

1.4 OBJETIVOS

1.4.1 OBJETIVO GENERAL

Desarrollar un documento que contenga las características, técnicas de análisis y procedimientos de cálculo que sean de ayuda para el diseño de estructuras de retención tipo Soil Nailing, muros anclados y sistemas de apuntalamiento gigante, cuyas aplicaciones son recientes en El Salvador.

1.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Establecer las aplicaciones que tienen cada una de las estructuras de retención a desarrollar, así como definir los tipos de materiales en los cuales es conveniente su aplicación y bajo qué características es posible.
- Establecer las ventajas y desventajas que implica la utilización de las estructuras de retención a desarrollar en tipos específicos de suelos.
- Retomar y resumir los fundamentos teóricos para condiciones locales en los que se basa el diseño geotécnico.
- Proponer una metodología aplicable en El Salvador para el diseño geotécnico y estructural de las estructuras de retención a desarrollar.
- Concluir en base a las investigaciones realizadas, cuáles son los métodos de mayor aceptación en nuestro país, tomando en cuenta sus proceso de diseño y procesos constructivos.

1.5 ALCANCES

Existen diferentes alternativas de estructuras de retención de aplicación reciente en nuestro país, algunas de éstas son: Soil Nailing, Muros Anclados, Muros Berlín (Soldier Pile Walls), Apuntalamiento Gigante, Muros de Tierra Armada, etc. cuya aplicación dependerá de las condiciones de los suelos en el entorno, de la disponibilidad de tecnología para su aplicación y de su costo de ejecución, que son algunos de los factores predominantes en nuestro país.

De acuerdo a lo antes mencionado, para la realización del presente trabajo de graduación, es necesario establecer un número específico de sistemas a estudiar, debido a la cantidad de alternativas que hay en el medio. De acuerdo a lo anterior se proponen tres sistemas a desarrollar, los cuales son: Muros Anclados (Tied-back Walls), Soil Nailing (Suelo Claveteado) y el sistema de Apuntalamiento Gigante, considerando que la aplicación de estos sistemas ha sido reciente en nuestro País.

El estudio de éstos abarcará de manera práctica los aspectos básicos necesarios para su análisis y diseño, tanto geotécnico como estructural, definiendo otras características como las ventajas y desventajas en la utilización de estas estructuras ante las diferentes condiciones de cada proyecto de construcción en donde se presenten problemas de retención de tierras. Teniendo siempre en cuenta la posibilidad de utilizar otras alternativas de solución y no solo limitarse a las que aquí se presenten.

Además, se utilizarán herramientas de carácter informático (computacional) que se desarrollarán para complementar la metodología manual a utilizarse para el diseño de las estructuras de retención que se presenten en el trabajo de graduación, con el fin de automatizar o agilizar la realización de los cálculos que se consideren necesarios; como por ejemplo: ayudas para el cálculo de ciertos parámetros que resultan necesarios y exijan de cálculos exhaustivos, como la estabilidad interna y externa de la estructura o sistema, o bien ayudas de cálculo para el diseño de algunos de los elementos que componen la estructura.

1.6 LIMITACIONES

- El trabajo de graduación se limitará al estudio de tres sistemas de retención, los cuales son: Muros Anclados (Tieback Wall), Soil Nailing (Suelo Claveteado) y sistemas de Apuntalamiento Gigante.
- Debido a que el estudio geotécnico es muy amplio y que el enfoque de la investigación es el análisis y diseño, no se contemplará la información concerniente a la realización de los métodos y pruebas de laboratorio para la obtención de parámetros y datos que son necesarios para el diseño de las estructuras que aquí se contemplan.
- El desarrollo de un ejemplo práctico aplicado a un proyecto real específico de nuestro país implicaría un alto costo para la investigación. Por lo tanto no se contemplará este aspecto dentro de nuestro trabajo.
- Según los diferentes autores de la bibliografía consultada, los sistemas de retención implicados en el trabajo de graduación pueden ser diseñados en base a diferentes criterios y metodologías de diseño. Por lo tanto, para el análisis y el diseño de ejemplos numéricos de cada sistema de este trabajo se enfatizará solamente en una metodología y será aquella que se adapte mejor a nuestro entorno nacional.
- Las herramientas informáticas (computacionales) que se desarrollen serán para automatizar los cálculos del diseño de algunos de los elementos que componen a las estructuras o sistemas de retención que integran el trabajo de graduación y no para el diseño de todo el sistema de retención.

1.7 JUSTIFICACIÓN

En El Salvador, a lo largo de la historia se han dado problemas con la retención de suelos y rocas en la construcción de obras civiles, causados por diversos factores tanto naturales como artificiales, es decir producidos por la intervención del hombre. Entre los factores naturales podemos mencionar la acción de las aguas subterráneas, la acción de las lluvias, formaciones geológicas o irregularidades de relieve y por supuesto, los movimientos causados por eventos sísmicos, mientras que en los factores causados por el hombre podemos mencionar los procesos de excavación en una obra civil. Esto hace necesario la implementación de estructuras de retención, las cuales pueden ser estructuras convencionales en nuestro medio (Muros de Gravedad, Semi – Gravedad, entre otros) o de reciente aplicación (Soil Nailing, Muros Anclados y otros) que si bien es cierto han sido utilizados en otras regiones del mundo desde hace varias décadas, en nuestro país no habían sido utilizadas, sino hasta mediados de la década de los noventa, debido a los aspectos tecnológicos, económicos y constructivos, predominantes en la región.

Es por esto que nuestro trabajo de graduación pretende ser una ayuda a los ingenieros civiles de la sociedad salvadoreña, en lo que respecta al conocimiento de los requerimientos para el análisis y diseño de las diferentes alternativas de estructuras de retención de uso reciente en nuestro país y cuya aplicación dependerá de las condiciones que se presenten en una obra civil determinada.

CAPITULO II

CONTENCIÓN DE SUELOS

2.1 INTRODUCCIÓN

En El Salvador debido al crecimiento poblacional, el espacio de construcción en las zonas urbanas es reducido, por lo que existe la necesidad de construir edificaciones de gran altura que requieren excavaciones más profundas, las cuales conllevan a utilizar diversos sistemas de contención convencionales que se han utilizado desde mucho tiempo u otros de aplicación más reciente que pueden ser de carácter temporal o permanentes en los que se pueden obtener niveles óptimos de seguridad. Estas estructuras tienen la finalidad de retener una masa de suelo en un proyecto determinado, algunas de éstas estructuras tienen otras características adicionales a las de retener, tales como reforzar la masa de suelo que contribuye con su estabilización para evitar problemas de desprendimientos o deslizamientos de dichas masas causadas por factores naturales o humanos.

En el presente capítulo, se definen el concepto de retención de suelos, estableciendo tres métodos o sistemas que son recientes en el ámbito constructivo de nuestro país, los cuales son los sistemas de Muros Anclados y el sistema de Muro Soil Nailing y el sistema de Apuntalamiento Gigante.

Para los tres sistemas se describen las características fundamentales y aspectos técnicos de cada uno de ellos, tales como: concepto, funcionalidad, historia o antecedentes, ventajas y desventajas de la aplicación del sistema, condiciones adecuadas e inadecuadas de suelos para el uso del sistema, aplicaciones, componentes y aspectos constructivos.

2.2 DEFINICIÓN DE ESTRUCTURA DE RETENCIÓN DE SUELOS

Los suelos, así como otros materiales tienen un ángulo de reposo propio; para lograr una pendiente mayor que la proporcionada por dicho ángulo se requiere de algún tipo de estructura de retención o soporte que evite el deslizamiento.

Tratándose de muros de pequeña altura se utilizan muros convencionales, tales como los muros de gravedad, semi-gravedad, en voladizo, de contrafuertes, etc. Mientras que para alturas mayores se utilizan otras técnicas o tecnologías no tan

convencionales debido a su reciente aplicación en nuestro país, tales como muros anclados, apuntalamientos, muros Soil Nailing, entre otros. Que si bien algunas de estas estructuras retienen la masa de suelo, pueden reforzarla introduciendo elementos que contrarrestan el empuje de dicha masa de suelos aprovechando la resistencia del suelo circundante al elemento, además de mejorar las propiedades del suelo.

2.2.1 CLASIFICACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS DE RETENCIÓN

Las estructuras de retención se clasifican como:

- Muros convencionales
- Muros no convencionales o de aplicación reciente

2.2.1.1 MUROS CONVENCIONALES

Muros de gravedad

Los muros de gravedad son los que generalmente tienen un perfil trapezoidal y dependen principalmente de su peso propio para asegurar la estabilidad; se hacen generalmente de concreto ciclópeo (combinación de concreto de cemento a baja resistencia y piedras grandes de tamaño no mayor de **30** centímetros) o aún de mampostería de piedra y no llevan ningún refuerzo. El muro debe proporcionarse de tal manera que no haya esfuerzo de tracción en ninguna de las secciones; son muros muy económicos para alturas bajas (hasta **3** ó **3.50** metros aproximadamente).

Muros de semi-gravedad

Los muros de semi-gravedad son un poco más esbeltos que los de gravedad porque toleran esfuerzos pequeños de tracción que se absorben con pequeñas cuantías de acero de refuerzo y que en general pueden resultar aún más económicos que los de gravedad para alturas de hasta **4** metros.

Muros de voladizo

Los muros de voladizo, son muros de concreto reforzado de tallo delgado y una losa de base. El perfil común de este tipo de muros es el de una T o una L y a veces son compuestos. Estos muros utilizan por lo menos parte del peso del relleno para

asegurar la estabilidad; este es el tipo de muro que con mayor frecuencia se presenta en la práctica del calculista y su utilización resulta económica hasta alturas de hasta los 6 metros aproximadamente.

Muros con contrafuertes

Los muros con contrafuerte son de concreto reforzado y son los que están constituidos por placas o losas verticales delgadas que se apoyan sobre grandes voladizos espaciados en forma regular que se denominan contrafuertes, los cuales reducen las fuerzas cortantes y los momentos flexionantes. Este tipo de muro es conveniente cuando las alturas por vencer son en general, mayores de 6 metros.

En la figura 2.1 se muestran algunos tipos de estructuras de retención convencionales en nuestro medio y que fueron definidos previamente.

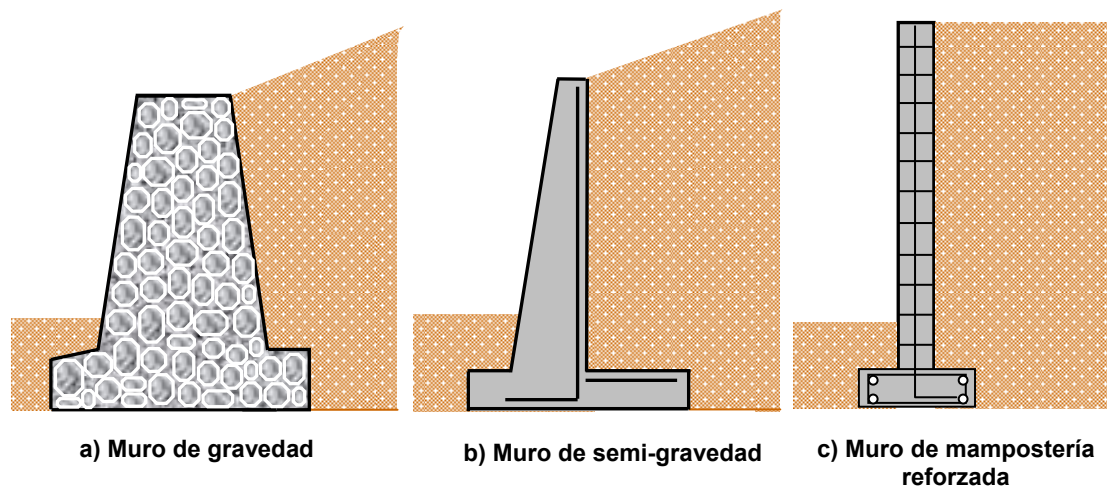


Figura 2.1. Diferentes tipos de estructuras de retención convencionales.
Fuente: Principios de ingeniería de cimentaciones Braja Das, 2001.

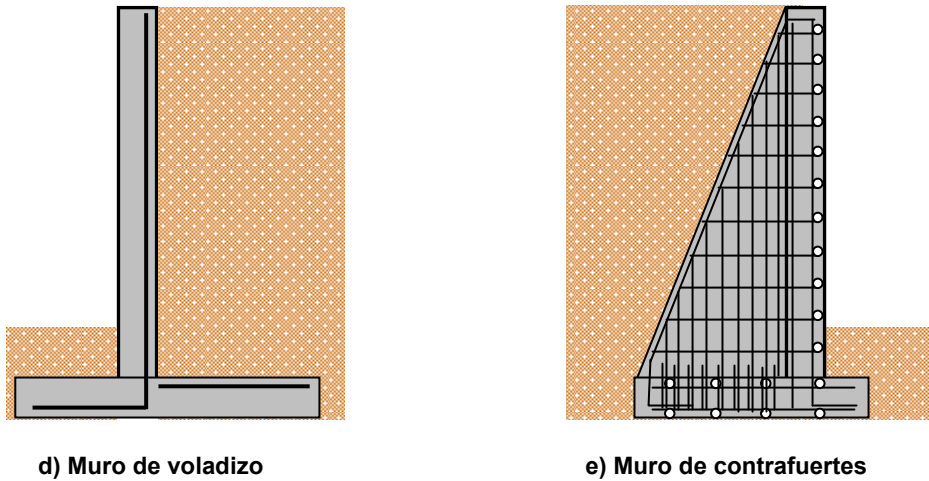


Figura 2.1. Diferentes tipos de estructuras de retención convencionales.
Fuente: Principios de ingeniería de cimentaciones Braja Das, 2001.

2.2.1.2. MUROS NO CONVENCIONALES O DE RECIENTE APLICACIÓN

Dentro de los diferentes métodos de retención de suelos recientes están:

- Sistemas de anclajes activos en suelos
- Método de Soil Nailing (Suelo Claveteado)
- Tierra Armada
- Apuntalamiento Gigante, etc.

Estos métodos, como se mencionó anteriormente, se caracterizan por introducir en el terreno elementos de características especiales que trabajan a tensión para mejorar la resistencia al corte del mismo, tales como geomallas, columnas inyectadas, etc. Cuando dichos elementos de tensión se instalan al mismo tiempo que se construye una estructura térrea, por ejemplo en un terraplén, como ocurre en la técnica de la tierra armada, se pueden tener taludes más escarpados, e inclusive verticales.

En cuanto a los sistemas anclados, los anclajes del terreno tanto en suelo como en roca, permiten resistir tensiones. Bajo este concepto los elementos que se introducen al terreno son generalmente metálicos o también de resina con fibra de vidrio. Pueden instalarse sin aplicarles un esfuerzo previo (anclas pasivas) o bien aplicándoselo, (anclas activas).

Cuando son anclajes pasivos se habla del método Soil Nailing y cuando los elementos reforzantes son anclajes activos se habla del método de Muro Anclado. Estos métodos son adecuados en la estabilización de taludes y excavaciones, porque en ambos métodos los elementos estabilizadores desarrollan una adherencia con el terreno. A continuación se presentan las generalidades y aspectos técnicos, tanto del muro anclado como del Soil Nailing, considerando que estos métodos son aplicables en nuestro medio.

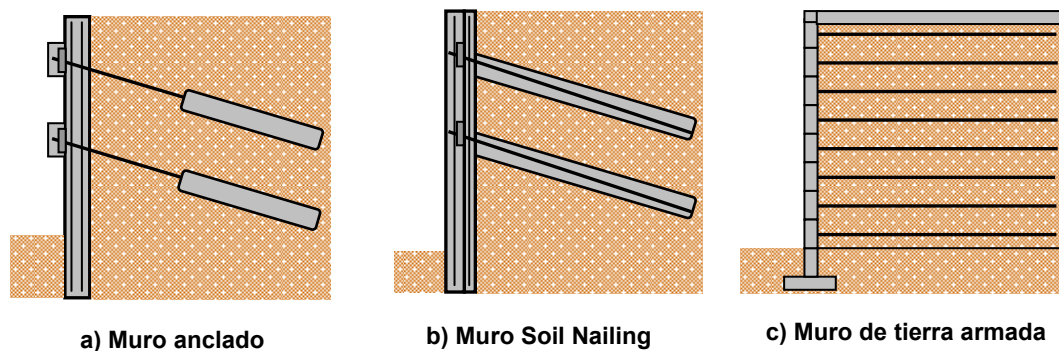


Figura 2.2. Diferentes tipos de muros no convencionales.
Fuente: Principios de ingeniería de cimentaciones Braja Das, 2001.

2.3 MÉTODO DE MUROS ANCLADOS

2.3.1 CONCEPTO DE MUROS ANCLADOS

Los muros anclados son estructuras de gravedad, semi-gravedad o pantallas; que se sostienen mediante anclas pre-tensadas o pos-tensadas con bulbos profundos que transmiten una carga de tensión a suelos o rocas en los cuales pueden ser instalados. (Ver figura 2.3). Generalmente se coloca sobre la cara de un muro, una carga de tensión a través de un cable o barra de acero anclado a un bulbo cementado a profundidad dentro del talud. Los anclajes pre-tensados incrementan los esfuerzos normales sobre la superficie de falla real o potencial y así aumentan las fuerzas resistentes al incrementar la resistencia a la fricción, a lo largo de esa superficie.

En términos muy generales, el objetivo de un sistema de anclajes es realmente el confinamiento del suelo en la vecindad de un corte y así garantizar la estabilidad de una excavación efectuada para construir el cajón de la cimentación de un edificio,

restablecer el equilibrio en taludes inestables o aumentar la seguridad de las laderas o cortes preexistentes.

La factibilidad de utilizar un muro anclado en una ubicación determinada 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.

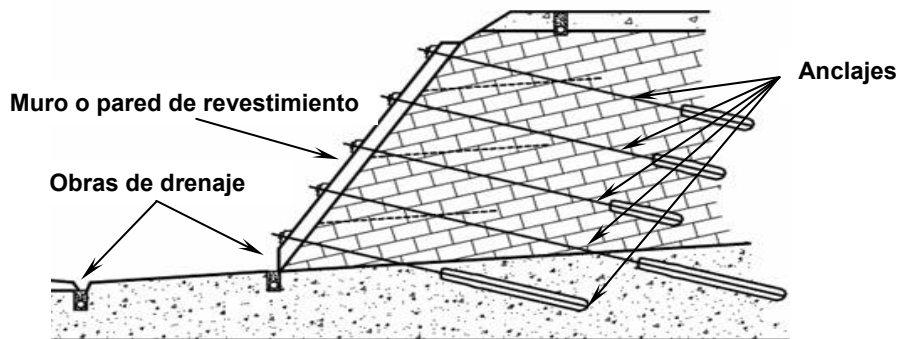


Figura 2.3. Localización de anclas en un muro anclado en materiales estratificados.
Fuente: Cap. 14 Estructuras de Contención o Anclaje, Cachón Irrigaray, 1996.

2.3.2 HISTORIA DE MUROS ANCLADOS

El uso de los anclajes de tierra se inició en la década de 1930, específicamente en 1933 cuando en la Presa Cheurfas, ubicada en Argelia, se utilizaron anclajes individuales para el refuerzo de la tierra en la represa existente. Los anclajes se colocaron en forma vertical y soportaban una fuerza de **9810 KN** y desde entonces se han utilizado en el refuerzo de otras represas o estructuras existentes en suelos rocosos. En los Estados Unidos durante la década de 1950, los constructores comenzaron a utilizar los muros anclados de carácter permanente para el soporte de las paredes en excavaciones de profundidades moderadas, sobre todo en suelos cohesivos. Estos muros tenían anclajes cuyas capacidades de carga variaban desde **178 KN** hasta **890 KN**, respectivamente. Por otra parte, para mediados de la década de 1960, los anclajes para muros permanentes de contención se utilizaron en Brasil, Suiza, Alemania, Inglaterra y Francia.

En nuestro país la técnica de muros con anclajes activos se está aplicando cada vez más, debido a su practicidad ya que no se incurre en gastos que implicarían el uso de otras estructuras de retención convencionales. Un ejemplo en particular de este tipo de muros es el desarrollado en el proyecto del Edificio Corporativo Avante, de la empresa Calidad Inmobiliaria, que consta de **10** niveles, respectivamente (ver figura 2.4). La empresa RODIO SWISSBORING fue la encargada del trabajo del reforzamiento de las paredes de suelo perimetrales.



Figura 2.4. Edificio AVANTE El Salvador.
Fuente: Calidad inmobiliaria

El edificio consta de **5** sótanos, cuyo perímetro es de **220** metros y una altura máxima de **19** metros. De acuerdo a las soluciones propuestas, se decidió que en los linderos Norte, Sur y Este del edificio se usaron sistemas de muros con anclajes activos de cable pos-tensados y pilotes para sostener el peso propio del terreno, mientras que en el lindero restante se utilizó otra técnica, como lo es el sistema de pilotes y vigas.

La metodología que se llevó a cabo para la construcción de los sótanos inició con la construcción de los pilotes, posteriormente se construyeron las vigas cabezales de los pilotes, luego se realizó la excavación progresiva por niveles de arriba hacia abajo. Luego de la excavación de cada nivel se procedió a la construcción de los anclajes, utilizando máquinas perforadoras y finalmente se realizó la construcción del muro de revestimiento.

2.3.3 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL USO DE MUROS ANCLADOS

Las ventajas y desventajas se muestran en la tabla 2.1.

TABLA 2.1 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL MURO ANCLADO	
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.

2.3.4 CONDICIONES DEL TERRENO ADECUADAS E INADECUADAS PARA EL USO DE MUROS ANCLADOS

Existen suelos con las propiedades adecuadas para la aplicación de este sistema, así como suelos con pocas propiedades adecuadas, por lo que estas condiciones se muestran en la tabla 2.2. En el anexo 1 se presenta una carta de suelos en donde puede ser aplicado este sistema.

TABLA 2.2. CONDICIONES ADECUADAS E INADECUADAS PARA EL USO DE MUROS ANCLADOS	
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.

TABLA 2.2 (CONTINUACIÓN) 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 ($N < 10$)

2.3.5 CLASIFICACIÓN DE LOS MUROS ANCLADOS

2.3.5.1 SEGÚN EL TIPO DE PANTALLA O PARED DE REVESTIMIENTO

- **Muros de gravedad o semi-gravedad.** son muros de mampostería de piedra o concreto con bajos o nulos porcentajes de acero de refuerzo, a los cuales se les adicionan anclas pre-tensadas a varios niveles de altura.

- **Pantallas.** Son pantallas delgadas de concreto reforzado, las cuales se pueden construir utilizando concreto lanzado (shotcrete) o coladas en el sitio. A las pantallas de concreto se les colocan hileras de anclajes a varios niveles. Las pantallas también pueden ser pre-excavadas utilizando el sistema de “slurry wall”.
- **Tablestacas.** Estructuras delgadas enterradas, metálicas o de concreto armado, ancladas en su parte superior. Una variante del sistema son los pilotes tangentes/secantes.

2.3.5.2 SEGÚN LA VIDA ÚTIL O DE SERVICIO

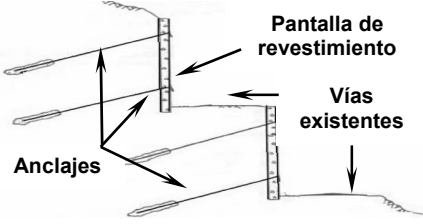
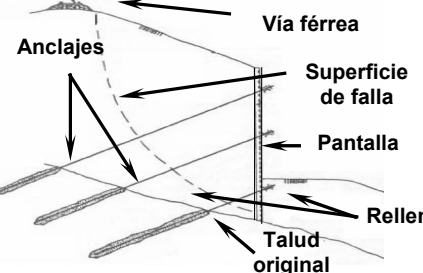
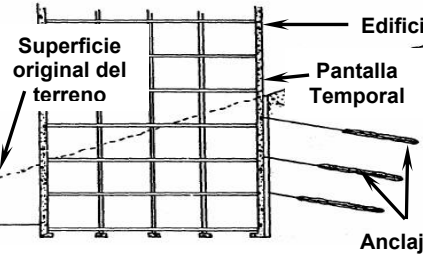
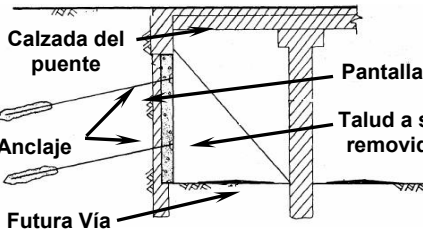
El uso de muros anclados, se puede considerar para proveer apoyo temporal o permanente para masas de suelo y roca estables e inestables, los cuales se describen a continuación:

- **Muros anclados Provisionales:** Tienen carácter de medio soportante auxiliar y proporcionan las condiciones de estabilidad a la estructura durante el tiempo necesario para disponer de otros elementos resistentes que los sustituyan. La vida útil no se recomienda que sea mayor de **18** meses.
- **Muros anclados Permanentes:** Se instalan con carácter de acción definitiva. Se dimensionan con mayores coeficientes de seguridad y han de estar diseñados y contruidos para hacer frente a los efectos de la corrosión. Adicionalmente el tendón debe ser capaz de transmitir de forma duradera y continua los esfuerzos del anclaje sin sufrir deterioro alguno. (Ucar Navarro, Roberto, 2004)

2.3.6 APLICACIONES DE LOS MUROS ANCLADOS

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 2.3 algunas aplicaciones de estos sistemas.

TABLA 2.3. APLICACION DE LOS MUROS ANCLADOS (FHWA TIEBACKS, WEATHERBY, 1982)

APLICACIÓN	DESCRIPCIÓN	FIGURA
<p>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>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>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>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>	

2.3.7 ELEMENTOS DEL MURO ANCLADO

Los componentes básicos de un muro anclado de manera general son:

- Muro o pared de revestimiento
- Tirantes o Anclajes
- Obras de drenaje

2.3.7.1 PARED O MURO DE REVESTIMIENTO

La pantalla superficial de revestimiento, es una placa maciza de concreto reforzado, la cual se construye generalmente utilizando concreto lanzado para darle continuidad superficial y apoyo a los anclajes.

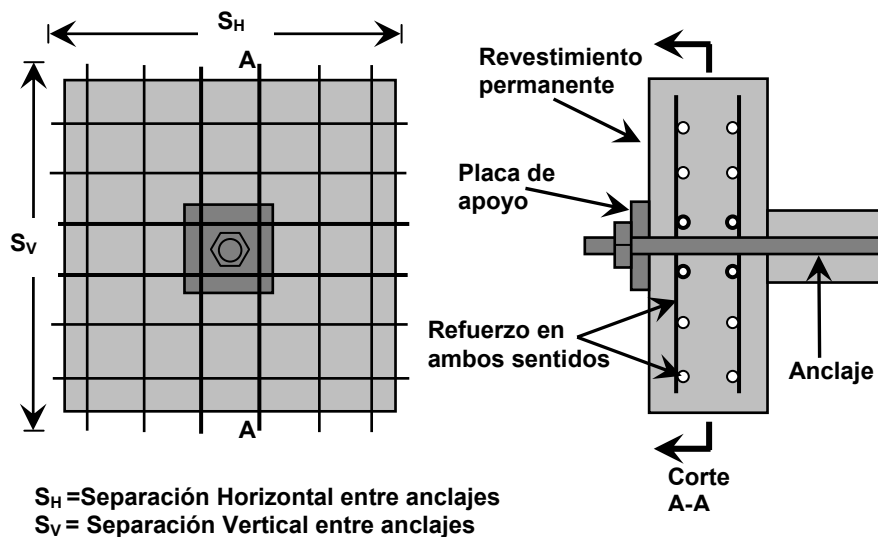


Figura 2.5. Refuerzo típico de pantalla en un muro anclado.
Fuente: Deslizamiento: Técnicas de Remediación, Jaime Suárez. Cap 5.

En el refuerzo de la pantalla, generalmente se utilizan mallas de alambre electro-soldado o bien varillas de refuerzo corrugado (ver figura 2.5), siempre y cuando se garantice la resistencia suficiente para soportar las exigencias de los momentos requeridos.

El concreto lanzado puede colocarse en mezcla seca o húmeda, con una relación agua/cemento de aproximadamente **0.4**. El concreto lanzado con mezcla húmeda generalmente, se obtienen mejores resultados de resistencia (Lazarte y otros, 2003).

2.3.7.2 TIRANTES O ANCLAJES

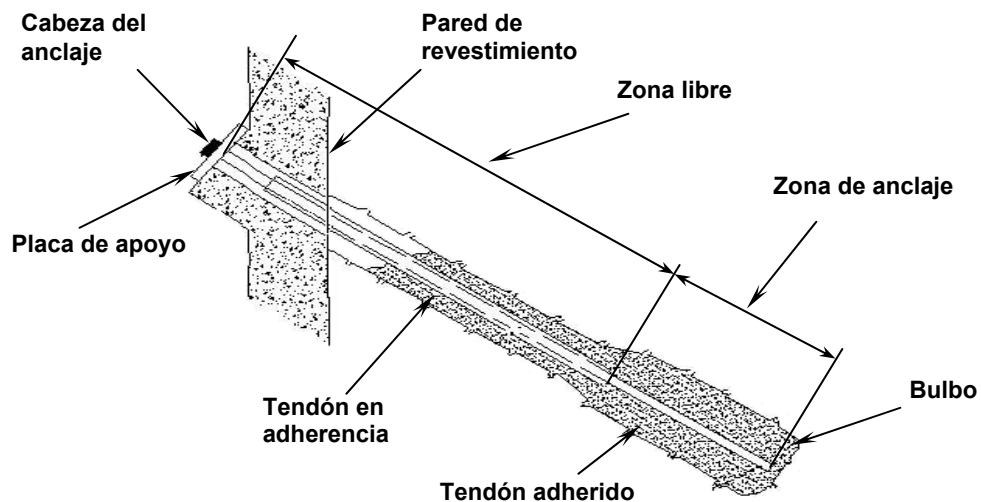


Figura 2.6. Elementos del Muro Anclado.

Fuente: Ground Anchors and Anchored Systems, Geotechnical Engineering Circular N°4.

La definición propuesta por Littlejohn (1990): “Un anclaje es una instalación que es capaz de transmitir una carga de tensión a un manto de soporte a profundidad”.

El anclaje es una técnica de sostenimiento que, en esencia, consiste en anclar en el interior de las rocas o suelos una barra de material resistente que aporta una resistencia a tracción y confinamiento al suelo o al macizo rocoso y que permite aprovechar las características resistentes propias de éstos.

2.3.7.2.1 COMPONENTES DE LOS ANCLAJES

Los tirantes o anclajes se componen de tres partes (ver figura 2.6):

- La zona de anclaje propiamente dicha (bulbo).
- Una zona libre en la que el tirante puede alargarse bajo el efecto de la tracción. En esta zona el tirante se encuentra generalmente encerrado en una vaina que impide el contacto con el terreno.

- La cabeza de anclaje que transmite el esfuerzo a la estructura o pantalla.

2.3.7.2.1.1 ZONA DE BULBO O DE ANCLAJE

Es la parte adherida al suelo o a la roca sana, situada en profundidad y que se encarga de transferir los esfuerzos al terreno. Generalmente, estos bulbos poseen longitudes no menores a **6** metros y está compuesta por una inyección de lechada (ver figura 2.7).

Inyecciones de lechada: Efectuadas a base de cemento con relaciones cemento/agua comprendidas entre **1,5** y **2**. En estos casos, es muy importante establecer claramente la independencia de la zona libre para que esta no se cimente con la lechada (o con el mortero de cemento, si es ésta la inyección que se emplea).



Figura 2.7. Zona del bulbo en el extremo del anclaje.

Fuente: Manual de Anclajes para Minería y Obra Civil, Antonio Ros. Cap.6

En la zona de anclaje se distingue el llamado bulbo de anclaje, que es en realidad el material (lechada de cemento o grout) que envuelve la barra y que la conecta con el terreno que la rodea. La resistencia de la zona de anclaje viene dada por dos factores:

- Adherencia lechada-acero (ver figura 2.8)
- Adherencia bulbo de anclaje-terreno.

La distribución de esfuerzo a lo largo de la longitud cementada no es uniforme, con máxima concentración de esfuerzos en la punta exterior del anclaje. Sin embargo, para diseño se asume que los esfuerzos son uniformemente distribuidos a lo largo del bulbo.

La longitud del bulbo depende de la carga y de las propiedades de resistencia al cortante de la roca o suelo a su alrededor.



Figura 2.8. Adherencia Lechada-acero.

Fuente: Manual de Anclajes para Minería y Obra Civil, Antonio Ros. Cap.6

2.3.7.2.1.1.1. TIPOS DE BULBO

Los bulbos pueden conformarse con los siguientes métodos:

- **Inyección por gravedad.** En este método la inyección se coloca a través del método por gravedad. Se requiere que la perforación tenga más de **10°** de inclinación con la horizontal para permitir el llenado del bulbo.
- **Inyección a presión.** En esta técnica se inyecta a presión la lechada para que penetre dentro de suelos granulares o roca fracturada. Generalmente se utilizan presiones superiores a **0.35 MPa (50 psi)**. La presión puede además aumentar el diámetro del hueco y producir esfuerzos normales más altos sobre la pared, lo cual contribuye a aumentar la resistencia a la extracción del bulbo.
- **Bulbos mecánicos (Sistema de pernos, Método Manta Ray).** Este sistema consiste en una o dos barras de acero roscadas (generalmente el ancla y un tubo de empuje) y una placa de atraque acoplada y articulada al ancla (ver figura 2.9). El ancla es hincada a la profundidad requerida, se extrae el tubo de empuje y el instalador utiliza un gato hidráulico para aplicar una carga de tensión para halar el ancla, lo que genera un movimiento de rotación de **90°** de la placa de atraque

dentro del suelo, sin que haya perturbaciones en el mismo. El proceso de tensionamiento se continúa hasta alcanzar la tensión deseada. Este método se puede usar en suelos relativamente blandos, debido al movimiento de giro que requiere la placa de atraque.

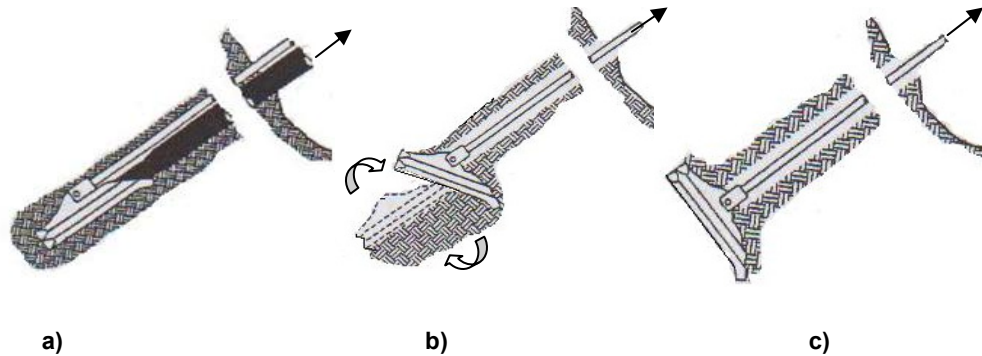


Figura 2.9. Método Manta Ray, a) Colocación del ancla y extracción del tubo de empuje; b) Giro de la placa de atraque; c) Tensionamiento Adherencia Lechada-acero.
Fuente: Manual de Construcción Geotécnica, México, 2002

Littlejohn (1990), clasificó los bulbos de acuerdo a la forma de inyección como se describe a continuación y como se puede observar en la figura 2.10.

Tipo A. Anclajes inyectados por gravedad. La inyección por gravedad se utiliza especialmente en taludes en roca sana o en suelos cohesivos duros. La resistencia depende de la unión entre la inyección y la roca.

Tipo B. Anclajes inyectados por presión. Anclajes inyectados a presiones menores de **1.02 MPa (145 psi)**. El diámetro del bulbo se amplía cuando la lechada se infiltra en el suelo o en las fisuras de la roca. Se utilizan en roca fisurada o suelos granulares gruesos. La resistencia depende del cortante lateral y capacidad de soporte del área superior del bulbo.

Tipo C. Anclajes inyectados por presión por etapas. Anclajes inyectados a presiones de más de **2.03 MPa (290 psi)**. El diámetro del bulbo aumenta por fractura hidráulica del suelo. Esta técnica se utiliza en suelos sin cohesión y en ocasiones en

suelos cohesivos. Este es tal vez, el sistema de inyección más utilizado porque genera un bulbo de mayor tamaño en suelos.

Tipo D. Anclajes de bulbo taladrado de campanas múltiples. En la perforación se forman una serie de campanas, las cuales se inyectan por gravedad.

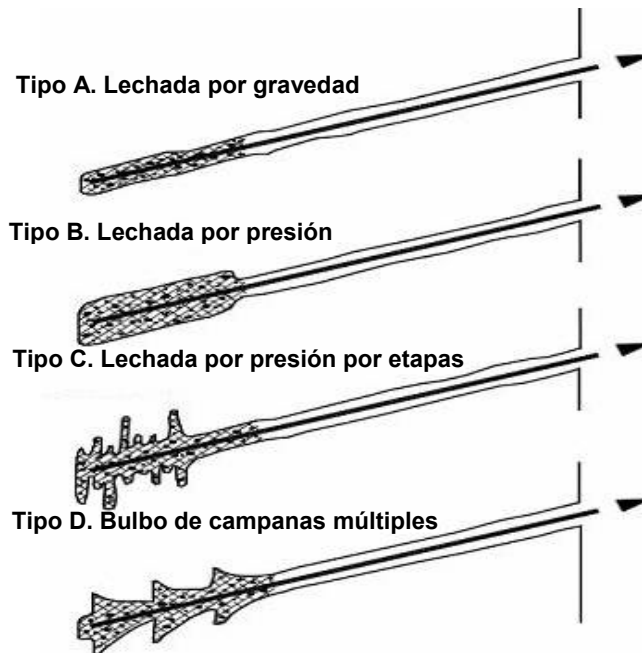


Figura 2.10. Clasificación de los anclajes según la presión de inyección.
Fuente: Técnicas de remediación, Jaime Suárez. Cap.4

2.3.7.2.1.2 ZONA LIBRE

Es la parte del anclaje que se encuentra independizada del terreno mediante vainas de PVC o metálicas de forma que se puede deformar con total libertad al tensarse. La longitud libre de anclaje está comprendida entre la zona de aplicación de la fuerza de la cabeza y el bulbo. La longitud libre depende de varios factores, tales como:

- La posición del terreno al que se transmite la tensión.
- La posición de la zona considerada como segura.
- La densidad del terreno afectado por el anclaje.
- La resistencia de la roca en la que se realiza el anclaje.

2.3.7.3 TENDONES

Generalmente se utilizan dos tipos de tendones:

- **Cables.** Hilo de siete alambres con resistencia a tensión última de **1.86 MPa** con diámetro entre **0.5** y **0.6** pulgadas que cumpla con la especificación ASTM A-416. El número de alambres y de hilos depende de la carga de diseño. La ventaja de los cables es que pueden cortarse a la longitud requerida y no requieren uniones ni soldaduras (ver figura 2.11).



Figura 2.11. Anclajes de cables.

Fuente: Proyecto y construcción de muros anclados, Carlos J. Cabañes.

- **Barras de alta resistencia.** Barra con resistencia última a la tensión de **1050 MPa** (**150 Ksi**) en diámetros variables entre **1.0** y **2.5** pulgadas y que cumpla con la especificación ASTM A-722 tipo II, o ASTM A-416. En la mayoría de países es difícil conseguir barras de más de **12** metros y de esta resistencia. La principal dificultad con las varillas es la necesidad de uniones o soldadura. (ver figura 2.12)
- **Anclas especiales.** También se utilizan varillas de grado **60** ó **75**, anclas helicoidales y anclas metálicas especiales

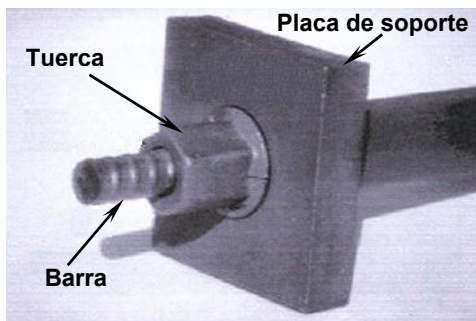


Figura 2.12. Anclajes de barra o varilla de alta resistencia.

Fuente: Proyecto y construcción de muros anclados, Carlos J. Cabañes.

2.3.7.4 CABEZA Y PLACA DE APOYO

La cabeza es la parte de unión de la barra con la placa de apoyo. El acoplamiento cabeza-placa de apoyo puede estar constituido por tuercas en el caso de barras roscadas o bien por conos macho-hembra para cables. La placa de apoyo suele situarse sobre la plancha de reacción encargada de transmitir los esfuerzos al terreno.

2.3.7.5 DISPOSITIVOS AUXILIARES

Los torones, cables o barras requieren de los siguientes dispositivos auxiliares para protegerlos y para lograr que su trabajo sea eficiente:

2.3.7.5.1 OBTURADOR

Su función es sellar y aislar al bulbo de inyección del resto del barreno. Está constituido por un tapón de hule por el cual pasa el tubo de inyección. El obturador se infla con aire para lograr un sello adecuado, lo cual se puede complementar inyectando el tramo superior del bulbo (ver figura 2.13).

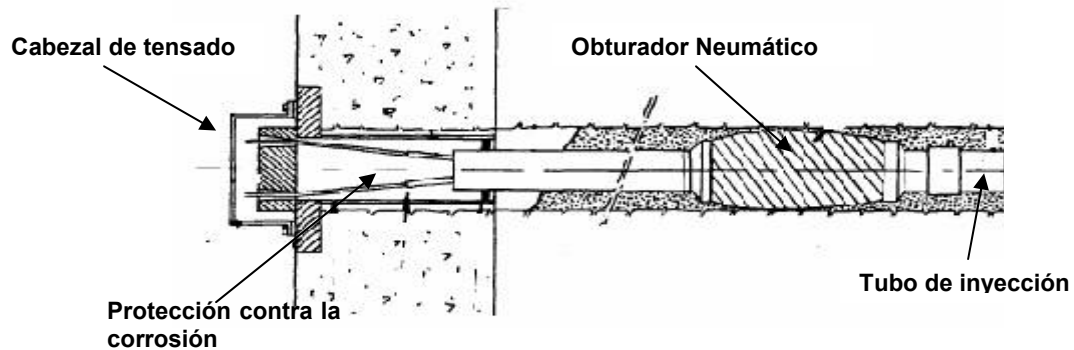


Figura 2.13. Detalle de obturador Neumático.
Fuente: FHWA Tiebacks, D. E. Weatherby, 1982.

2.3.7.5.2 TUBO DE INYECCIÓN

Es un tubo provisto de una serie de agujeros cubiertos por bandas de hule, como se muestra en la figura 2.14 y figura 2.15; el tubo de inyección se coloca en el centro del agujero y la lechada de inyección sale a través de estos agujeros. Los torones o barras de acero se instalan alrededor del tubo de inyección, el cual abarca toda la longitud del barreno, desde su boca hasta el fondo del mismo.

2.3.7.5.5 FUNDA DE PROTECCIÓN

Es un tubo liso, comúnmente de PVC o HDPE, dentro del cual se alojan los torones o las barras, en la longitud libre del anclaje, según se ilustra en la figura 2.14. Esta funda comienza en la cabeza del anclaje y termina conectada firmemente al obturador; se rellena con lechada o bien, con grasa para evitar la corrosión de las barras o de los torones.

2.3.7.5.6 SEPARADORES

Se trata de placas circulares de material plástico con perforaciones circulares o sección tipo estrella (ver figura 2.14). El tubo de manguitos (agujeros cubiertos por bandas de hule) pasa por la perforación central de los separadores y las barras o torones. Se colocan dentro del bulbo de inyección, a distancias suficientes para evitar que las barras se toquen entre sí durante su manejo y para evitar que toquen el tubo de inyección.

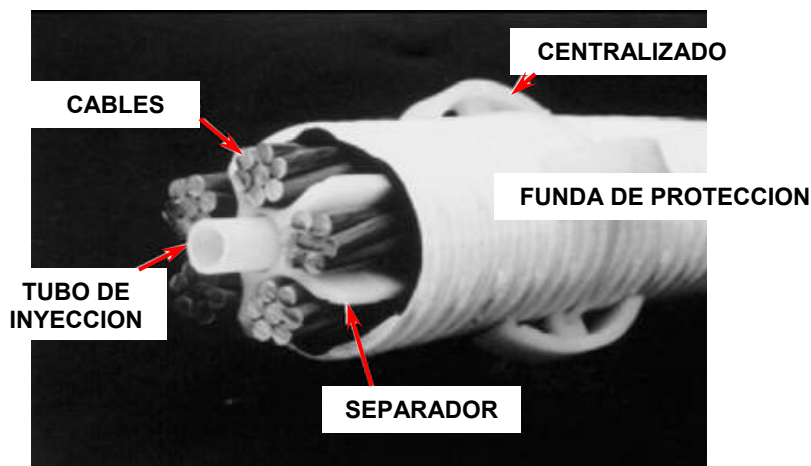


Figura 2.14. Algunos dispositivos auxiliares en los anclajes.
Fuente: Ground Anchors and Anchored Systems, Geotechnical Engineering Circular N°4

2.3.7.6 OBRAS DE DRENAJE

Elementos que consisten en tubos de plástico, perforados y revestidos con una tela de geotextil permeable (lloraderos). Además otras obras de drenaje son las canaletas en la parte superior del muro y en el pie del mismo para coleccionar las aguas y escorrentías superficiales (ver figura 2.15).

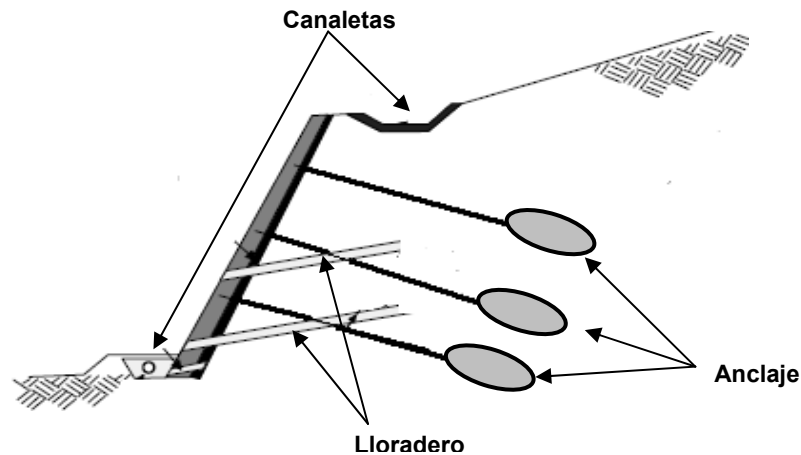


Figura 2.15. Obras de drenaje de un muro anclado.

Fuente: Ground Anchors and Anchored Systems, Geotechnical Engineering Circular N°4

2.3.7.6.1 LLORADERO

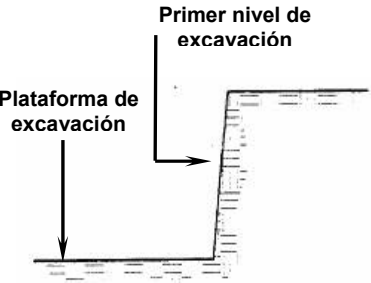


Elementos que tienen la función de permitir el alivio de posibles acumulaciones de agua detrás del muro o pantalla (Ingeotee; 2001). Consisten en tubos de PVC perforados y revestidos con una tela de geotextil permeable, cuyo diámetro frecuentemente utilizado, es de **2" (5 cm)** y son colocados al finalizar el emparrillado. Sin embargo, debe verificarse que los lloraderos no se obstruyan y genere problemas en el flujo de drenaje. Es por esto que los geotextiles deben ser de la calidad adecuada para evitar dichos problemas de obstrucción.





2.3.8 ASPECTOS DE CONSTRUCCIÓN DEL MURO ANCLADO

Conforme se va realizando la excavación de arriba hacia abajo, se realiza la construcción de los anclajes y la construcción del muro circundante al anclaje.

El proceso de construcción se realiza por fases que se repiten a medida se profundiza en la excavación. Inicialmente se define la excavación de la primera franja superior del suelo, en la cual se perforan orificios a lo largo de la masa de suelo para la instalación e inyección de los anclajes. Posteriormente, en la siguiente fase de construcción del muro, surgen las diferentes etapas de colocación de refuerzo de la pantalla de revestimiento, la proyección de concreto lanzado y el tensado del anclaje una vez la pantalla ha obtenido la resistencia adecuada para realizar esta etapa (ver tabla 2.4). Este ciclo se realizará hasta obtener el nivel de excavación prevista en los planos.

TABLA 2.4. PROCESO CONSTRUCTIVO DEL MURO ANCLADO (WEATHERBY, 1982; SABATINI, 1999; SUÁREZ, 2009)

ETAPA	DESCRIPCIÓN	FIGURA
<p>EXCAVACIÓN DE LA FRANJA SUPERIOR DE SUELO</p>	<p>Usualmente, la excavación inicia con la introducción de maquinaria pesada (tractores, camiones de volteo) y se realiza hasta unas pocas decenas de centímetros por debajo de la posición prevista para el primer nivel de anclaje. La profundidad de esta capa excavada y de todas las capas posteriores depende de las características de cohesividad del suelo, ya que este debe permanecer estable el tiempo que el constructor considere necesario.</p> <p>El perfil de la cara de la excavación debe ser razonablemente suave y no irregular, de manera que al momento de hacer la pantalla de revestimiento se evite usar grandes cantidades de concreto lanzado (Shotcrete). Si se encuentra que el suelo contiene rocas de tamaño moderado o cantos rodados, puede que se requiera complementar la excavación mecánica con métodos manuales.</p>	
<p>PERFORACIÓN DE ORIFICIOS PARA PRIMER NIVEL DE ANCLAJES</p>	<p>La perforación debe realizarse en tal forma que se garantice una superficie rugosa entre el suelo y el cementante a todo lo largo del bulbo. Es importante garantizar que no haya colapso de las paredes de la excavación para garantizar que la adherencia de la mezcla se haga con el suelo natural intacto. La perforación debe limpiarse adecuadamente. El alineamiento de la perforación no debe permitir desviaciones mayores de 1 en 20. La desviación de la línea recta no debe exceder 20 mm en 3 metros de longitud.</p> <p>El anclaje debe colocarse lo más rápidamente posible después de terminada la perforación y en ningún caso la demora debe ser superior a 24 horas. El diámetro del hueco de perforación generalmente es determinado por el tipo de equipo disponible. El diámetro debe ser de tal tamaño que permita la inserción del perno sin necesidad de forzarlo. Un hueco de gran tamaño no mejora el diseño y puede resultar en costos innecesarios de perforación. Se debe elegir el sistema de perforación más adecuado en función del tipo de terreno, de cara a la movilización de la resistencia del anclaje.</p>	
<p>INSTALACIÓN DE LOS TIRANTES O ANCLAJES DEL PRIMER NIVEL</p>	<p>Se suele colocar comúnmente varillas de alta resistencia a la tensión centradas, de diámetro apropiado, en los orificios previamente perforados. Las varillas colocadas son roscadas en la parte exterior para facilitar su proceso de tensado y sujeción. Para conseguir que el refuerzo de los anclajes se mantenga sin contacto con el suelo excavado se utilizan separadores transversales cada cierta distancia. También se puede optar por la colocación de cables como tendones. Estos cables están compuestos por hilos de alambre de acero con altas resistencias. Además, se puede colocar anclajes especiales de varillas cuya resistencia a la tensión sea más alta que 60 MPa y 75 MPa, respectivamente. Es importante que todos los anclajes vayan protegidos adecuadamente contra la corrosión, sin distinción de tipo.</p>	

ETAPA	DESCRIPCIÓN	FIGURA
COLOCACIÓN DE INYECCIÓN DE LECHADA	<p>Se coloca el tirante en el hueco y se inyecta el mortero a presión hasta la zona de sello. Si se produce una pérdida considerable de inyección es necesario reducir la presión de inyección. La parte inicial del tirante ha sido previamente aislada con el objeto de evitar su cementación en el suelo (todo el cuerpo debe estar protegido contra la corrosión). El mortero inicia el período de fraguado especificado, y no debe tensarse hasta que termine ese proceso.</p> <p>La mezcla consiste generalmente en cemento sin contracción y agua en una relación agua-cemento que varía de 0.4 a 0.55 (Sabatini y otros, 1999) con cemento tipo I, la cual obtiene resistencias hasta de 21 MPa. Esta relación produce una lechada que puede ser bombeada por el orificio del perno y al mismo tiempo producir resistencia alta, con un mínimo de exudación de agua de la mezcla. Se pueden agregar productos químicos especiales para reducir la contracción y exudación y para incrementar la viscosidad.</p>	
COLOCACIÓN DE REFUERZO EN LA PANTALLA	<p>Durante el armado del refuerzo se colocan elementos de soporte que le dan cierta estabilidad. Asimismo se colocan ganchos que permiten mantener uniformemente la separación de las caras de la parrilla.</p> <p>Generalmente se utilizan varillas de diámetros comerciales y uso frecuente (3/8" a 3/4"). Corresponde al proyectista determinar en las especificaciones y en los planos de cada proyecto, los detalles relativos al diámetro de las varillas, separación vertical y horizontal, separaciones entre caras (si hay más de una) y el espesor del recubrimiento anterior y posterior.</p>	
CONSTRUCCIÓN DE LA PANTALLA DE REVESTIMIENTO CON CONCRETO LANZADO	<p>Se trata de una técnica en la cual se aplica sobre la superficie a proteger, un mortero o concreto neumáticamente lanzado con la ayuda de aire comprimido. Se recomienda que la relación Agua/Cemento sea menor de 0.45, ya que se produce una alta resistencia, alta durabilidad, baja permeabilidad y se reduce el contenido de aire atrapado en la mezcla.</p> <p>El proceso de proyección comienza impregnando la superficie del talud con agua impulsada por aire, a través de la manguera de proyección, con el fin de humedecerla y no permitir que la superficie absorba el agua de la mezcla, evitando la deshidratación del concreto. Luego se proyectará la mezcla hasta obtener el flujo más continuo posible. Estas actividades se repiten para cada nivel del muro a construir.</p>	
TENSIONADO DEL ANCLAJE	<p>El tensado del ancla no debe realizarse hasta que se haya obtenido una resistencia mínima de 25 MPa en la mezcla. El gato o equipo de tensado debe tener capacidad para por lo menos 1.8 veces la carga de diseño (Geotechnical Control Office, 1989). El método común de tensionamiento consiste en utilizar un gato hidráulico con un hueco cilíndrico central que permite aplicar la carga en forma precisa y axial. La tensión máxima que se coloque al tendón debe ser menor del 80% de la carga de falla nominal última.</p> <p>Cuando se tensiona un anclaje es importante chequear que la carga de diseño realmente haya sido colocada, utilizando el procedimiento del Post Tensioning Institute (1996). El procedimiento consiste en una recarga secuencial cíclica hasta una carga máxima del 150% de la carga de diseño, midiendo la deflexión de la cabeza del anclaje a medida que es tensionado.</p>	

2.3.9 PROTECCIÓN CONTRA LA CORROSIÓN

A lo largo de cada anclaje, existen elementos que se colocan para protegerlos de posibles contaminaciones provocadas por agua o agentes químicos presentes en el suelo, que pueden alterar su funcionamiento y vida útil.

Para la protección contra la corrosión existen tubos o vainas flexibles de material sintético (PVC o HDPE) corrugado para el bulbo, los cuales deben tener **3 mm** de espesor como mínimo para recubrir las varillas o cables (ver figura 2.16) del anclaje. También hay tubos de plástico liso que cubren la zona libre y que son acondicionados por separadores a lo largo de ambas zonas (Libre y zona de bulbo). La presencia de la lechada a lo largo del anclaje y en la zona de bulbo también contribuye con la protección.

Los sistemas de protección de los anclajes contra la corrosión deben cumplir los siguientes criterios:

- No producir impactos adversos al medio ambiente, así como no reducir la capacidad de las anclas.
- No restringir el movimiento del tendón a lo largo de la longitud libre y así asegurar que la carga total sea transferida al bulbo.
- Utilizar materiales que son químicamente estables y que no reaccionen con los materiales adyacentes.
- Ser lo suficientemente flexible y fuerte para resistir las deformaciones que puedan ocurrir en el tendón cuando este sea pre-esforzado.



Figura 2.16. Funda o vaina de protección de PVC o HDPE para cables.
Fuente: Nicholson Construction Company, Tom Richards, USA

2.4 MÉTODO DEL SOIL NAILING (SUELO CLAVETEADO)

2.4.1 CONCEPTO DE SOIL NAILING

El método de Soil Nailing o Suelo Claveteado es una técnica relativamente nueva usada para el reforzamiento y mejoramiento de suelos in-situ para la estabilización de taludes o bien para la retención de excavaciones en proyectos de construcción. 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 Pre-esforzados (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 2.17.

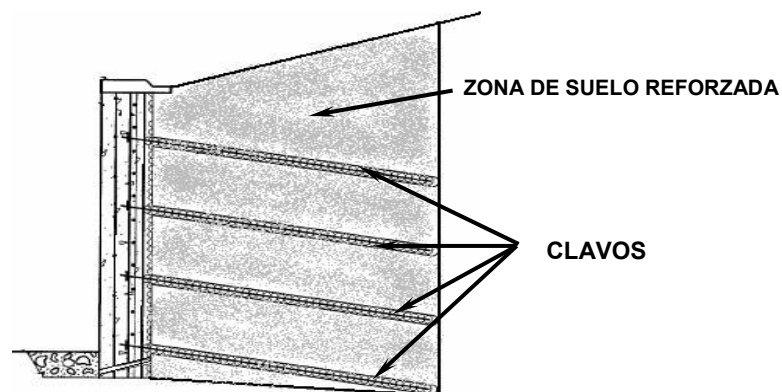


Figura 2.17. Zona de suelo reforzada con los Nails.

Fuente: FHWA Manual For Design & Construction Monitoring Of Soil Nail Walls, Byrne, 1998.

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 (ver figura 2.18), 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.

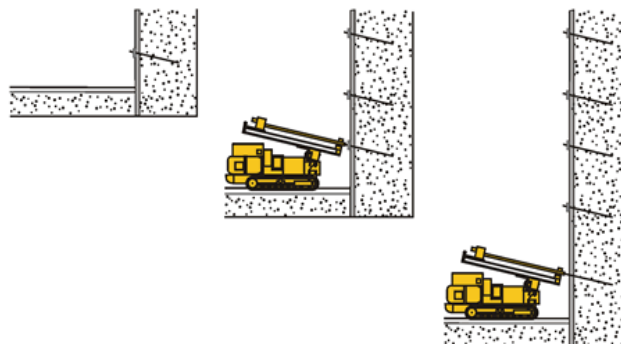


Figura 2.18. Construcción del Soil Nailing.
Fuente: DYWIDAG Systems Internacional, USA.

2.4.2 HISTORIA DEL SOIL NAILING

La técnica del Soil Nailing fue introducida inicialmente en Europa, específicamente con el Nuevo Método Austriaco de Túneles, de sus siglas en ingles NATM. Este método fue usado para la construcción de túneles en roca muy dura en Alemania a principio de la década de 1960, utilizando barras de acero y una pantalla de revestimiento de concreto lanzado (Shotcrete). Posteriormente, la compañía de construcción Francesa BOUYGUES, tuvo su primera experiencia con el NATM en Francia y en 1972 iniciaron la construcción de un muro Soil Nailing en un talud de **70°** y **18** metros de altura cerca de los rieles de un tren cerca de la ciudad de Versailles en donde se utilizaron más de **25,000** barras de acero y cerca de **12,000** metros cuadrados de concreto lanzado para la pantalla. En Estados Unidos se aplicó el Soil Nailing de manera permanente en el año de 1975 en la ampliación del Good Samaritan Hospital, en Portland, Oregon. Su utilización fue en una excavación cuya máxima profundidad era **13.7** metros cuyo suelo estaba conformado de arenas de media densidad y arena limosa lacustre.

En El Salvador también se hizo uso de esta técnica a finales de la década de 1990, sobre todo en obras de mitigación, como la estabilización de taludes para la disminución de desastres ocasionados por los desprendimientos y deslizamientos de suelos en diversas zonas del país. Uno de los proyectos más representativos fue la construcción de un Muro Soil Nailing para estabilización de taludes en el proyecto Orden de Malta, ubicado en la periferia sur de San Salvador, 2005 y que fue llevado a cabo por la empresa RODIO SWISSBORING. Las Alturas de los taludes variaban desde los **3** metros hasta los **18** metros (ver figura 2.19 a). El suelo estaba conformado por arcillas de media a alta plasticidad y algunos estratos limo-arenosos. Se colocaron los clavos a una separación de **2** metros tanto vertical, como horizontalmente. El muro finalizado se observa en la figura 2.19 b.



a)



b)

Figura 2.19. a) Variación en las alturas en los taludes; b) Muro terminada en talud.
Fuente: RODIO SWISSBORING El Salvador.

2.4.3 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL MÉTODO DEL 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. Algunas de estas ventajas y desventajas se describen a continuación en la tabla 2.5.

TABLA 2.5. 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. • 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"> • 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-esfuerzos y también a que los espaciamientos entre los nails son más cercanos. • 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.

2.4.4 CONDICIONES DEL TERRENO IDÓNEAS E INADECUADAS PARA LA UTILIZACIÓN DEL MÉTODO DEL SOIL NAILING.

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 ó 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).

Existen condiciones para el suelo que son intermedias a las que se describen. Aunque las propiedades son un poco menos favorables que en aquellas condiciones en donde se considera que esta técnica del Soil Nailing es completamente aplicable, se ha logrado llevar a cabo la ejecución de este tipo de muros y sin que se presenten daños.

TABLA 2.6. CONDICIONES ADECUADAS E INADECUADAS PARA EL USO DE 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.

CAPITULO II
CONTENCION DE SUELOS

TABLA 2.6 (CONTINUACIÓN) 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.
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.

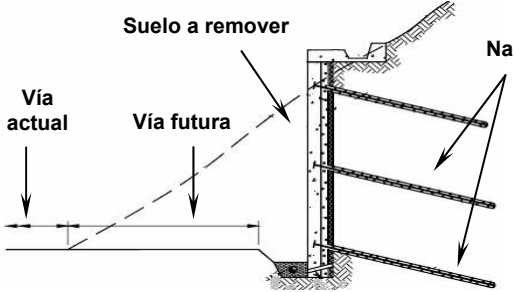
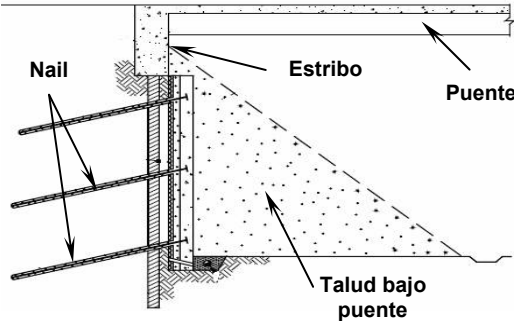
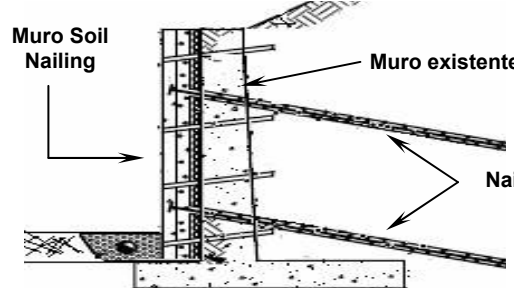
TABLA 2.6 (CONTINUACIÓN) CONDICIONES INTERMEDIAS ACEPTABLES PARA EL USO DEL MÉTODO DEL SOIL NAILING.	
TIPO DE SUELO	DESCRIPCION
DEPÓSITOS ARTIFICIALES	Los Nails pueden ser instalados en depósitos artificiales (rellenos) que estén mezclados con materiales granulares de buena graduación (aproximadamente 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).

En el anexo 1 se presenta una carta de suelos en donde puede ser aplicado este sistema.

2.4.5 APLICACIÓN DE LOS MUROS SOIL NAILING

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 2.7 se detallan algunas aplicaciones de los muros Soil Nailing.

TABLA 2.7 APLICACIÓN DE LOS MUROS SOIL NAILING (LAZARTE Y ELÍAS, 2003; PORTERFIELD, 1998; BANERJEE, 1998)

APLICACIÓN	DESCRIPCIÓN	FIGURA
<p>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 usadas 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>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>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>	

2.4.6 COMPONENTES DE UN MURO SOIL NAILING

En la figura 2.20 se pueden observar los componentes de un muro Soil Nailing.

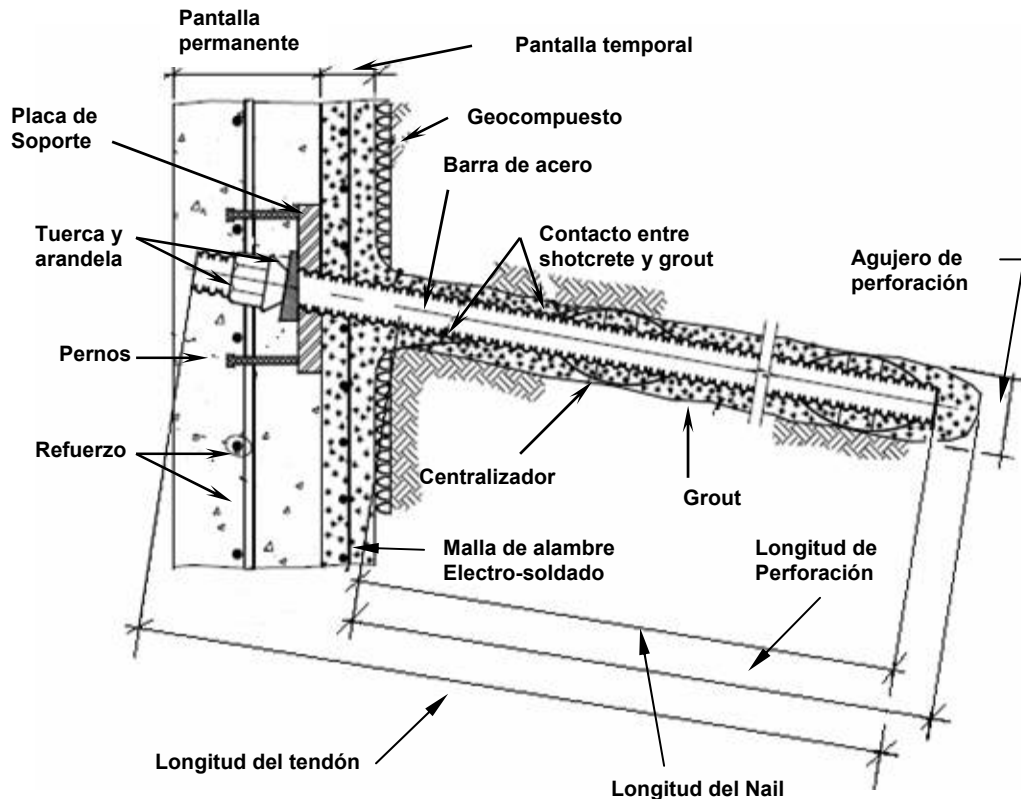


Figura 2.20. Componentes de un muro Soil Nailing.

Fuente: FHWA Geotechnical Engineering Circular No7 Soil Nail Walls, Lazarte, Elías, 2003.

2.4.6.1 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 2.21 a), 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 rellenado 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 2.21 b). 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, requerimientos estructurales, así como las longitudes y diámetros de los Nails y por supuesto, la disponibilidad del equipo.

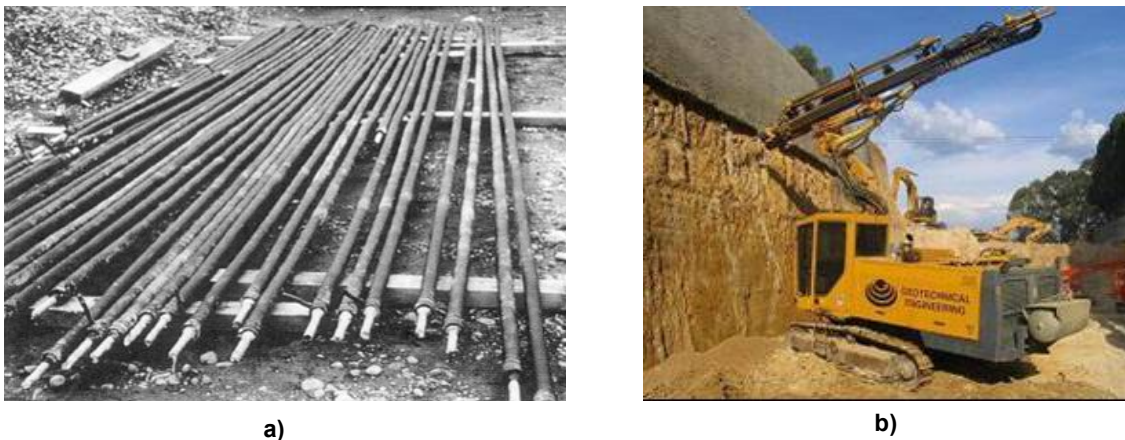


Figura 2.21. a) Barras de acero; b) Equipo de perforación para la instalación de los Nails.
Fuente: DYWIDAG Systems Internacional, USA.

Las barras de acero para el refuerzo de los Nails para aplicaciones típicas de Soil Nailing vienen en diferentes diámetros y en longitudes de hasta **18** metros. Si las longitudes necesitan ser mayores se puede utilizar adaptadores para aumentarlas (Lazarte, 2003).

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.

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.

Longitud del tendón

Es la longitud total del Nail, incluyendo su cabeza.

2.4.6.1.1 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. El acero puede utilizarse, pero debe asegurarse que no perjudique el desempeño del Nail. 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 recubra 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 2.22 se puede observar un centralizador de PVC ya colocado en el Nail (Byrne, 1998; Lazarte, 2003).

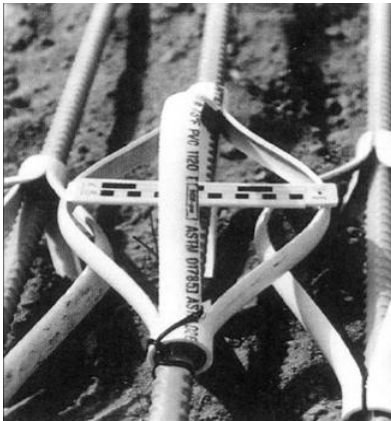


Figura 2.22. Centralizador de PVC.

Fuente: FHWA Geotechnical Engineering Circular No7 Soil Nail Walls, Lazarte, Elías, 2003.

2.4.6.1.2 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) para la protección de los Nails o Clavos en un muro Soil Nailing. Dado que los Nails son colocados en éstas vainas, el anillo interno que separa la vaina protectora de la barra de refuerzo del Nail es rellenado con concreto (Grout). Este tipo de proceso es conocido como “encapsulación” y será descrito en el proceso

constructivo del Soil Nailing. La vaina protectora debe tener al menos **1 mm** de espesor y se debe colocar una pintura epóxica en el Nail antes de encapsularlo como doble protección. El recubrimiento epóxico es un material dieléctrico que impide el flujo de corriente eléctrica, que favorece al desarrollo de corrosión.

2.4.6.1.3 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. Su inconveniente es que endurece más lentamente. En la tabla 2.8 se enumeran algunas características del grout.

TABLA 2.8. PRINCIPALES CARACTERISTICAS DEL GROUT (LAZARTE, 2003)	
Relación Agua / Cemento	0.40 – 0.50
Resistencia mínima a la compresión a los 28 días	21 MPa
Uso de aditivos	Pocas veces, se puede usar plastificante, sobre todo para mejorar la trabajabilidad de la mezcla en lugares donde predominen altas temperaturas. Aditivos inclusores de aire se pueden utilizar para mejorar la durabilidad, pero se debe tener cuidado con la corrosión por las partículas de aire.

2.4.6.1.4 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 2.23. 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)**. 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** ó **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.

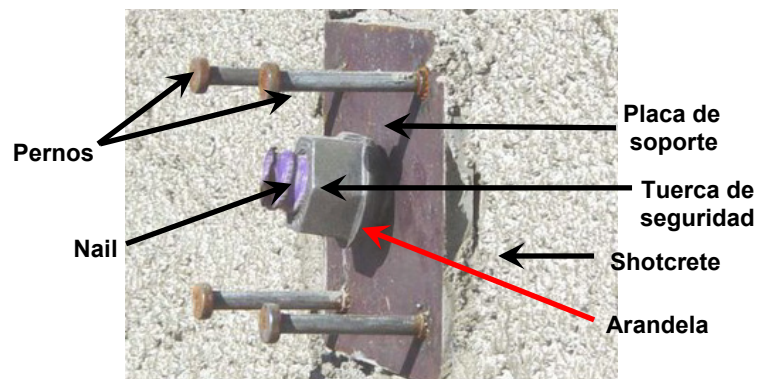


Figura 2.23. Componentes de la cabeza del Nail en pantalla inicial.
Fuente: DYWIDAG Systems Internacional.

2.4.6.2 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 (lloraderos) y al drenaje en el pie del muro (ver figura 2.24 a). Estas tiras de drenaje son utilizados cuando la cantidad de agua presentes o anticipadas son pequeñas. Con este tipo de drenajes se pretende recolectar el agua y conducirla hasta el fondo del muro mientras la construcción de éste progresa. Existen otros tipos de sistemas de drenaje y en nuestro país El Salvador se usa comúnmente el sistema de lloraderos, 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 y salga por fuera de la cara del muro (ver figura 2.24 b). También se deben usar drenajes superficiales en la corona y el pie del muro conformados por canaletas colectoras de agua producto de la escorrentía.

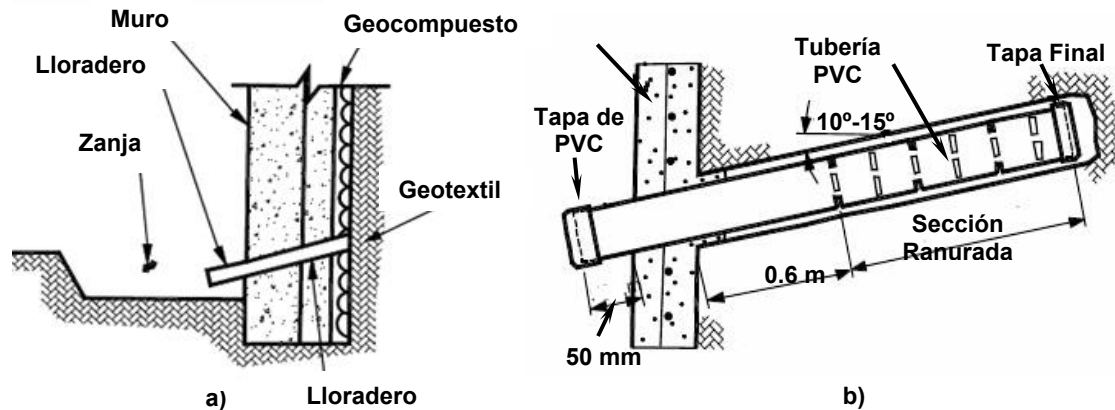


Figura 2.24. a) Llozadero de PVC en drenaje de pie; b) Llozadero de PVC en la cara del muro.
Fuente: Deslizamientos, Técnicas de Remediación, Cap. 5, Jaime Suárez, 2008.

2.4.6.3 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. 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.

2.4.6.3.1 PANTALLA DE REVESTIMIENTO INICIAL O TEMPORAL

Se encarga de proteger y soportar el suelo de la excavación y también provee una conexión inicial entre Nails y provee conexión con la pantalla final o permanente. En una pantalla de revestimiento inicial o temporal, los espesores de concreto lanzado varían entre los **7.5 cm** y los **10 cm**, respectivamente y es reforzado con una malla de alambre electro-soldado (ver figura 2.25 a). 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 2.25 b). Se colocan dos barras horizontales y dos barras verticales.

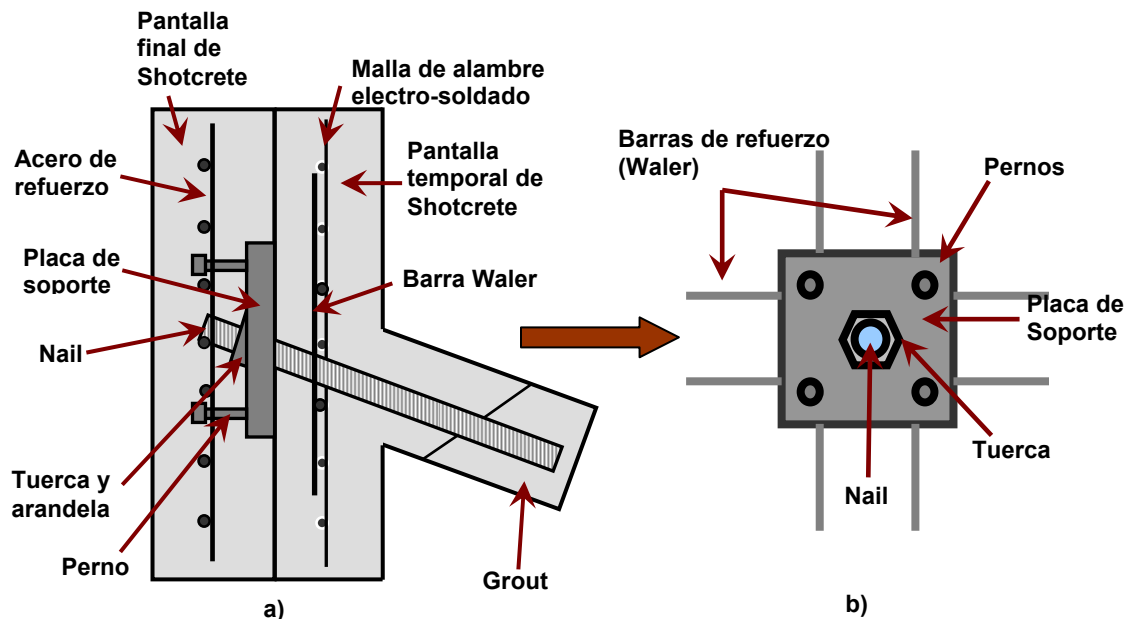


Figura 2.25. a) Pantalla temporal de Shotcrete; b) Barras (Waler) en cabeza del Nail.
Fuente: FHWA Soil Nailing Field Inspectors Manual, Porterfield, Cotton, 1994.

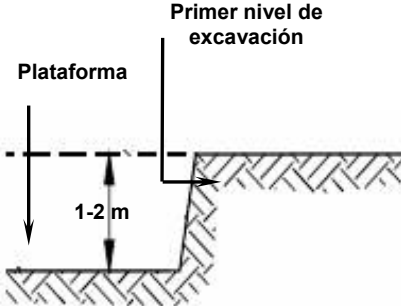

2.4.6.3.2 PANTALLA DE REVESTIMIENTO FINAL O PERMANENTE

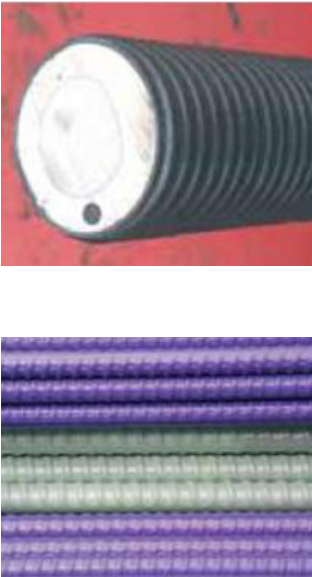

Esta pantalla consiste en un espesor de Shotcrete reforzado, de concreto hecho in situ o de paneles prefabricados colocados sobre la pantalla inicial (temporal) de concreto lanzado (ver figura 2.25 a). Debe tenerse en cuenta que la cabeza del Nail debe estar conectada estructuralmente a la pantalla de 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**.

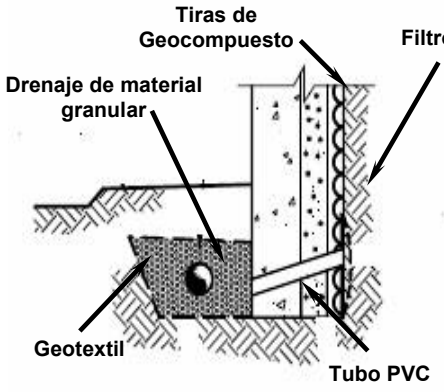
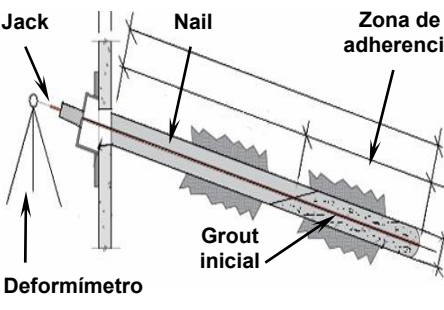
2.4.7 ASPECTOS DE CONSTRUCCIÓN DEL SOIL NAILING.



La secuencia típica de construcción de un muro Soil Nailing usando barras de acero para los tendones se describe en la tabla 2.9.

TABLA 2.9 PROCESO CONSTRUCTIVO DEL SOIL NAILING (LAZARTE Y ELÍAS, 2003; PORTERFIELD, 1998; BANERJEE, 1998)

ETAPA	DESCRIPCIÓN	FIGURA
<p>EXCAVACIÓN</p>	<p>Es importante que antes de realizar cualquier excavación se controle cualquier afloramiento de agua superficial que pueda fluir hacia las caras de la excavación, ya que podría afectar seriamente la excavación y generaría inestabilidad en las caras de la misma. Se pueden excavar zanjas detrás de los límites para la excavación del Soil Nailing con el fin de colectar toda el agua superficial que pueda surgir por diversas condiciones que se generen durante el proyecto. De manera subsiguiente.</p> <p>La etapa de excavación para Soil Nailing se desarrolla utilizando equipo pesado convencional para la remoción de tierras (retroexcavadoras) y el material resultante de la excavación se desaloja con camiones de volteo. El corte inicial se realiza ligeramente debajo de la primera fila de Nails, aproximadamente de 1 a 2 metros, dependiendo de la capacidad del suelo de permanecer estable sin soporte alguno por un período mínimo de 24 a 48 horas. El perfil de la cara de la excavación debe ser razonablemente suave y no irregular, de manera que se eviten usar grandes cantidades de concreto lanzado (Shotcrete). Si se encuentra que el suelo contiene rocas de tamaño moderado o cantos rodados, puede que se requiera complementar la excavación mecánica con métodos manuales. Se considera que es necesario contar con un espacio o nivel de trabajo de 10 metros de ancho como mínimo para acomodar los equipos de perforación para la instalación de Nails.</p>	
<p>PERFORACIÓN DE AGUJEROS PARA NAILS</p>	<p>La perforación de los agujeros para los Nails se realiza con equipo especializado y basado en un método de perforación específico de entre varios existentes. Entre estos podemos mencionar el método rotativo, el método de percusión, el método rotativo de barrenas y el método de rotación - percusión.</p> <p>El método más común a utilizar para la perforación de los agujeros para los Nails es el de rotación utilizando barrenos de tallo hueco, ya que no se necesita realizar el encapsulamiento (casing). En El Salvador no es la excepción, ya que en los proyectos de construcción de muros Soil Nailing se realizan las perforaciones con métodos rotativos con barrenos, que consisten en la utilización de una máquina que tiene un eje donde se colocan los barrenos y en donde el operador ubica el barreno con un ángulo conformado desde la horizontal, que representa la inclinación del nail de acuerdo al diseño. Estos métodos son muy utilizados en suelos competentes, es decir que tengan cierta resistencia y en rocas que estén meteorizadas. Los Agujeros perforados para los Nails utilizando barrenos pueden variar entre 100 a 300 mm de diámetro, aunque lo más común es que los diámetros sean de 150 a 200 mm. Generalmente también se suelen seleccionar diámetros relativamente grandes de hasta 300 mm para asegurarse que la fuerza de adherencia última del Nail requerida en las especificaciones de construcción se pueda alcanzar sin dificultades. Los métodos de perforación seleccionados no deben causar un derrumbamiento excesivo en el agujero de perforación.</p>	

ETAPA	DESCRIPCIÓN	FIGURA
<p align="center">PROTECCIÓN CONTRA LA CORROSIÓN DE LOS NAILS</p>	<p>Los métodos mas comunes para la protección de los Nails son: el método de encapsulación (uso de vainas protectoras), el método de recubrimiento epóxico y el método del Grout como protección contra la corrosión, aunque este último método se refiere únicamente al uso del Grout como protección suficiente del tendón para aplicaciones temporales del Soil Nailing y en condiciones no severas. Cada uno de estos métodos se encarga de aislar el tendón de condiciones corrosivas. El proceso consiste en recubrir la barra de acero (sea manualmente o en fábrica) con cualquiera de los métodos mencionados. Luego se colocan los centralizadores y después se procede a instalar la barra en el agujero perforado previamente.</p> <p>MÉTODO DE ENCAPSULACIÓN Este método consiste comúnmente en colocar el Tendón o Nail en un tubo corrugado de PVC (Policloruro de Vinilo) o de HDPE (Polietileno de alta densidad). El espacio anular comprendido entre el tubo corrugado y el tendón debe ser como mínimo de 5 mm y debe ser rellenado con lechada de cemento limpia. También se puede colocar un recubrimiento epóxico sencillo antes de la colocación del tubo corrugado para proveer una doble protección contra la corrosión, sobre todo en ambientes muy agresivos.</p> <p>MÉTODO DE RECUBRIMIENTO EPÓXICO Este método consiste en un revestimiento que se coloca sobre el tendón (Nail) y que se adhiere a este antes de transportarse al sitio de la construcción. Los espesores mínimos requeridos del recubrimiento serán especificados en los documentos contractuales. Un espesor mínimo de 0.3 mm es usualmente el que más es usado. Las cabezas de los Nails cuando están recubiertos por una capa de concreto lanzado no necesitan de recubrimiento epóxico. El recubrimiento evita el flujo de cargas eléctricas que contribuyen al desarrollo de la corrosión.</p>	
<p align="center">INSTALACIÓN DEL NAIL Y COLOCACIÓN DEL GROUT</p>	<p>La práctica más común para la instalación de los Nails consiste en la colocación de estos en un agujero perforado previamente y cuyo diámetro varíe entre 100 mm y 300 mm respectivamente. Luego de que el Nail es insertado se le inyecta una mezcla de Grout.</p> <p>En El Salvador el método más común para la inyección del Grout es mediante equipo especializado que bombea a bajas presiones el grout hasta la manguera de repartición para que luego lo operadores coloquen la mezcla por gravedad (tremie). Sin embargo cuando se encuentran suelos de pobres condiciones, las fuerzas de adherencia requeridas deben ser mayores. Mejores fuerzas de adherencia se pueden conseguir en suelos granulares y en rocas fisuradas mediante la inyección con presiones relativamente grandes de Grout. Este tipo de inyección del Grout a base de presión incrementa la fuerza de adherencia debido a que se incrementa el confinamiento alrededor del bulbo de Grout y a una mayor compactación del material que rodea al bulbo. Además se incrementa el bulbo de Grout significativamente. El método de inyección a presión rara vez es utilizado en suelos granulares de grano fino ya que el componente de fricción no existe o sus valores no son significativos.</p>	

ETAPA	DESCRIPCIÓN	FIGURA
<p>CONSTRUCCIÓN DEL DRENAJE DEL MURO</p>	<p>Es importante prevenir la migración de aguas subterráneas y superficiales hacia la excavación, por lo tanto se deben utilizar métodos de recolección de aguas superficiales durante la construcción del muro. Como se mencionó anteriormente, estos métodos incluyen la construcción de pequeñas zanjitas en la parte superior de la excavación. Además, se ubican las tuberías de PVC ranuradas, tapando adecuadamente el extremo que irá embebido en toda la pared de suelo a estabilizar. También se colocan tiras verticales de geocompuesto detrás de la pared para prevenir que las presiones hidrostáticas aumenten y se acumulen. Dichas tiras de drenaje son colocadas contra la cara de la excavación con el lado del geotextil en contra del suelo. Durante la aplicación del concreto lanzado (Shotcrete) se debe evitar la contaminación del geotextil para así evitar reducir la capacidad de drenaje a causa del congestionamiento por las partículas de concreto. Las tiras de drenaje deben ser empalmadas en la parte inferior de cada nivel de excavación y deben tener al menos a 300 mm y se superponen de tal manera que el flujo de agua no se vea obstaculizado.</p> <p>El agua recolectada por las tiras de drenaje es evacuada por drenajes en el pie de la excavación o muro. El drenaje en el pie consiste en una zanja que esta rellena con material granular libre de material fino y tiene un tubo de PVC ranurado para la recolección del agua. Además el geotextil debe envolver el agregado de la zanja de drenaje en el pie del muro. Adicionalmente, tuberías de PVC será colocados como lloraderos en toda la cara del muro.</p>	 <p>Diagrama que muestra un sistema de drenaje en un muro de excavación. El sistema incluye:</p> <ul style="list-style-type: none"> Tiras de Geocompuesto Filtro Drenaje de material granular Geotextil Tubo PVC
<p>PRUEBAS DE CARGA A LOS NAILS</p>	<p>Las pruebas de carga que se realizan a los Nails son desarrollados para establecer la fuerza de adherencia del Nail dentro de la zona estable del suelo. Típicamente no más del 5% de los Nails son seleccionados para ser probados. Las pruebas se realizan sin llenar completamente el agujero de excavación, sino que solamente una parte del Nail es cubierta de grout llamada Zona de Adherencia. Los Nails son cargados a medida se van probando, incrementando gradualmente los valores de carga. Las pruebas pueden incluir:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Pruebas de carga última, hasta que la falla en los Nails ocurra. • La carga del ensayo es medida con un dispositivo de presión que es incorporado al sistema hidráulico del Jack. El movimiento del Nail es medido por un dial o deformímetro que se encuentra ubicado en un lugar independiente del sistema hidráulico. <p>Una vez han sido probados los nails establecidos, se procede a terminar de rellenar el agujero de los nails con grout y después se construye la pantalla de revestimiento temporal, con las condicionantes que esta implica.</p>	 <p>Diagrama que muestra una prueba de carga a un nail. El sistema incluye:</p> <ul style="list-style-type: none"> Jack Nail Zona de adherencia Grout inicial Deformímetro

ETAPA	DESCRIPCIÓN	FIGURA
CONSTRUCCIÓN DE LA PANTALLA DE REVESTIMIENTO INICIAL TEMPORAL	<p>Para la construcción de esta pantalla, el concreto lanzado debe proporcionar una capa de apoyo continuo para la superficie de la cara de la excavación y que también puede servir para rellenar huecos y grietas en la cara de excavación. La malla de alambre seleccionada para su reforzamiento debe tener un ancho que sea coherente con la altura de elevación de excavación (equivalente a la separación vertical de los Nails), además de una superposición de al menos 0.2 m (8 pulgadas). Además se colocan cuatro barras adicionales para soportar la flexión y el cortante por punzonamiento alrededor de la cabeza del Nail y se llaman "Waler Bars".</p> <p>Para la construcción de la pantalla se debe haber colocado de manera previa los Nails y el acero de refuerzo, que puede ser malla de alambre electro-soldado, o barras corrugadas de acero y las barras de refuerzo waler en la zona de la cabeza del nail. Una vez ubicado el refuerzo, se colocan dispositivos que proporcionen los espacios suficientes para el recubrimiento de concreto. Se pueden alcanzar espesores de 300 mm sin que se generen desprendimientos ni grietas en la parte del refuerzo. Se recomienda que la relación Agua/Cemento sea menor de 0.45, ya que se produce una alta resistencia, alta durabilidad, baja permeabilidad y se reduce el contenido de aire atrapado en la mezcla.</p> <p>Una vez colocada la pantalla de revestimiento temporal, se colocan en los nails las placas de soporte con los pernos soldados a ellas, las tuercas y las arandelas de presión, todo en conjunto para formar una conexión con la pantalla de revestimiento permanente.</p>	
CONSTRUCCIÓN DE LA PANTALLA FINAL PERMANENTE	<p>Los espesores de concreto lanzado para aplicaciones de pantallas permanentes oscilan entre los 150 mm y los 300 mm. Estos espesores no incluyen el espesor de la pantalla temporal. La pantalla permanente puede ser aplicada simultáneamente con la excavación del siguiente nivel o puede ser aplicada hasta después que la pantalla temporal o inicial ha sido colocada. Se recomienda utilizar entramados de acero de refuerzo de diámetros mayores a la malla de alambre, debido a que la pantalla deberá tener una resistencia adecuada a la flexión y al cortante por punzonamiento, ya que será la que estará expuesta al exterior. Los espesores finales de la capa permanente se obtienen aplicando capas sucesivas de concreto lanzado, cada una de 50 mm ó 100 mm, con el fin de proporcionar un recubrimiento adecuado y una conexión correcta a la cabeza del Nail.</p>	

2.5 MÉTODO DE APUNTALAMIENTO GIGANTE

2.5.1 CONCEPTO DE APUNTALAMIENTO GIGANTE

En el caso de excavaciones profundas resulta necesario prever apoyos provisorios o definitivos en los muros a construir contra paramentos perfilados de la excavación, a fin de impedir que los empujes del suelo ocasionen su propio derrumbe o el de construcciones colindantes. El sistema de apoyos provisional o permanente, resiste las grandes presiones del suelo y en algunos casos, cuando se concibe de esta manera, transmite dichas presiones a la superestructura, por lo que el sistema de apuntalamientos puede ser de perfiles metálicos. A este sistema se le denomina Apuntalamiento Gigante (ver figura 2.26). Este método corresponde a una entibación de excavaciones para mantener la seguridad en el sector de la construcción.

El apuntalamiento gigante es un tipo de estructura de contención provisional versátil, empleada habitualmente en construcción de obras civiles. Se construye mediante tablonces de madera o elementos metálicos y placas cuadradas, de dimensiones que varían de acuerdo a las condiciones de la obra. Este sistema de apuntalamiento, se basa en la inserción de un sistema de apoyo que se instala por debajo de un nivel de terreno existente por medio de excavaciones progresivas y que transfiere las cargas del suelo ocasionadas por estructuras adyacentes a las excavaciones o bien por su propio peso. Dichas cargas son transferidas a una nueva superestructura o al paramento vertical de la excavación de manera provisional.



Figura 2.26. Apuntalamiento gigante en excavaciones profundas.
Fuente: Cap. 14 Estructuras de Contención o Anclaje, Cachón Irrigaray, 1996.

2.5.2 HISTORIA DE APUNTALAMIENTOS GIGANTES EN EL SALVADOR

El proyecto de construcción en El Salvador que ha implementado este método es La Torre Futura, dentro del complejo World Trade Center San Salvador, del GRUPO AGRISAL.

El 23 de octubre 2008 se ha finalizado la estructura de la Torre con el colado de la losa de la azotea, quedando pendiente parte de la estructura de estacionamientos independientes de la Torre. (Ver figura 2.27).

El edificio posee un área de construcción de **67,000 m²** y está compuesta de **20** pisos, de los cuales **5** niveles son de estacionamiento, una plaza comercial y **14** niveles para oficinas. La fundación es un sistema de placa de **1 m** a **1.50 m** de espesor y desplantada en un suelo rocoso resistente, catorce metros bajo el nivel de calle.



Figura 2.27. Torre Futura de World Trade Center San Salvador.

Fuente: Revista ASIA, 2009, Edición 164, El Salvador.

Uno de los procesos de construcción de mayor dificultad fue la construcción de los cinco sótanos donde los sistemas Soil Nailing y otros similares no se pudieran aplicar por el tipo de material (estratos rocosos muy duros) y por su alto costo, fue necesario entonces utilizar el método denominado “Apuntalamiento Gigante”, que es un tipo de entibado de grandes dimensiones, el cual consistió en construir parcialmente el edificio primeramente con cuatro losas de entrepiso dejando de colar un eje de columnas contigua al muro (ver figura 2.28). Una vez se tuvo la estructura parcial de los cuatro niveles, se apuntaló el talud con elementos horizontales de acero (perfiles de ala ancha).



Figura 2.28. Apuntalamiento Gigante de muros perimetrales en Torre Futura.
Fuente: Revista ASIA, 2009, Edición 164, El Salvador.

2.5.3 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE UN APUNTALAMIENTO GIGANTE

El sistema de apuntalamiento gigante exhibe numerosas ventajas que lo convierten en una técnica única donde no se pueden aplicar otras alternativas de solución en la contención de suelos. Algunas de estas ventajas se describen a continuación en la tabla 2.10.

TABLA 2.10 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL APUNTALAMIENTO GIGANTE	
VENTAJAS	DESVENTAJAS
<ul style="list-style-type: none"> • Permite anchos y profundidades variados de excavación • Resiste cargas elevadas de empujes de suelo. • El sistema de entibación (Apuntalamiento) se instala conjuntamente con la excavación, por lo que las paredes de la misma siempre están protegidas, evitando desmoronamientos. • Los perfiles de acero para el apuntalamiento, se pueden encontrar en varios tamaños de sección y de varias longitudes que van desde los 5 m hasta los 12 m. • El muro o pantalla de revestimiento, puede ser apuntalada sin perturbar las propiedades adyacentes. • Los materiales empleados en la construcción de los apuntalamientos pueden ser utilizados varias veces para otros proyectos similares. 	<ul style="list-style-type: none"> • Existe una necesidad de armarlos en cada obra para su reutilización; esto se atenúa (facilita) con una adecuada capacitación del personal a cargo. • Sin la protección mínima adecuada, los perfiles de acero suelen ser vulnerables y sufrir corrosión, lo que conllevaría a una disminución significativa de su durabilidad, sobre todo si el apuntalamiento permanece en servicio un tiempo relativamente largo en condiciones ambientales moderadas o bien si sus elementos se van utilizar en otras obras. • No pueden ser utilizados cuando existen grandes cantidades de agua subterránea y menos si no existe un sistema de drenaje adecuado. • Puede haber acortamiento de sus miembros en caídas de temperatura y generar movimientos hacia adentro de la excavación

2.5.4 CONDICIONES ADECUADAS E INADECUADAS PARA EL USO DEL APUNTALAMIENTO GIGANTE

En las tablas 2.11 y 2.12 se muestran las condiciones de suelos adecuadas e inadecuadas para el uso del sistema de apuntalamiento gigante.

TABLA 2.11. CONDICIONES ADECUADAS PARA EL APUNTALAMIENTO GIGANTE (GOLDBERG, JAWORSKI, 1976)	
TIPO DE SUELO	DESCRIPCION
SUELO COHESIVO DURO	Estos suelos tienen grandes contenidos de arcillas y cuyas fuerzas de cohesión son tales que el suelo no se desmorone, siendo posible realizar excavaciones completamente verticales. Estos suelos se vuelven plásticos cuando se humedecen y cuando están secos pueden ser muy resistentes y duros. Para la utilización de sistemas de apuntalamiento es necesario que la consistencia de ellos sea desde medianamente rígida ($5 < N \leq 9$), hasta una consistencia muy dura ($N > 60$). Dentro de estos suelos podemos mencionar las arcillas, las arcillas limosas, las arcillas con contenidos de arena y limos arcillosos.
SUELOS GRANULARES	En este tipo de suelos encontramos principalmente las gravas con cierta angularidad y las arenas, que son suelos de granos gruesos y que contienen poco o nada de arcillas. Aunque algunos de ellos cuando están húmedos pueden desarrollar una cohesión aparente y también deben ser considerados dentro de las condiciones adecuadas ($c = 5$ KPa como valor recomendable). Cuando están secos se desmoronan fácilmente. Se recomienda que el valor de N (SPT) sea $>$ de 30 golpes por cada pie de prueba (densa) y que el porcentaje de finos varíe del 10% al 15% para así evitar los desmoronamientos excesivos.
ESTRATO DE ROCA ESTABLE	Este tipo de material es un mineral sólido natural que puede ser excavado de manera vertical y permanecer estable mientras está expuesto. En El Salvador se encuentran rocas sedimentarias lacustres y fluviales mezclados con elementos piroclásticos cuyas extensiones son muy limitadas y que son resultado de actividades volcánicas de épocas anteriores, que pueden tener una resistencia adecuada y buena estabilidad.

TABLA 2.12. CONDICIONES INADECUADAS PARA EL USO DE APUNTALAMIENTO GIGANTE (GOLDBERG, JAWORSKI, 1976)	
TIPO DE SUELO	DESCRIPCION
SUELOS SIN COHESIÓN	Estos suelos sin contenido de finos y que no presentan ningún tipo de humedad no poseen ninguna cementación natural y por consiguiente la cohesión aparente no es posible, generando que los cortes verticales o casi verticales son difíciles de conformar en este tipo de material porque el desmoronamiento es difícil de controlar. En este tipo de suelos están los suelos granulares de menor compacidad con un valor de N inferior a los 30 golpes por pie, de acuerdo al ensayo SPT y que no tienen cohesión aparente.
SUELOS ALTAMENTE CORROSIVOS	Dentro de este tipo de suelos podemos mencionar los que tengan contenidos altos de escorias, ya que por su elevada acidez se puede generar corrosión. Cabe mencionar que los suelos contaminados con lixiviados de basura, así como los que han sido contaminados con desechos de procesos industriales deben ser considerados como dañinos para las estructuras metálicas en contacto con ellos, tales como los elementos que conforman el método del apuntalamiento gigante.
SUELOS CON FILTRACIÓN EXCESIVA DE AGUA	La filtración de mucha agua subterránea hacia las caras de la excavación de cualquier proyecto de edificación hace necesaria la utilización de grandes cantidades de tratamientos para la protección contra la corrosión de alguno de los elementos del sistema de apuntalamiento, como pueden ser la pantalla de revestimiento, los largueros o los mismos puntales, que pueden ser perfiles de acero. Además, excesiva agua puede generar derrumbes en la masa de suelo a contener.
SUELOS ORGÁNICOS	Los limos orgánicos, arcillas orgánicas, suelos pantanosos y las turbas, típicamente exhiben muy bajas resistencias a las fuerzas cortantes y no desarrollan resistencia a la compresión. También es importante destacar que pueden tender a ser más corrosivos que los suelos inorgánicos por el alto contenido de oxígeno y otros gases, siendo esto perjudicial para los elementos metálicos del sistema de apuntalamiento gigante. Los suelos orgánicos no son recomendados para la construcción en general, incluyendo la construcción de muros de retención y contención de excavaciones.

En el anexo 1 se presenta una carta de suelos en donde puede ser aplicado este sistema.

2.5.5 APLICACIÓN DEL APUNTALAMIENTO GIGANTE

Si al determinar que la factibilidad de utilizar un muro anclado en una excavación profunda no es viable, debido a la disponibilidad o posibilidad de tener estructuras o edificaciones colindantes (ver figura 2.29), servidumbres subterráneas y la proximidad de instalaciones enterradas respecto de la ubicación de los anclajes, tal es el caso de túneles para ferrocarriles, se opta por un sistema de apuntalamiento gigante, es decir un entibado de grandes dimensiones.

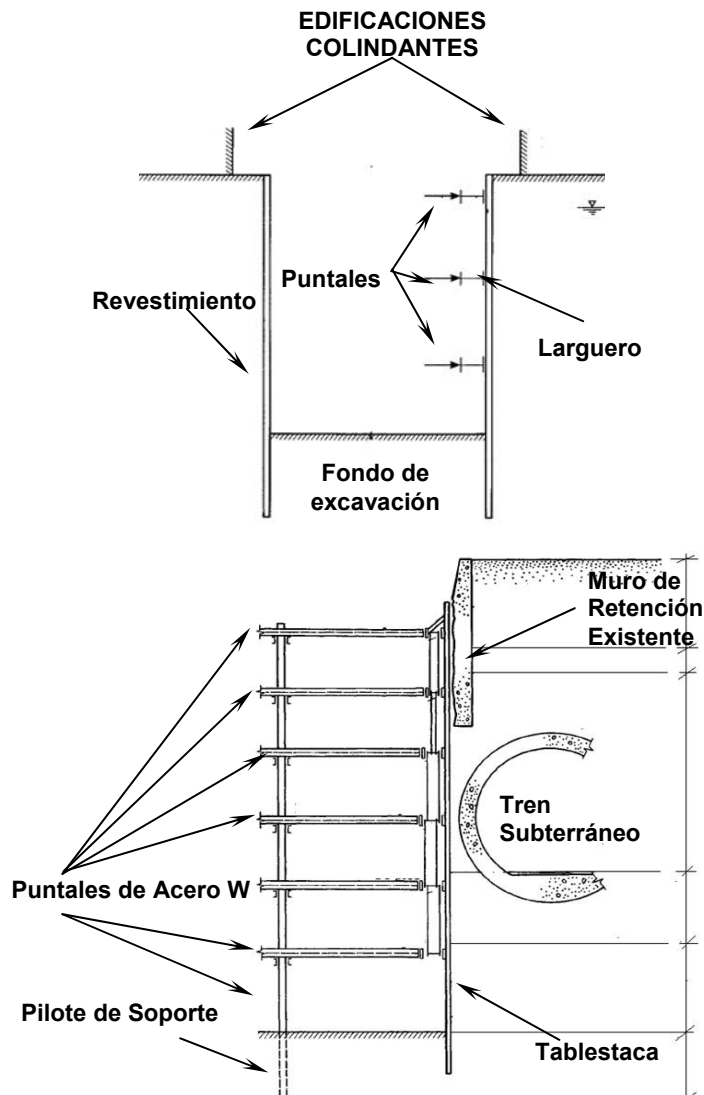


Figura 2.29. Sistemas de apuntalamiento Gigante en presencia de estructuras colindantes.
Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones, Braja M. Das, 1998.

2.5.6 CLASIFICACIÓN DE LOS APUNTALAMIENTOS

El tipo de sistema de apuntalamiento o entibación que se emplee, estará condicionado por las propiedades del terreno en cuestión, la existencia o no de solicitaciones de carga diferentes a las generadas por el suelo (sobrecargas), la profundidad del corte o excavación, tiempo de excavación, clima predominante, entre otros factores que se deben considerar para la elección del entibado o sistema de apuntalamiento. De

acuerdo a lo anterior los sistemas de apuntalamiento se clasifican en 2 tipos (ver figura 2.30) los cuales son: Apuntalamientos Parciales y Apuntalamientos totales.

2.5.6.1 APUNTALAMIENTOS PARCIALES

Son utilizadas en excavaciones en suelos cohesivos, donde teóricamente podría realizarse una excavación vertical y consiste en cubrir solo un **50%** de la excavación, independientemente del material que se utilice para ello (madera o acero estructural). Sin embargo existe la posibilidad de que aparezcan grietas de tracción en la parte superior, por lo tanto es necesario que se verifique este aspecto.

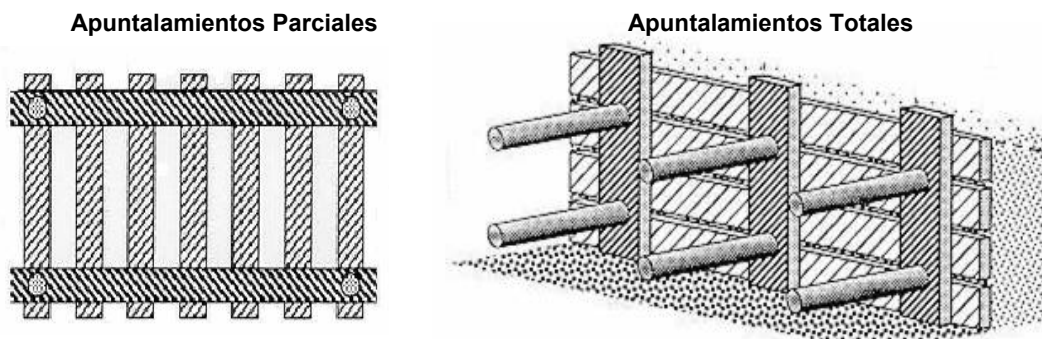


Figura. 2.30. a) Apuntalamientos parciales. b) Apuntalamientos totales.
Fuente: Prevención de riesgos laborales en el sector de la construcción, España, 2001.

2.5.6.2 APUNTALAMIENTOS TOTALES

Este tipo de apuntalamiento se utiliza cuando se necesita cubrir de manera completa (**100%**) la excavación, sobre todo en excavaciones profundas. Para este tipo de apuntalamientos se pueden emplear los siguientes métodos:

- Tablestacas verticales (suelo sin cohesión).
- Tableros Horizontales (suelos estables con cohesión).

2.5.7 COMPONENTES DEL APUNTALAMIENTO GIGANTE

2.5.7.1 EL REVESTIMIENTO

El revestimiento puede estar formado por tablas horizontales de madera, tablestacas de acero, paneles metálicos, etc. que puedan proporcionar un confinamiento a la excavación y que puedan soportar las presiones del suelo. El revestimiento se coloca conforme procede la excavación. Cuando alcanza la profundidad deseada, se instalan

los largueros (vigas horizontales generalmente de acero) y los puntales, que también suelen ser de acero.

En este caso, se puede optar por el uso de tablestacas de acero interconectadas que se hincan en el suelo antes de efectuar la excavación, o también perfiles de acero (soldier beam) hincados en el terreno o colocados en agujeros perforados y con tablas de madera como revestimiento. Largueros y puntales se instalan después que la excavación alcanza la profundidad apropiada (ver figura 2.31).

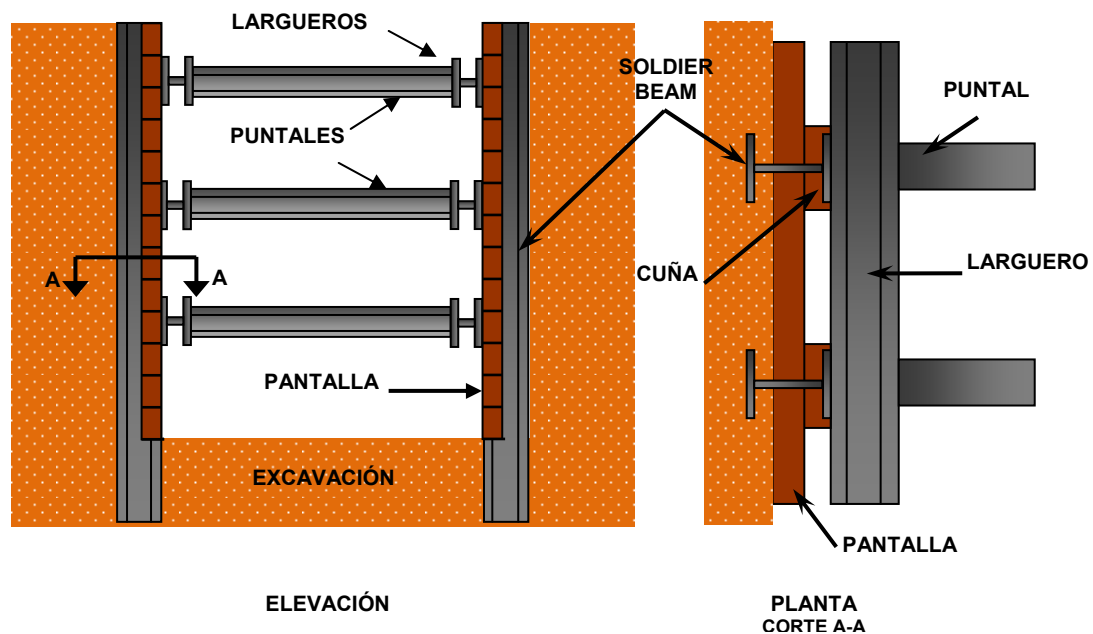


Figura 2.31. Elementos del sistema de Apuntalamiento Gigante.
Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Braja M. Das, 1998.

2.5.7.1.1 APUNTALAMIENTO CON PANEL METÁLICO

Es un método muy moderno de sostenimiento de paredes de excavaciones para instalación de tuberías y algunas otras obras similares. El método consiste en colocar como pantalla de revestimiento paneles o láminas de acero que permitan soportar las presiones que el suelo ejerce sobre el sistema de soporte lateral (figura 2.32). Su uso industrializado se inició en la década de los años 60 y su tecnología más difundida se originó principalmente en Alemania.

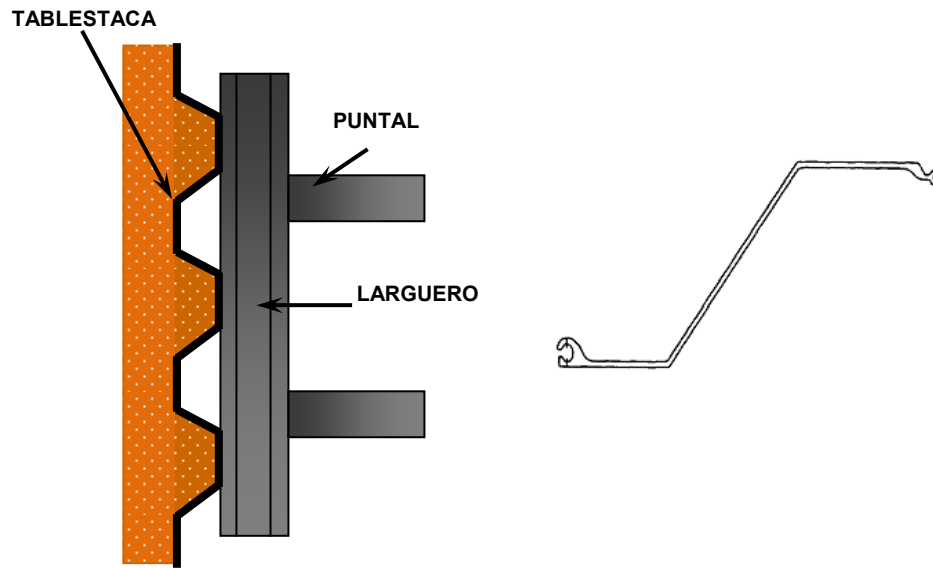


Figura 2.32. Paneles metálicos de revestimiento.
Fuente: Nicholson, design and construction, EE UU, 2000.

2.5.7.1.2 APUNTALAMIENTO CON TABLESTACAS

La tablestaca es un elemento prefabricado recto, en el cual la dimensión longitudinal es muy superior a las otras, es de sección transversal constante y alargada cuyos extremos están dotados de juntas para su unión con otras tablestacas idénticas por medio del deslizamiento entre ellas y por conexiones machihembradas. Su instalación es por hincamiento sucesivo en el terreno, en el sentido de su longitud, para formar pantallas continuas (ver figura 2.33 a).

Las tablestacas se construyen de madera, concreto armado o de acero, las más usadas son aquellas constituidas por metal, debido a su gran diversidad de presentaciones, formas, resistencias, pesos y fácil colocación. Dentro de este tipo existen tablestacas de sección plana y modular. Las que se usan para la retención de suelos son las del segundo tipo, las tablestacas modulares y son aquellas que se ensamblan unas con otras, dan lugar a pantallas onduladas de elevada resistencia a la flexión y que se clasifican de acuerdo a la forma de la tablestaca y esta puede ser en forma de S, en U, Z (ver figura 2.33 b.) y doble T, respectivamente. La razón por la cual no se utilizan las del primer tipo para la retención de tierras, las de sección plana es porque tienen una resistencia a la flexión muy reducida, perpendicularmente a su plano.



a) Vista en planta de un apuntalamiento continuo b) Sección de la tablestaca

Figura 2.33. a) Apuntalamiento con Tablestacas; b) Tablestaca de sección "Z"
Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Braja M. Das, 1998.

2.5.7.1.3 APUNTALAMIENTO CON SOLDIER BEAMS Y MADERA

Los sistemas de apuntalamiento con soldier beams tienen cuatro componentes básicos: los puntales, los largueros, los soldier beams, usualmente espaciados en un rango de **1 a 3** metros y el revestimiento de madera, el cual se instala en los espacios entre los soldier beams (ver figura 2.34). Los soldier beams deben soportar la carga de presión de tierras, mientras que el revestimiento de madera debe resistir una carga de presión de tierras relativamente menor.



Figura 2.34. Sistema de apuntalamiento utilizando soldier beams y revestimiento de madera.
Fuente: Macro Enterprises, Ltd. Pile foundations - shoring engineers, USA.

Los soldier beams pueden ser instalados por medio de equipo y maquinaria de hincado o bien instalados en agujeros pre-excavados y luego rellenos con lechada o con concreto estructural. Los soldier beams más comunes son los perfiles de acero laminados de patín ancho. Sin embargo, los soldier beams pueden ser casi cualquier miembro estructural, como un perfil de sección circular, miembros de concreto colado in situ o de concreto prefabricado. En la figura 2.35 se observan soldier beams metálicos de secciones **W** y circulares.

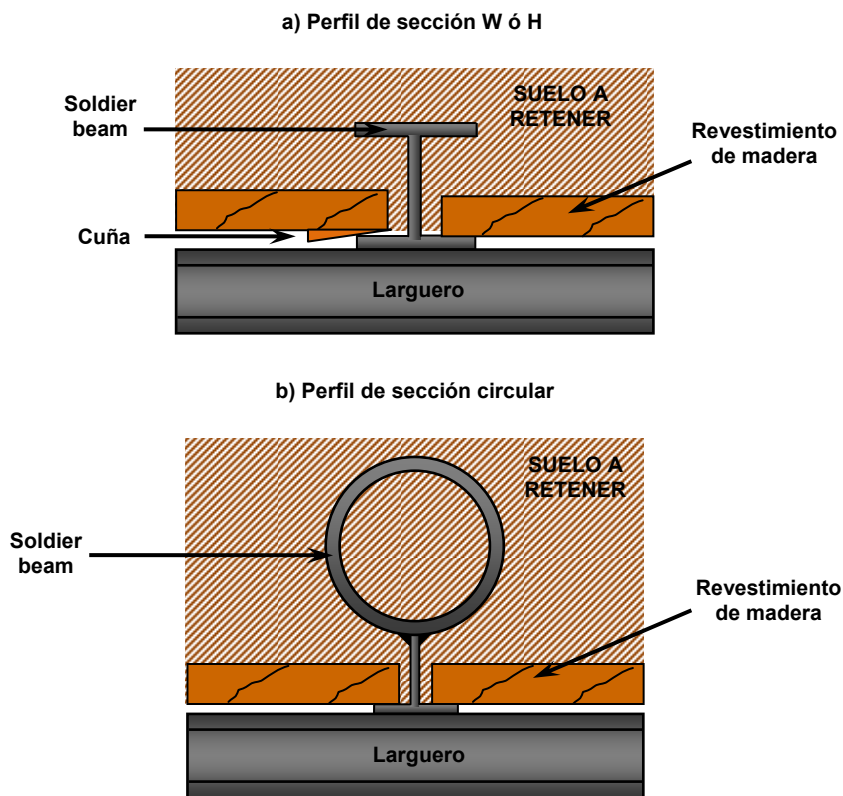


Figura 2.35. Secciones comunes para soldier beams de acero estructural.

Fuente: Lateral Supports System and Underpinning, Vol. I, Goldberg, Jaworski & Gordon, 1976.

Para el revestimiento del sistema, se pueden utilizar varios materiales y varias configuraciones (ver sección 5.3.2), pero la madera es el material más comúnmente utilizado. De acuerdo a lo anterior, las formas más comunes de instalación de las tablas de madera son al frente del patín o detrás del mismo, en frente de la excavación. Como se ha notado en la figura 2.35a, el revestimiento puede ser colocado directamente contra el suelo (por el lado de atrás del patín) o bien mediante el uso de

cuñas para hacer un contacto más íntimo con el suelo y reducir así los desplazamientos asociados al movimiento de las tablas de madera. Sin embargo, en caso que se opte por instalar el revestimiento de madera al frente del patín, la figura 2.36 muestra algunos métodos para la sujeción de la madera.

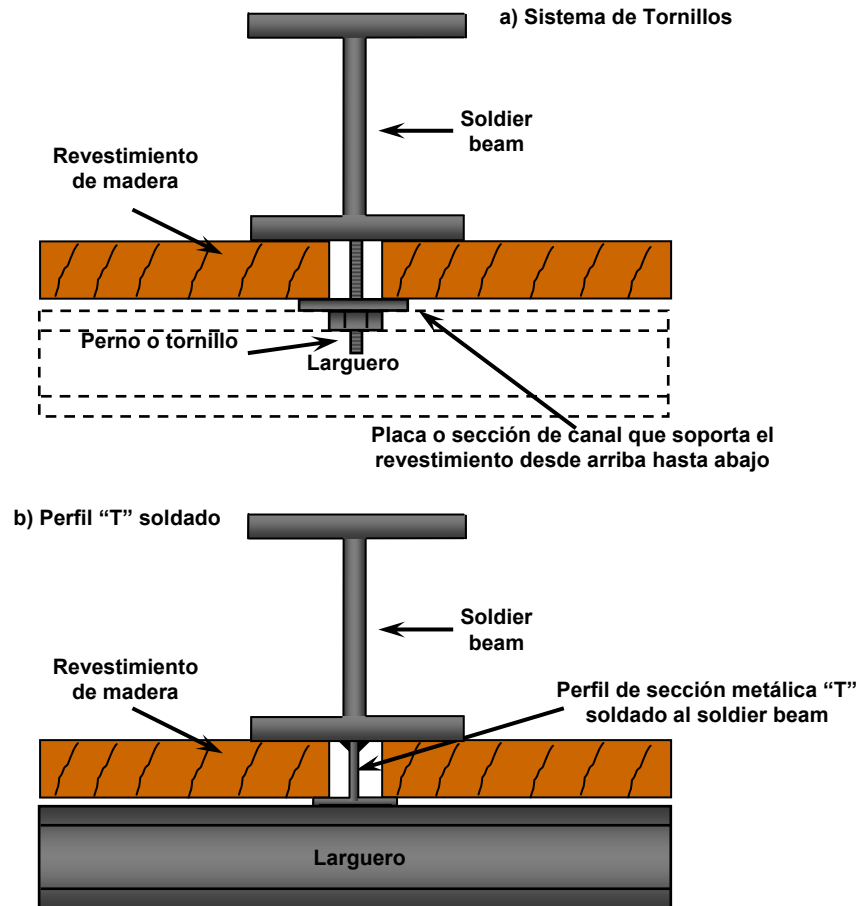


Figura 2.36. Métodos de sujeción de las tablas de madera instaladas al frente del soldier beam.
Fuente: Lateral Supports System and Underpinning, Vol. I, Goldberg, Jaworski & Gordon, 1976.

Los casos mostrados emplean como elementos sujetadores tornillos o perfiles metálicos pequeños de sección "T" colocados mediante soldadura en el patín frontal del soldier beam. Para el sistema de tornillos, estos se colocarán en los espacios entre largueros y para el sistema de perfiles de sección "T", los largueros pueden instalarse mediante soldadura al frente del patín del perfil de sujeción. En todos los casos la placa vertical que sostiene el revestimiento puede extenderse por varias tablas de madera,

con lo cual se obtiene una disminución en la cantidad de elementos de sujeción. Un aspecto que distingue este método de instalar el revestimiento es que las tablas de madera pueden extenderse de manera continua a través de varios soldier beams, lo cual no es posible cuando las tablas de madera son instaladas en la parte de atrás del patín del soldier beam.

2.5.7.2 LARGUEROS

Estos son elementos estructurales horizontales de acero que están destinados para asegurar una estructura provisional principal o para contener las tierras en el borde de las excavaciones para edificaciones, encargándose de soportar y transmitir cargas concentradas en puntos aislados a lo largo de su longitud como las generadas por los puntales en el sistema (ver figura 2.37).

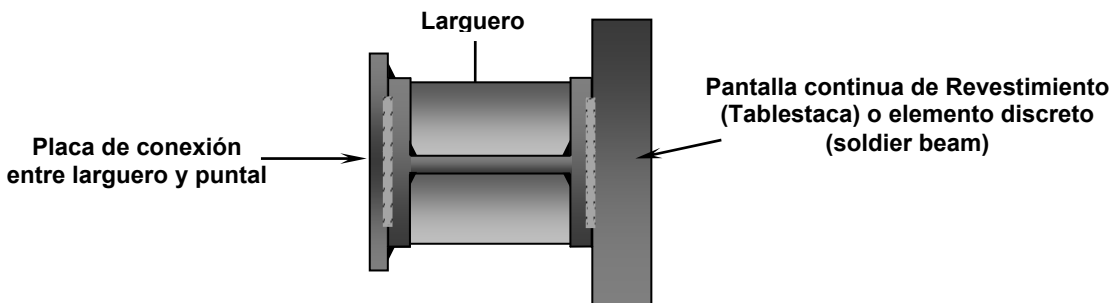


Figura 2.37. Larguero o viga de un sistema de apuntalamiento.

Fuente: Lateral Support Systems and Underpinning vol. III, Goldberg, Jaworski & Gordon, 1976.

La profundidad a la cual los largueros o vigas mdrinas se instalan varía normalmente de acuerdo a la ubicación final de los puntales, de tal manera de formar un sistema con un contacto muy íntimo entre sus elementos.

2.5.7.3 PUNTALES

Son componentes estructurales (generalmente de acero estructural) diseñados para resistir fuerzas de compresión axial generadas por las cargas que el suelo aplica sobre el sistema de apuntalamiento (Ver figura 2.38). En una excavación, si las dimensiones de ella lo permiten, los puntales se colocan en los extremos de la misma para soportar y mantener separadas las paredes del suelo (compensación de empujes del suelo) junto con los demás elementos del sistema (pantallas y largueros), de lo contrario, los

puntales se colocan inclinados y las cargas se transmiten directamente al suelo. La separación vertical de los puntales generalmente es al menos **2.75 m (9 pies)**.

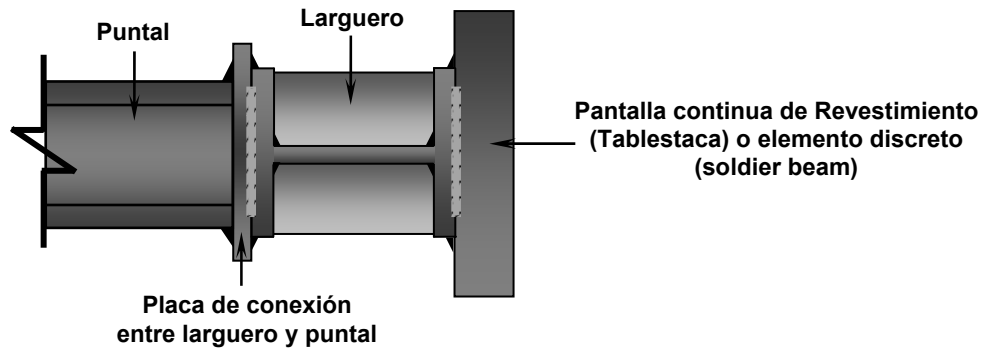


Figura 2.38. Puntal de acero estructural conectado a larguero o viga madrina.
Fuente: Lateral Support Systems and Underpinning vol. III, Goldberg, Jaworski & Gordon, 1976.

La capacidad de carga de los puntales depende de su esbeltez, la cual puede ser de dos tipos: *columna corta* y *columna larga*. Esto determina la utilización de soportes en puntos intermedios en los puntales, para evitar el pandeo y la torsión en ellos. Otro aspecto importante a tomar en cuenta para el diseño de estos elementos es la profundidad a la que se coloca el primer nivel de ellos, sobre todo es suelos cohesivos y para ello, en el capítulo V se observan las relaciones para determinar dicha profundidad.

Para cortes apuntalados en suelos arcillosos, la profundidad del primer puntal debajo de la superficie del terreno debe ser menor que la profundidad de la grieta de tensión ($h_T = 2c/\gamma$, donde c es la cohesión de dicho suelo y γ es el peso volumétrico del suelo), mientras que en la dirección horizontal dichas grietas, se forman cerca del borde superior en un rango de **0.4H a 0.7H** (ver figura 2.39).

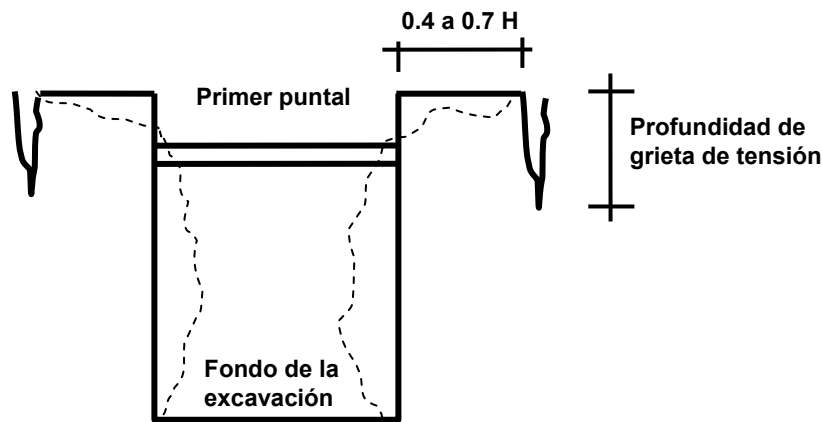


Figura 2.39. Colocación del primer puntal en menor profundidad que la grieta de tensión.
Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones, Braja M. Das, 1998.

2.5.7.4 CONEXIONES

En estructuras de acero, que comúnmente se utilizan para sistemas de apuntalamiento, la conexión entre los miembros (placas, puntales, largueros, soldier beam, etc.) se realiza por medio de tornillos, pernos o soldaduras, y en general, todos ellos se conocen como conexiones o pasadores. Un tornillo es una barra metálica de sección transversal circular, con una cabeza en un extremo y un cuerpo o espiga roscada en el otro, para recibir una tuerca. Los tornillos se utilizan para unir elementos de acero: se introducen en agujeros perforados en estos elementos y las tuercas se aprietan en el lado roscado. Con base en el material y la resistencia, los tornillos estructurales se pueden clasificar como tornillos ordinarios y como tornillos de alta resistencia (ver especificaciones de ASTM A-325 y ASTM A-490 para el grado de resistencia de tornillos estructurales de alta resistencia). En la actualidad, los tornillos de alta resistencia constituyen las uniones más utilizadas (ver figura 2.40).

Los pasadores se utilizan para uniones articuladas o como conexiones en las que se desea tener un momento nulo. Estructuralmente, un pasador es una viga corta de acero, de forma cilíndrica, que une varios miembros que convergen en una unión de la estructura. El pasador se ajusta ceñidamente al agujero perforado en cada uno de los miembros.



Figura 2.40. Conexión atornillada entre miembros de acero.
Fuente: LIMCON, Limit States Design of Steel Connections.

La soldadura es otro tipo de conexión entre piezas de acero que se realiza mediante metal fundido producido por la aplicación de calor intenso. Con frecuencia, el calor para la soldadura se obtiene al pasar un arco eléctrico entre las piezas a soldar y un alambre o varilla de acero llamada electrodo (información específica y detallada de los tipos y procesos de soldadura se encuentran en el Welding Handbook de la American Welding Society, AWS, de 2001). En la figura 2.41 se observa una conexión típica soldada entre una viga y una columna.



Figura 2.41. Conexión soldada entre miembros de acero.
Fuente: LIMCON, Limit States Design of Steel Connections.

Las conexiones entre puntal, larguero y pantalla son sumamente importantes y probablemente conduzcan a mayores dificultades en su diseño que el dimensionamiento de los demás miembros en sí. Un mal detalle puede conducir a pandeo y rotación de los miembros.

2.5.8 ASPECTOS CONSTRUCTIVOS DEL APUNTALAMIENTO GIGANTE



Cada uno de los tipos de excavación (profundas y poco profundas) tiene un método de apuntalamiento diferente, por esta razón se considera que un buen método es aquel que reduce al máximo las deformaciones y protege lo mejor posible las construcciones y estructuras vecinas a la excavación e inclusive el interior de la misma excavación. Estos métodos de apuntalamiento dependen de diversos factores tales como el ancho de la excavación, profundidad de la excavación, tal y como se mencionó anteriormente, tipo de pared de revestimiento o método de contención de suelos utilizados a posteriori (Soldier Pile Walls, sistema de tablestacas, etc.), entre otros. Cuando se utilizan tablestacas, el proceso se puede generalizar de la siguiente manera (ver tabla 2.5):

- Colocación de pared de revestimiento (tablestacas).
- Excavación de la franja superior del suelo para la instalación de los primeros puntales.
- Colocación de puntales, largueros y las conexiones entre ellos, además de las excavaciones para los niveles posteriores.

En el caso que se utilice el método de apuntalamiento con sistemas de soldier beams y revestimiento de madera, el proceso de construcción (ver tabla 2.6) se puede definir de la siguiente manera:

- Colocación de los soldier beams (por proceso de hincado o por perforación). En caso que sea en agujero perforado, se prosigue con la colocación de concreto estructural y lechada.
- Excavación de franja superior de suelos, instalación de puntales, largueros, conexiones y pantalla de revestimiento.

TABLA 2.5 PROCESO CONSTRUCTIVO DE APUNTALAMIENTO GIGANTE UTILIZANDO TABLESTACAS (GOLDBERG, JAWORSKI, 1976)

ETAPA	DESCRIPCIÓN	FIGURA
<p>INSTALACIÓN DE LA TABLESTACA</p>	<p>En la primera etapa del proceso constructivo de un sistema de apuntalamiento metálico, es la colocación de la pantalla de revestimiento, la cual puede ser una tablestaca de acero de sección constante, instalada a través de un proceso de hincado. Debe asegurarse un acoplamiento adecuado entre las secciones de las tablestacas por medio de conexiones herméticas macho-hembra, cuyas formas más comunes son las de rótula y la de pestaña, de tal manera que se consiga la formación de una pantalla continua. Además se debe controlar la verticalidad y el alineamiento de la tablestaca para evitar problemas posteriores relacionados con la posición de la misma.</p>	
<p>EXCAVACIÓN DE LA FRANJA SUPERIOR DE SUELO</p>	<p>La excavación se realiza hasta unos pocos centímetros por debajo de la posición prevista para el primer nivel de largueros y puntales. La profundidad de esta capa excavada y de todas las capas posteriores se hará en función de cómo han sido dispuestos en el diseño. En este caso no hay problema en hacer cortes considerables, debido a que la tablestaca ya ha sido instalada previamente, lo que evita que el suelo se desmorone hacia la excavación porque esta le retiene.</p> <p>El proceso de excavación se hace con tractores o palas mecánicas que trabajan removiendo las cantidades de suelo requeridas para llegar a los niveles de apuntalamiento establecidos en el diseño. El material que se quita es transportado a otros lugares fuera de la obra para evitar obstáculos o cualquier otro incidente que atrase la obra.</p> <p>Las excavaciones apuntaladas en suelos arcillosos se suelen hacer muy rápidamente en relación al tiempo necesario para que la arcilla se ajuste a las nuevas condiciones de esfuerzo y humedad. Por lo general el ingeniero geotecnista calcula la profundidad crítica para la colocación de la primera fila de largueros y puntales, que serían aproximadamente la profundidad de la primera etapa de la excavación</p>	



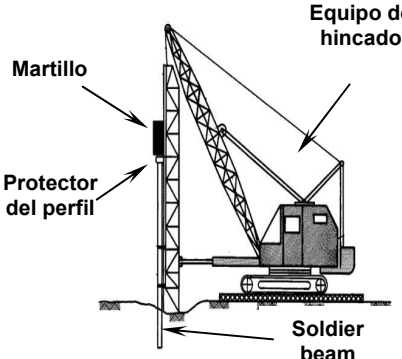
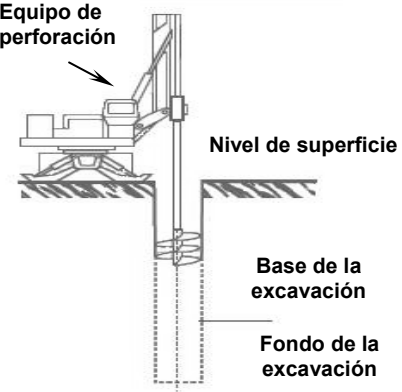
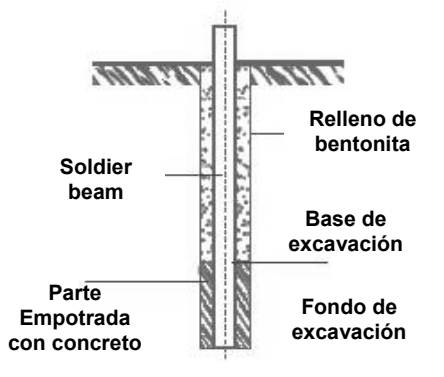
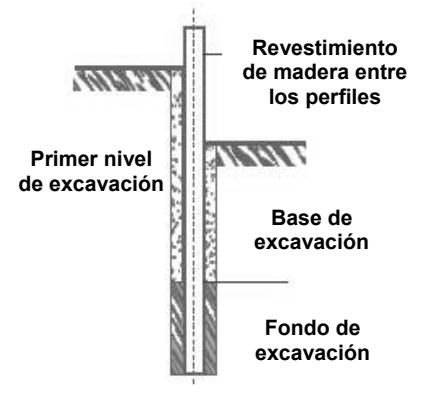
ETAPA	DESCRIPCIÓN	FIGURA
<p>COLOCACIÓN DEL SISTEMA DE LARGUEROS Y PUNTALES</p>	<p>Normalmente, el primer paso en esta etapa, es conectar soportes a la pared o pantalla de revestimiento con el propósito de apoyar los largueros metálicos, tales como ménsulas u otros elementos de soporte. Luego que los largueros han sido colocados, se instalan los puntales que trabajarán como apoyos de la tablestaca y los largueros. Los puntales y largueros se instalan mediante equipos de izaje, como grúas u otros quipos para instalación de perfiles metálicos, dejando una longitud adecuada para facilitar la colocación o instalación. Este espacio adicional es ocupado por las placas o cuñas cuando se hacen las conexiones finales.</p> <p>Si la longitud de los puntales es muy grande, se instalan vigas secundarias perpendiculares a los puntales como apoyos laterales para evitar el pandeo y torsión de estos. El proceso de instalación de estas vigas intermedias se realiza con grúas. Además, en este proceso se pueden instalar columnas de soporte intermedias si las dimensiones de la excavación (largo y ancho) son demasiado grandes.</p>	
<p>EXCAVACIÓN DE NIVELES POSTERIORES Y EXTRACCIÓN DE PUNTALES</p>	<p>En esta etapa, una práctica convencional consiste en fijar los puntales de forma secuencial con la excavación. La excavación por debajo del último nivel de puntales se realiza con el equipo de orugas, generalmente cargadores frontales que alimentan a una excavadora de almeja para evitar posibles daños a los puntales. Este proceso de excavación se realiza hasta el último nivel de puntales, realizando finalmente la extracción de los puntales o sistema de entibado, una vez terminada la vida útil del sistema.</p> <p>La extracción de los puntales consiste en desarmar las conexiones puntal-larguero, las cuales pueden ser soldadas o empernadas. En el caso de la soldadura se requerirá cortar las secciones para poder quitar el puntal, lo que puede conllevar a una disminución de la longitud del elemento, pero puede ser reutilizado para otras actividades constructivas. Cuando los puntales se retiran las presiones del suelo se relajan, permitiendo la extracción de los demás elementos.</p>	

TABLA 2.6 PROCESO CONSTRUCTIVO DE APUNTALAMIENTO CON SOLDIER BEAM Y MADERA (SEFI-INTRAFOR, FRANCIA)

ETAPA	DESCRIPCIÓN	FIGURA
<p>HINCADO DEL PERFIL METÁLICO</p>	<p>Para el hincado, la sección del perfil de acero debe ser la más compacta y pesada para evitar que ocurra una posible torsión. Por lo tanto, las secciones de los perfiles de acero son las más convenientes para la construcción por medio del hincado. En suelos duros, se puede generar con equipo de perforación una guía de conducción para ayudar a la penetración en cantos rodados y obtener una suficiente profundidad para la resistencia lateral adecuada o capacidad de carga del perfil. El equipo de hincado está conformado por una guía o mástil donde se coloca el perfil o soldier beam para mantenerlo alineado. Además, consta de un martillo que en base a su peso hinca el perfil mediante un golpeteo sucesivo. El perfil se protege mediante un capuchón que se coloca en el extremo donde el martillo golpea al perfil.</p> <p>Un medio posible de evitar el problema del ruido en el proceso de hincado es mediante el uso de martillos vibratorios o el hincado a través de martillos especialmente diseñados para reducir el nivel de ruido. Por otra parte, el proceso de instalación de la pantalla de madera se trata de la misma forma que cuando el soldier beam es instalado en un agujero pre-excavado. Los largueros y puntales se colocan de la misma forma que para el sistema apuntalado con tablestacas.</p>	 <p>El diagrama ilustra el proceso de hincado. Se muestra un "Equipo de hincado" que incluye un "Martillo" que golpea un "Protector del perfil" situado sobre un "Soldier beam". El equipo de hincado está montado sobre un mástil que se extiende desde la superficie del terreno.</p>
<p>PERFORACIÓN DEL AGUJERO</p>	<p>La perforación del agujero se puede realizar de diferentes modos, de acuerdo a las características del terreno. Para ello, se utilizan diferentes maquinarias perforadoras como cucharas, trépanos, barrenas y otros. El proceso consiste en hacer una perforación de un diámetro específico desde la superficie del terreno hasta el fondo de la excavación propuesta en el diseño para la ubicación del perfil o soldier beam.</p> <p>En un suelo duro, el uso de barrenas puede no ser práctico, por lo que puede ser necesaria la utilización de equipos de percusión o perforación rotatoria.</p> <p>En terrenos poco cohesivos, se pueden producir desmoronamientos. Para evitar estos problemas se recurre al uso de una cubierta o una suspensión de lodos de bentonita para estabilizar el agujero, sobre todo cuando este se mantiene por encima del nivel de agua subterránea.</p> <p>Durante la perforación de los agujeros, hay varias causas posibles de la pérdida del suelo, una de ellas es el efecto de succión que se produce cuando el barreno se extrae del agujero, lo que puede provocar que el suelo se desprenda y cierre el agujero. Una forma de evitar esto es la de aplicar presión en el orificio interior del barreno de tallo hueco mientras se retira del agujero. Otra solución es aplicar lodo bentonítico de una resistencia y densidad específica para evitar que el suelo se desmorone.</p>	 <p>El diagrama muestra un "Equipo de perforación" que opera dentro de un agujero. El equipo está montado sobre un mástil que se extiende desde la "Superficie" hasta el "Fondo de la excavación". Se indica el "Nivel de superficie" y la "Base de la excavación".</p>

ETAPA	DESCRIPCIÓN	FIGURA
<p>INSTALACIÓN DEL PERFIL EN AGUJERO PRE-EXCAVADO</p>	<p>Luego de la perforación del agujero, se procede a la instalación del perfil metálico, el cual será embebido en concreto hasta la profundidad de empotramiento de este, para asegurar una adecuada resistencia axial y lateral. El resto del agujero se rellena con lodo de bentonita, la cual será colocada luego de haber colado la profundidad de empotramiento (permite romperla con facilidad para la instalación posterior de la pantalla de revestimiento detrás del patín del soldier beam. Normalmente, el relleno de la parte empotrada se hace con un concreto estructural de buena resistencia.</p> <p>En agujeros incorrectamente colados se han observado casos en que las aguas subterráneas o superficiales concentradas a lo largo de estos agujeros, fluyen hacia abajo por el espacio entre los tableros de la pared de revestimiento y el suelo, llevándose una importante cantidad de suelo. Por lo tanto, es importante tomar en cuenta este aspecto.</p> <p>Los agujeros pre-excavados facilitan la instalación del perfil o soldier beam con tolerancias muy cercanas con respecto al alineamiento del mismo. Cuando el alineamiento es muy crítico, se pueden utilizar dispositivos centralizadores que permitan una adecuada verticalidad.</p>	 <p>El diagrama muestra un agujero vertical en un terreno. El agujero está dividido en tres secciones: la superior está rellena de bentonita, la intermedia es la base de la excavación y la inferior es el fondo de la excavación. El soldier beam está empotrado en concreto en la parte inferior.</p>
<p>EXCAVACIÓN E INSTALACIÓN DE LA PARED DE REVESTIMIENTO</p>	<p>Se continúa con la realización de la excavación en etapas sucesivas para la instalación de la pared de revestimiento, la cual puede ser de madera, placas metálicas, concreto lanzado o de concreto prefabricado. Es importante que antes de realizar cualquier excavación se controle cualquier afloramiento de agua superficial que pueda fluir hacia las caras de la excavación.</p> <p>En el caso de la utilización de madera, el procedimiento típico es excavar unos centímetros más abajo del último nivel instalado, remover el suelo con cuidado y deslizar cada tabla de madera para su colocación.</p> <p>Para reducir al mínimo el corte excesivo, se debe utilizar herramientas de mano para dar forma al suelo y que la madera pueda colocarse adecuadamente. Si es necesario, pueden utilizarse cuñas para hacer más efectivo el contacto entre las tablas de la pantalla y su zona de apoyo.</p> <p>La profundidad de la excavación por debajo del último nivel de pantalla colocado debe ser tan pequeña como 0.3 m en el caso de suelos limosos saturados, o un máximo de 1.2 ó 1.5 metros en suelos cohesivos duros, la profundidad de excavación dependerá de las propiedades del suelo a excavar. El código Alemán (DIN 4124, 1972) permite una excavación de sólo 1/2 metro, excepto en suelos cohesivo rígidos, donde se permite de 1 metro.</p> <p>En condiciones del suelo muy adversas, un corte adecuado, un relleno adecuado de suelo detrás de las tablas y un relleno adecuado de material filtrante en el espacio vertical entre las tablas para el drenaje son detalles muy importantes. Una abertura en la pantalla asegura el drenaje adecuado y al mismo tiempo ayuda a prevenir la pérdida de suelo. Los procesos de instalación de largueros y puntales se realizan de igual forma que para un apuntalamiento con tablestacas.</p>	 <p>El diagrama muestra un primer nivel de excavación con un revestimiento de madera entre los perfiles. La base de la excavación y el fondo de la excavación están etiquetados.</p>

CAPITULO III

MÉTODO DE MURO ANCLADO

3.1 INTRODUCCIÓN

Para el diseño de muros anclados existen diversas metodologías de diseño, tanto para muros rígidos como para flexibles, en las cuales se toman consideraciones distintas en cuanto a parámetros de diseño y algunas de esas consideraciones pueden no ser aplicables en nuestro país, debido a las asunciones que cada autor emplea y a datos geotécnicos tomados de ensayos que pueden no ser realizados en nuestro medio como el ensayo CPT y el Vane Shear Test, etc.

El presente capítulo está dividido en tres partes, la primera parte contiene los aspectos del análisis y diseño de los componentes del sistema de muros anclados, para los cuales se emplea la metodología de diseño RIGID 1 desarrollada por el Cuerpo de ingenieros del Ejército de los Estados Unidos, que es aplicable para muros rígidos y flexibles. Esta metodología considera una analogía que consiste en asumir que el muro se comporta como una viga apoyada en soportes rígidos, basados en la teoría de equilibrio límite.

La segunda parte consta de un ejemplo práctico, en donde se presentan las características principales, necesarias para el diseño de los elementos que componen el sistema que fueron establecidas en la primera parte del capítulo, tales como el ángulo de inclinación adecuado de los anclajes, la longitud libre del tendón, la longitud de bulbo, separación entre anclajes, entre otros y la última parte está formada por los anexos, que contienen información complementaria al marco teórico.

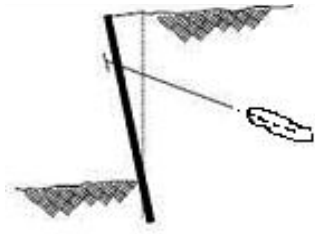
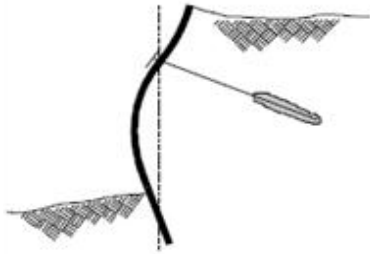
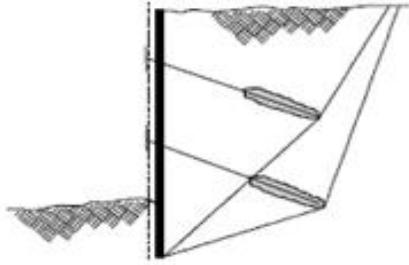
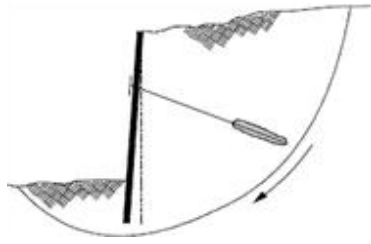
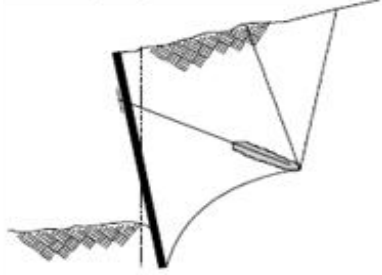
3.2 PRINCIPIOS SOBRE EL ANÁLISIS DE MUROS ANCLADOS

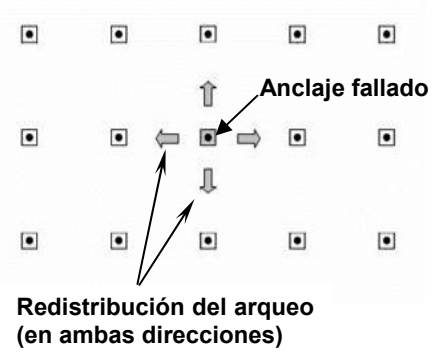
3.2.1 MODOS DE FALLA DE LOS MUROS ANCLADOS

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 3.1.

TABLA 3.1. PRINCIPALES TIPOS DE FALLA EN LOS 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>	<p>Este diagrama ilustra la falla del acero del tendón. Muestra un muro vertical con un tendón anclado a él. Una línea horizontal superior representa la superficie del suelo. Una flecha indica la dirección de la fuerza aplicada al tendón. Una estrella de explosión en el punto de conexión del tendón al muro indica el lugar de la rotura por tensión excesiva.</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>	<p>Este diagrama ilustra la falla de la masa de suelo. Muestra un muro vertical con un tendón anclado a él. Una línea horizontal superior representa la superficie del suelo. Una flecha indica la dirección de la fuerza aplicada al tendón. Una línea curva que se eleva desde el punto de anclaje hacia la superficie superior del suelo indica el movimiento del suelo hacia arriba.</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>	<p>Este diagrama ilustra la falla de la unión bulbo y suelo. Muestra un muro vertical con un tendón que tiene un bulbo en su extremo. Una línea horizontal superior representa la superficie del suelo. Una flecha indica la dirección de la fuerza aplicada al tendón. Flechas adicionales muestran la fuerza perimetral que se moviliza entre el bulbo y el suelo.</p>

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>	

MODO DE FALLA	
<p style="text-align: center; background-color: #e0f2f1; margin: 0;">FALLA PROGRESIVA</p> <p>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>	 <p style="text-align: center;">Redistribución del arqueamiento (en ambas direcciones)</p>

3.2.2 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 3.1.

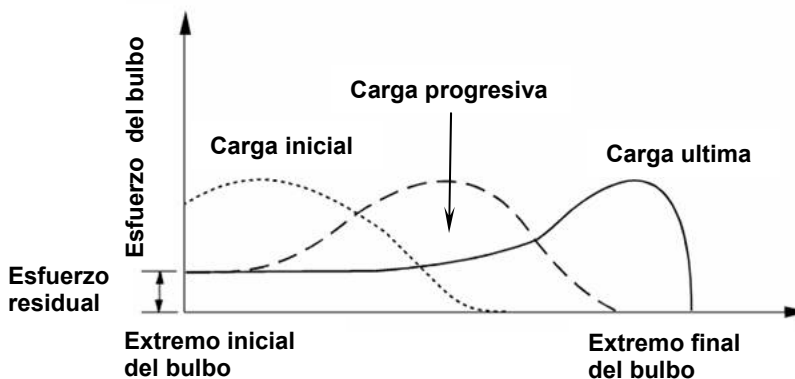


Figura 3.1. Movilización de los esfuerzos dentro del bulbo de anclaje debido a la tensión.
Fuente: Ground Anchors and Anchored Systems, Geotechnical Engineering Circular N°4.

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.

3.2.3 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:

3.2.3.1 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 y (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.

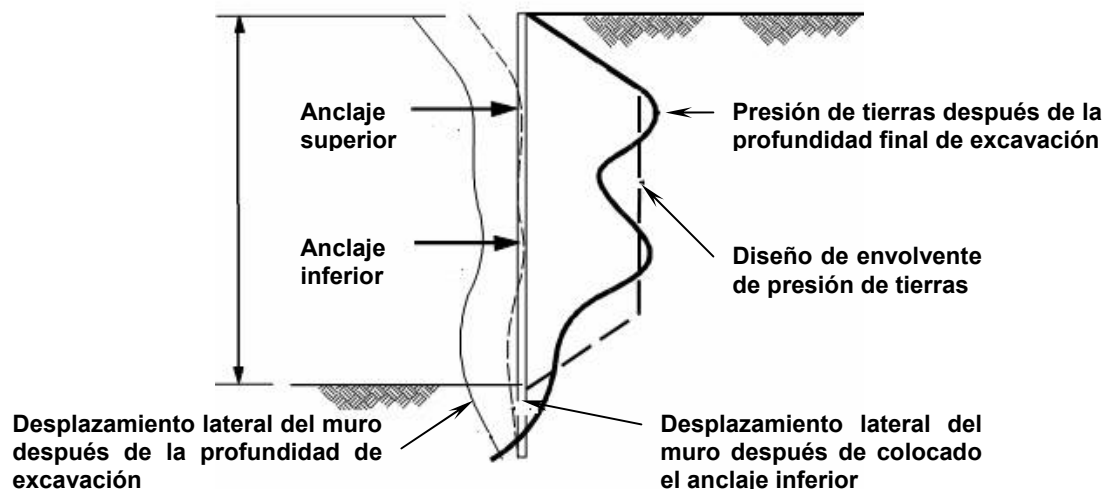


Figura 3.2. Presión de tierras desarrolladas sobre un muro anclado con múltiples niveles
Fuente: Ground Anchors and Anchored Systems, Geotechnical Engineering Circular N°4.

Para muros anclados construidos de arriba hacia abajo, en las anclas superiores se generan presiones mayores que las activas calculadas con las teorías de Rankine o Coulomb, debido a las deformaciones y al proceso constructivo, etc., la cual hace necesaria la utilización de los diagramas semi-empíricos de presiones de Terzaghi y Peck. Dichos diagramas cuentan con valores modificados por Henkel, ya que considera el uso de anclajes y no de puntales como se habían concebido originalmente, además considera las modificaciones de las presiones de tierra durante la construcción, en la etapa de presfuerzo del anclaje (ver figura 3.2), lo cual genera diagramas de presiones mucho más conservadores ver Cáp.5 de Ground Anchors and Anchored Systems, Geotechnical Engineering Circular N°4 (Sabatini y otros, 1999).

3.2.3.2 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.

3.2.3.3 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.

3.3 METODOLOGÍA DE DISEÑO DE MUROS ANCLADOS

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.

3.3.1 DISEÑO GEOTÉCNICO

3.3.1.1 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.

3.3.1.1.1 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_o) 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:

$$\phi_{mob} = \tan^{-1}\left(\frac{\tan \phi}{FS}\right) \quad \text{Y} \quad c_{mob} = \frac{c}{FS}$$

En donde:

- 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)
- 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.

$$K_{Amob} = \frac{1 - \text{sen}\phi_{mob}}{1 + \text{sen}\phi_{mob}} \Rightarrow T_L = \frac{1}{2} K_{Amob} \gamma H^2$$

- Para la condición de reposo utilizando la ecuación de Jaky:

$$K_0 = 1 - \text{sen}\phi \Rightarrow T_L = \frac{1}{2} K_0 \gamma H^2$$

Dónde:

- K_{Amob} = Coeficiente de presión de tierras en condición activa movilizada
- K_0 = Coeficiente de presión de tierras en condición de reposo
- T_L = Carga total debida a la presión de tierra (KN/m)

3.3.1.1.2 MURO ANCLADO CON DESPLAZAMIENTO

Esta condición se presenta cuando los anclajes son preesforzados 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 3.3 se muestra la ubicación de la fuerza externa (T_L) que estabiliza el corte.

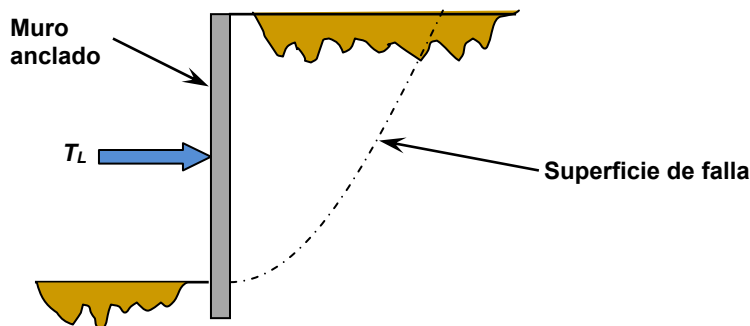


Figura 3.3. Carga total de presión de tierra (T_L)

Fuente: Ground Anchors and Anchored Systems, Geotechnical Engineering Circular N°4.

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 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 3.4).

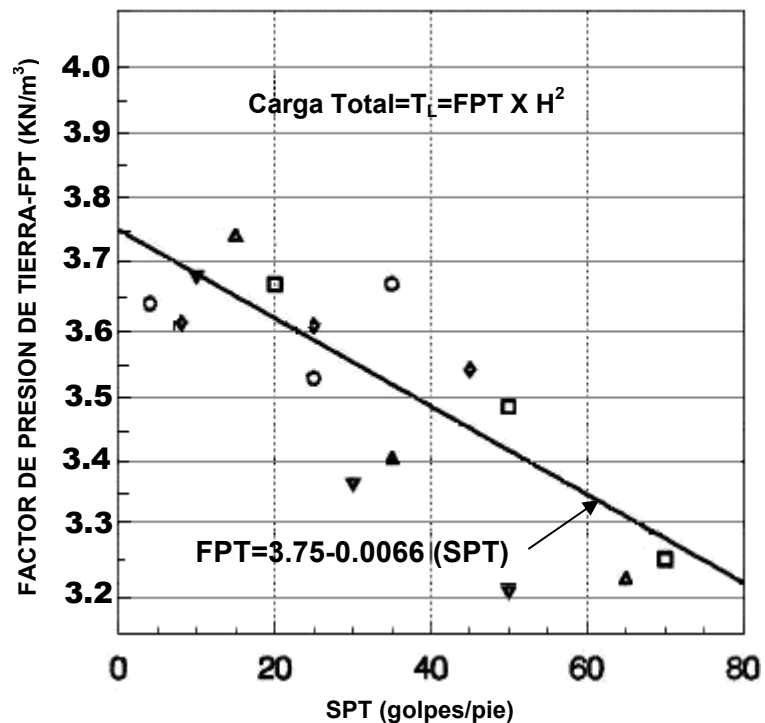


Figura 3.4. Diagrama de factor de presión de tierras para muros
Fuente: State of the practice in the desing of tall, stiff, and flexible retaining walls

De figura 3.4:

FPT = Factor de presión de tierras (KN/m^3)

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/m^3** .

3.3.1.2 DIAGRAMAS APARENTES DE PRESIÓN DE TIERRA

La carga total de tierras que estabiliza el corte también puede ser calculada a través de los diagramas aparentes de presión de Terzaghi y Peck, que dependen del tipo de suelo en consideración. Estos diagramas son relativamente conservadores y pueden ser rectangulares o trapezoidales de acuerdo al tipo de suelo, como se muestra en la figura 3.5.

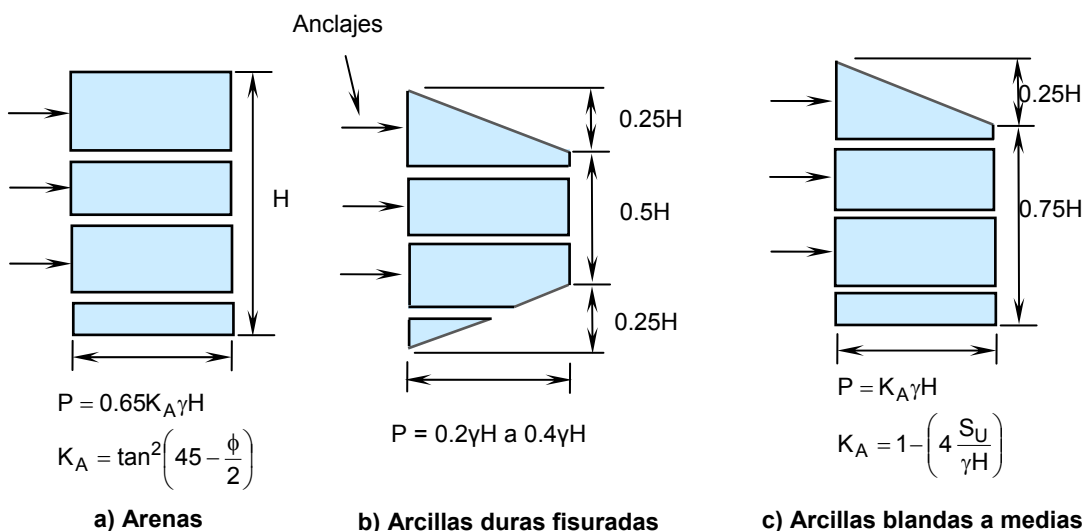


Figura 3.5. Diagramas recomendados de presiones de tierras de Terzaghi y Peck
Fuente: Ground Anchors and Anchored Systems, Geotechnical Engineering Circular N°4.

En donde de acuerdo a la figura 3.5:

- 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 ($^\circ$)
- p = Presión de tierras según Terzaghi y Peck (KN/m^2)

3.3.1.2.1 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 3.5. 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 3.5a), 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:

$$T_L = 0.65K_A \gamma H^2$$

3.3.1.2.2 DIAGRAMAS APARENTES DE PRESIONES DE TIERRA EN ARCILLAS

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 3.5 b y c (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.

3.3.1.3 TRANSFORMACIÓN DE CARGA DE PRESIÓN TOTAL DE TIERRA EN DIAGRAMA APARENTE DE PRESIÓN PARA MUROS CON ANCLAJES.

Transformación de diagramas de presión aparente para 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 3.6.

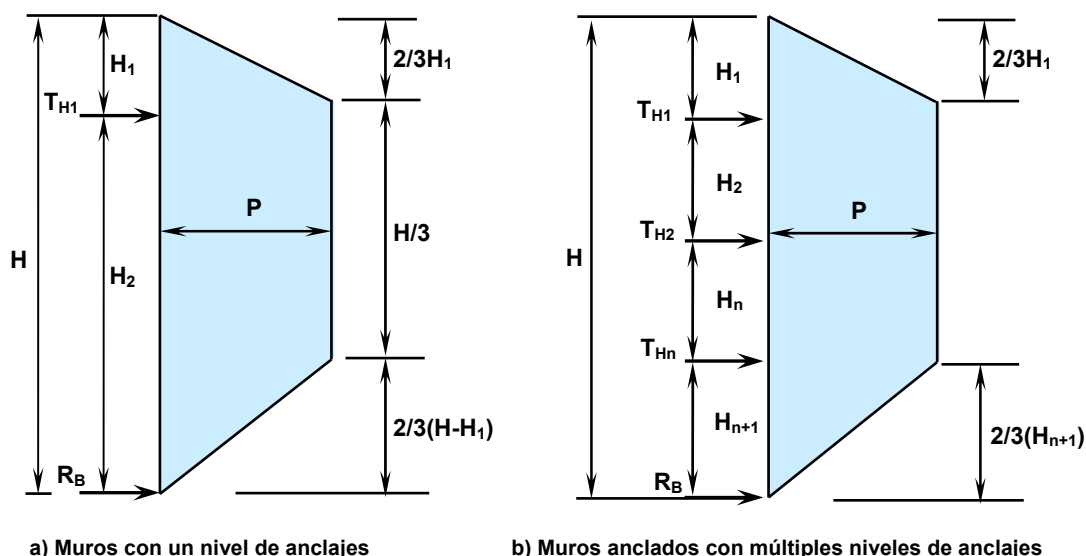


Figura 3.6. Diagramas de presiones de arenas para uno y varios niveles de anclajes
Fuente: Ground Anchors and Anchored Systems, Geotechnical Engineering Circular N°4.

La presión de transformación que estabiliza el corte según el diagrama de presión aparente para muros con un solo nivel de anclajes es:

$$P = \frac{T_L}{\frac{2}{3}H} = \frac{0.65K_A\gamma H^2}{\frac{2}{3}H} \approx K_A\gamma H$$

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 "H₁" tendrá una altura máxima de 1.5 m, si al realizar el balance de momentos resulta H₁ > 1.5m proponer otro nivel de anclajes.

Transformación de diagramas de presión aparente en arcillas de consistencias rígidas a duras para condiciones de corto y largo plazo.

Para arcillas de resistencia al corte no drenada ($s_u \neq 0$ y $\phi = 0^\circ$) 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:

$$s_u \geq \frac{H}{4}(\gamma - 3.585)$$

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:

$$N_s = \frac{\gamma H}{s_u} < 4 \quad \text{Note que: } s_u = c$$

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 3.7).

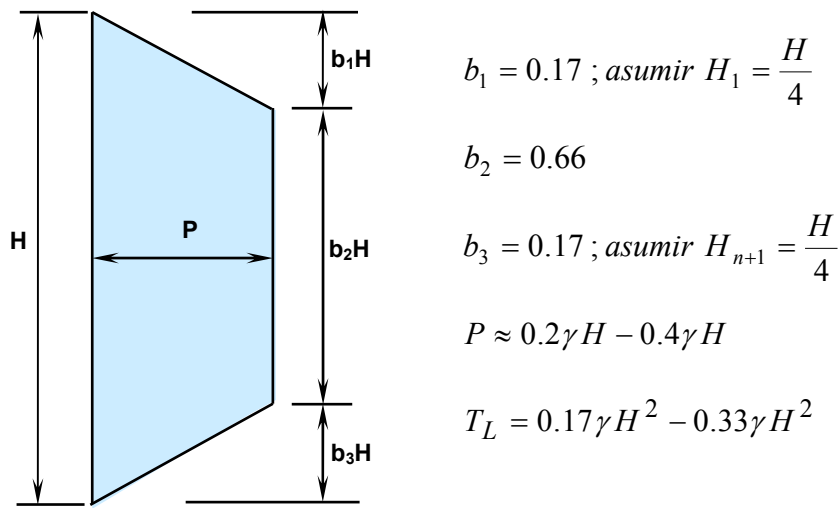


Figura 3.7. Diagramas de presión aparente para arcillas duras en condición a corto plazo.
Fuente: Ground Anchors and Anchored Systems, Geotechnical Engineering Circular N°4.

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 3.8).

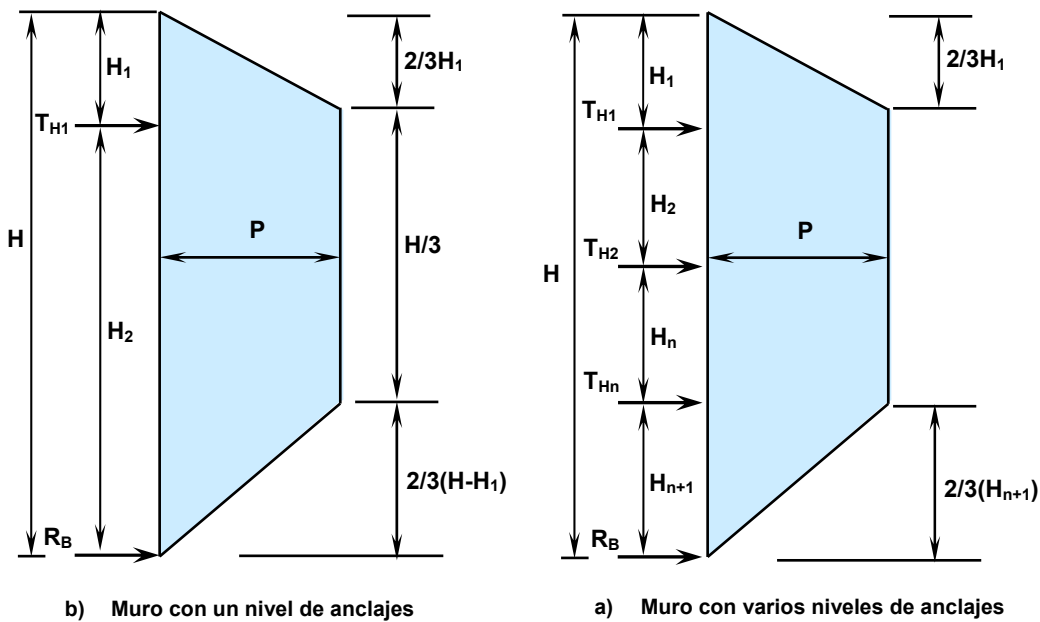


Figura 3.8. Diagramas de presión aparente para arcillas duras en condición a corto plazo.
Fuente: Ground Anchors and Anchored Systems, Geotechnical Engineering Circular N°4.

Entonces, la presión que estabiliza el corte para suelos arcillosos rígidos o duros para condiciones de corto plazo es:

$$P = \frac{T_L}{H - \frac{1}{3}H_1 - \frac{1}{3}H_{n+1}} = \frac{0.17\gamma H^2 - 0.33\gamma H^2}{H - \frac{1}{3}H_1 - \frac{1}{3}H_{n+1}}$$

Para condiciones a largo plazo o permanentes ($s_u = 0$ y $\Phi \neq 0^\circ$), 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/m³** 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.

Transformación de diagramas de presión aparente en arcillas 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:

$$N_s = \frac{\gamma H}{s_u} > 4 \quad \text{Note que: } s_u = c$$

En la figura 3.9. 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.

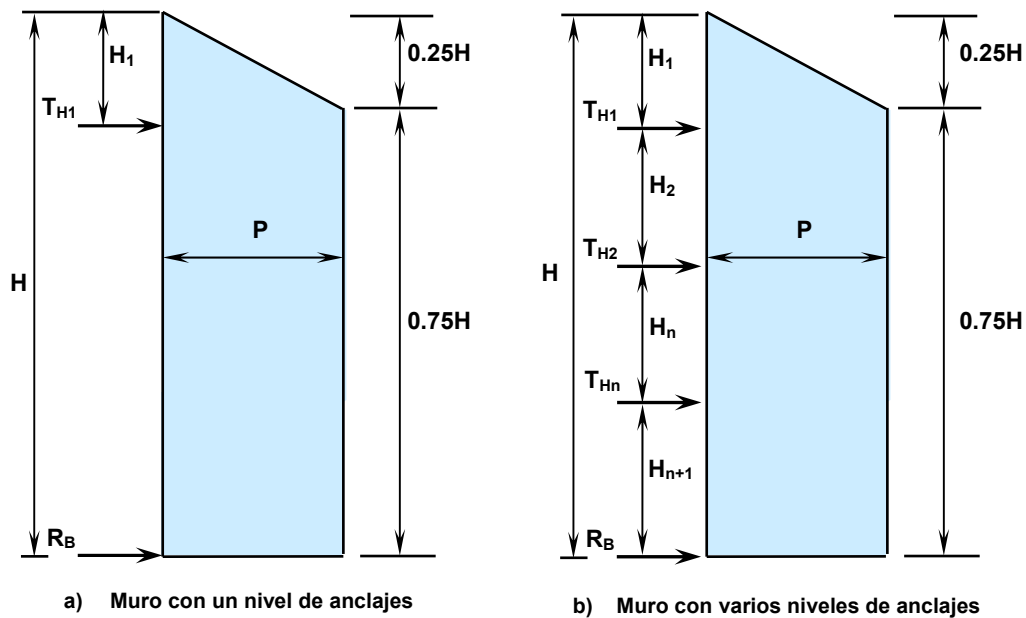


Figura 3.9. Diagramas de presión aparente para arcillas blandas a medianamente blandas en condición a corto plazo.

Fuente: Ground Anchors and Anchored Systems, Geotechnical Engineering Circular N°4.

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. La metodología para determinar las fuerzas en los anclajes y los momentos flectores será descrita en las secciones siguientes.

3.3.1.4 CÁLCULO DE PRESIÓN POR SOBRECARGA (P_s)

La sobrecarga (q_s) es multiplicada por el coeficiente K , como se muestra en la figura 3.10.

$$P_s = q_s K$$

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_0 , K_a ó K_{Amob}), que a su vez dependen del factor de seguridad con el que se diseña el sistema.

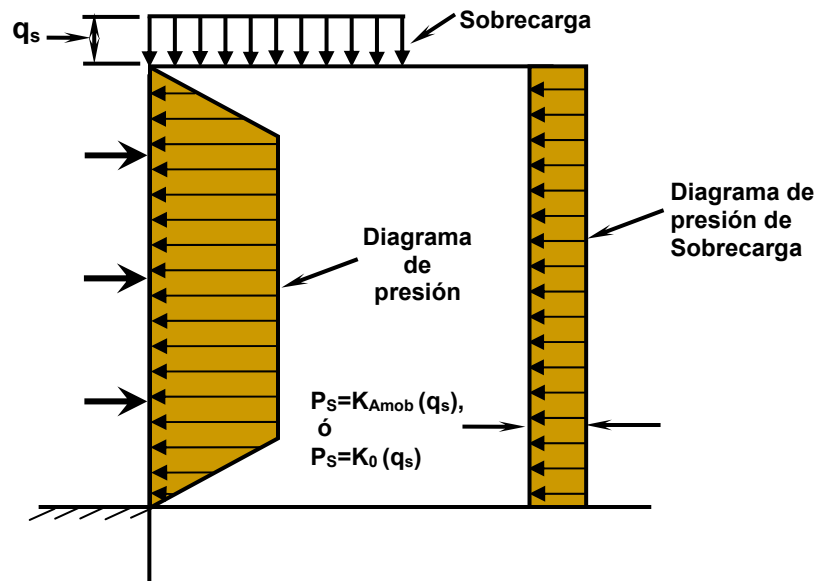


Figura 3.10. Diagrama de presión Aparente de tierra con sobrecarga uniforme.

Fuente: State of the Practice in the Design of Tall, Stiff, and Flexible Tieback Retaining Walls Ralph W. Strom and Robert M. Ebeling December 2001".

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”.

3.3.1.5 DISEÑO DE LOS ANCLAJES

3.3.1.5.1 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 (L_L) y la longitud del bulbo (L_b) 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 3.11).

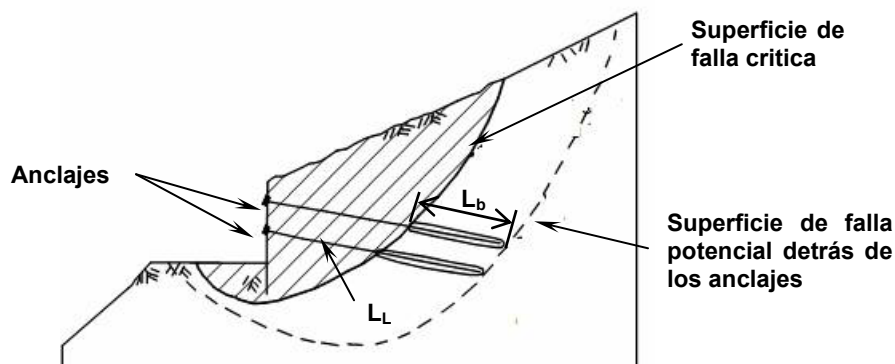


Figura 3.11. Localización de los anclajes en el muro anclado.
Fuente: Ground Anchors and Anchored Systems, Geotechnical Engineering Circular N°4.

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. 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 3.12).

El proceso aplicado en este capítulo 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** ó **$H/5$** , 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.

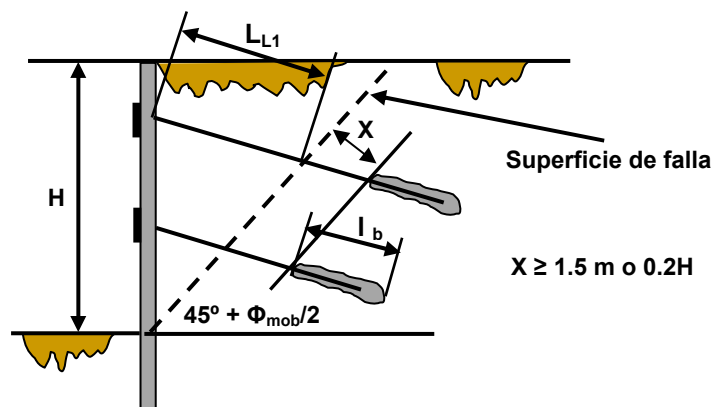


Figura 3.12. Localización de la superficie de falla crítica según Rankine.
Fuente: Ground Anchors and Anchored Systems, Geotechnical Engineering Circular N°4.

Para calcular la longitud libre del anclaje se recurre a la geometría del muro. En la figura 3.13 se muestra el cálculo de la longitud libre del primer anclaje.

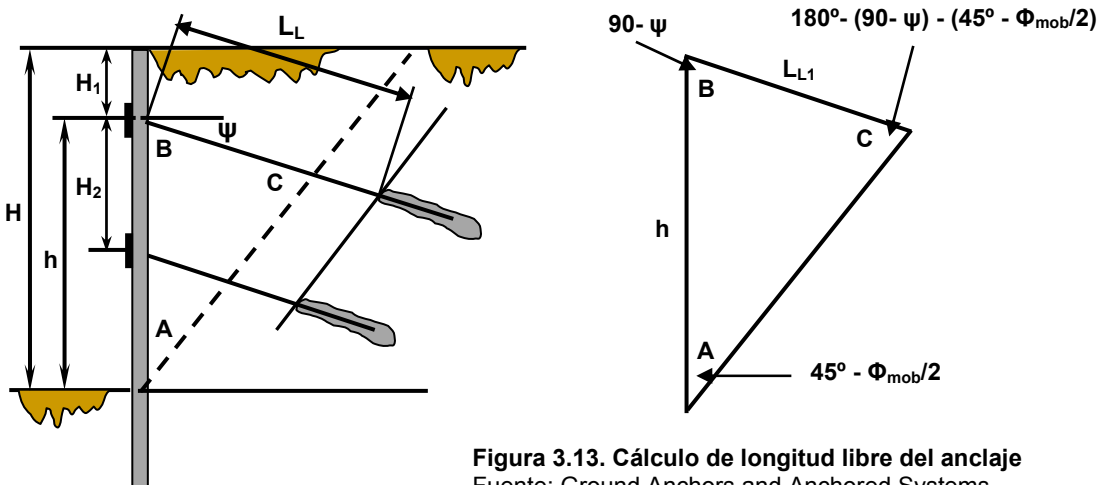


Figura 3.13. Cálculo de longitud libre del anclaje
Fuente: Ground Anchors and Anchored Systems, Geotechnical Engineering Circular N°4.

De la figura 3.13 y por ley de senos tenemos para el primer anclaje:

$$\frac{\text{Longitud Libre1, } L_{L1}}{\text{sen}\left(45^\circ - \frac{\phi_{mob}}{2}\right)} = \frac{h}{\text{sen}\left[180^\circ - (90^\circ - \psi) - \left(45^\circ - \frac{\phi_{mob}}{2}\right)\right]}$$

Dónde:

- Φ_{mob} = Ángulo de fricción interna del suelo afectado por un factor de seguridad (°)
- 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 (°)

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 ($\Phi = 0^\circ$) y la de largo plazo, que es la condición drenada ($\Phi \neq 0^\circ$), 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 anexos A 3.2 – A3.4.

3.3.1.5.2 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 3.14).

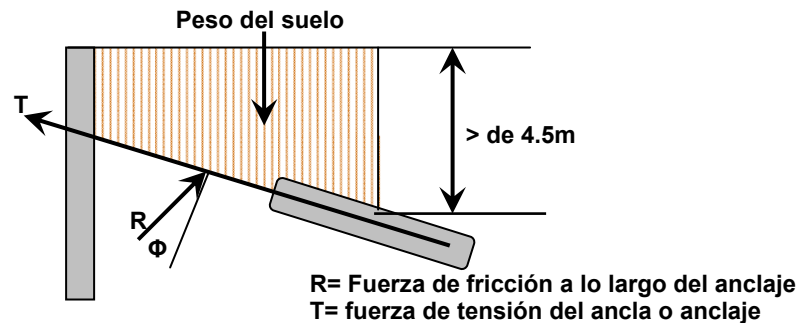


Figura 3.14. Sobrecarga mínima sobre hilera superficial de anclajes.
Fuente: Ground Anchors and Anchored Structures, Petros P. Xanthakos

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.

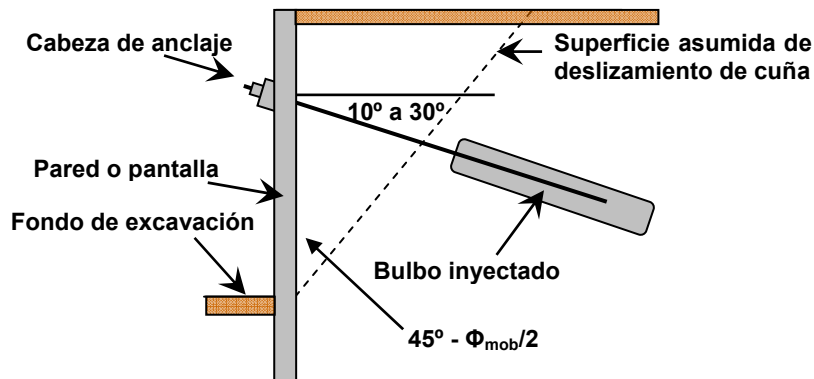


Figura 3.15. Ángulo de inclinación idónea en el muro anclado

Fuente: Ground Anchors and Anchored Systems, Geotechnical Engineering Circular N°4.

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 3.15), 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° .

3.3.1.5.3 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 3.16 a).

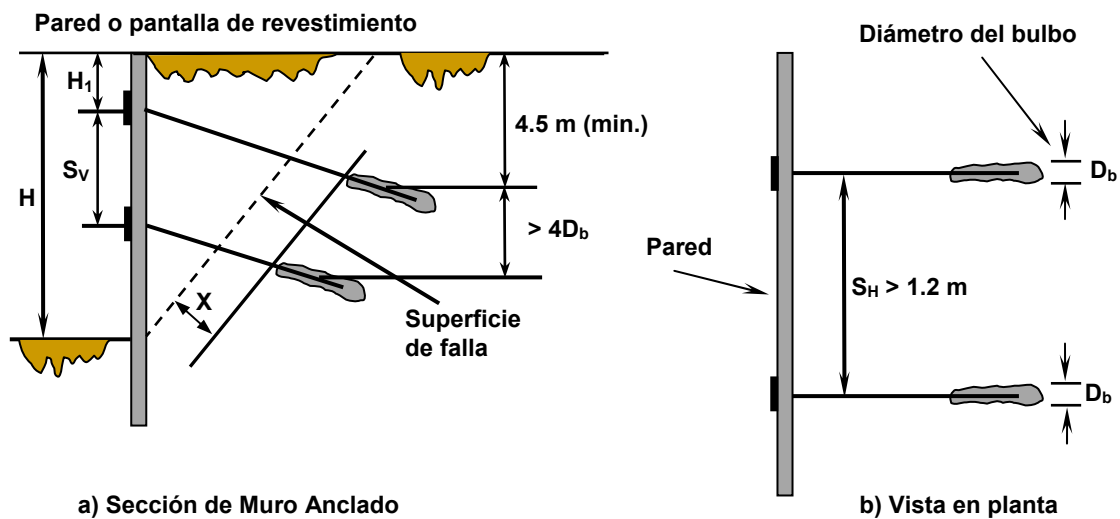


Figura 3.16. Espaciamiento mínimo entre anclajes en el muro anclado.

Fuente: Ground Anchors and Anchored Systems, Geotechnical Engineering Circular N°4.

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 este capítulo 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 3.16 b). 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.

3.3.1.5.4 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.

3.3.1.5.5 DETERMINACIÓN DE LAS FUERZAS DE LOS ANCLAJES

Fuerzas de anclajes 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 3.17, la fuerza en el anclaje y la reacción en la base se calculan de la siguiente manera.

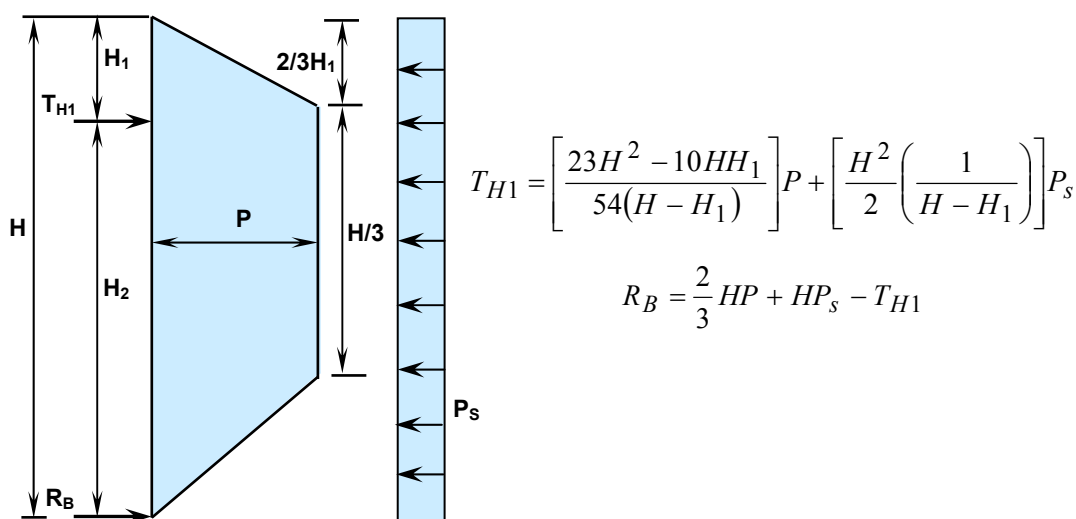
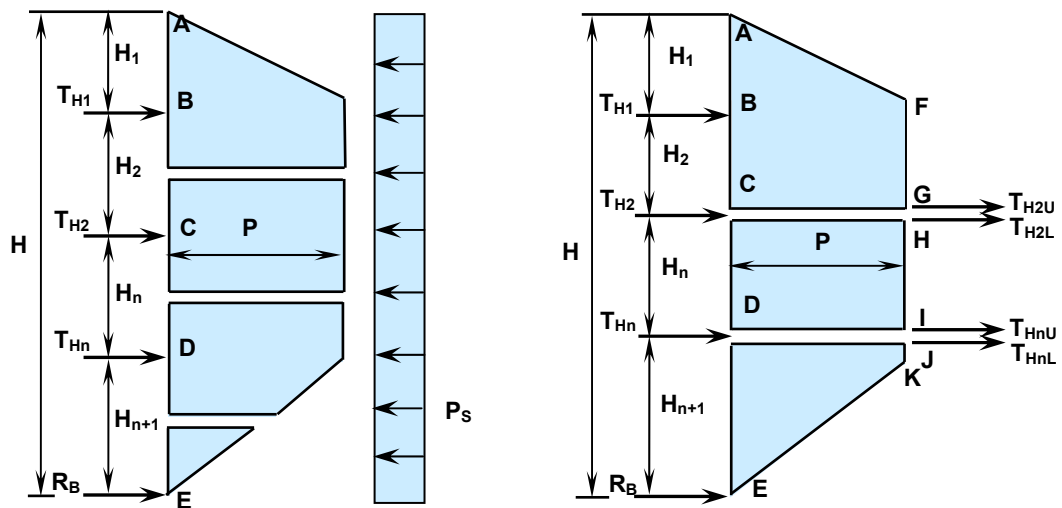


Figura 3.17. Muro con un nivel de anclajes en suelo granular.

Fuente: Ground Anchors and Anchored Systems, Geotechnical Engineering Circular N°4.



a) METODO DE AREA TRIBUTARIA

$$\begin{aligned}
 T_{H1} &= \text{Calculada con } H_1 \text{ y } H_2/2 \\
 T_{H2} &= \text{Calculada con } H_2/2 \text{ y } H_n/2 \\
 T_{Hn} &= \text{Calculada con } H_n/2 \text{ y } H_{n+1}/2 \\
 R_B &= \text{Calculada con } H_{n+1}/2
 \end{aligned}$$

b) METODO DE BISAGRAS

$$\begin{aligned}
 T_{H1} &= \text{Calculada como } \sum M_C = 0 \\
 T_{H2U} &= \text{Presión total de tierras (ABGF) - } T_{H1} \\
 T_{H2L} &= \text{Calculada como } \sum M_D = 0 \\
 T_{HnU} &= \text{Presión total (CDIH) - } T_{H2L} \\
 T_{HnL} &= \text{Calculada como } \sum M_E = 0 \\
 R_B &= \text{Presión total - } T_{H1} - T_{H2} - T_{Hn} \\
 T_{H2} &= T_{H2U} + T_{H2L} \\
 T_{Hn} &= T_{HnU} + T_{HnL}
 \end{aligned}$$

Figura 3.18. Métodos para calcular la fuerza de anclaje a diferentes niveles del muro
Fuente: Ground Anchors and Anchored Systems, Geotechnical Engineering Circular N°4.

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 3.18). 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 este capítulo se hace énfasis en el método de áreas tributarias por que representa mayor simplicidad en los cálculos.

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:

$$T_{H1} = \left[\left(\frac{2}{3} \right) H_1 + \left(\frac{1}{2} \right) H_2 \right] \cdot P + \left(H_1 + \frac{H_2}{2} \right) \cdot P_s$$
$$T_{H2} = \left[\left(\frac{1}{2} \right) H_2 + \left(\frac{1}{2} \right) H_n \right] \cdot P + \left(\frac{H_2}{2} + \frac{H_n}{2} \right) \cdot P_s$$
$$T_{Hn} = \left[\left(\frac{1}{2} \right) H_n + \left(\frac{23}{48} \right) H_{n+1} \right] \cdot P + \left(\frac{H_n}{2} + \frac{H_{n+1}}{2} \right) \cdot P_s$$

Y la fuerza de reacción en la base del muro se calcula como:

$$R_B = \left[\left(\frac{3}{16} \right) H_{n+1} \right] \cdot P + \left(\frac{H_{n+1}}{2} \right) \cdot P_s$$

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 debe ser diseñado para soportar la carga descrita antes del diagrama de presiones y también debe absorber el valor de la carga de reacción en la base.

Fuerzas de anclajes en arcillas de consistencias 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 anclajes en arcillas de consistencias blandas a medianamente blandas.

Para un muro con un solo nivel de anclajes y con una sobrecarga (P_s) tenemos:

$$T_{H1} = \frac{7}{8}PH - \frac{1}{2}PH_2 + P_s \left(H - \frac{1}{2}H_2 \right)$$

$$R_B = \frac{1}{2}PH_2 + \frac{1}{2}P_sH_2$$

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 3.16 y 3.17 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 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:

$$T_D = \frac{T_H \times S_H}{\cos \psi}$$

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 3.19.

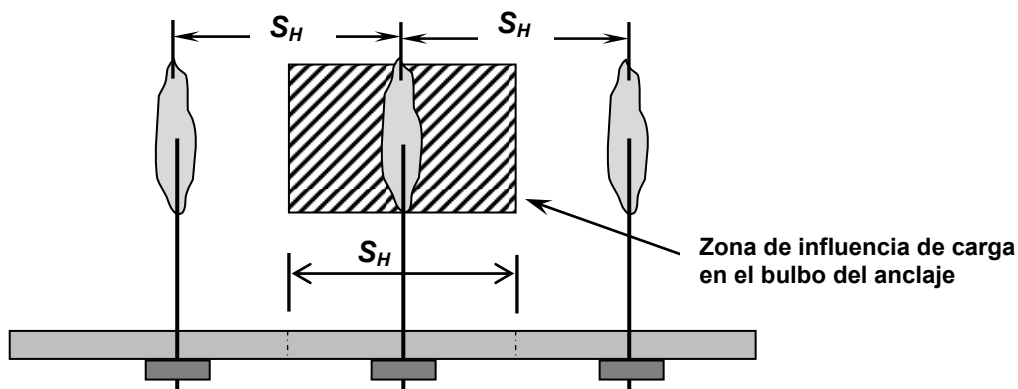


Figura 3.19. Separación horizontal de los anclajes y zona de influencia de carga del anclaje.
Fuente: Ground Anchors and Anchored Systems, Geotechnical Engineering Circular N°4.

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)

3.3.1.5.6 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 obtenida de la tabla 3.2 cuyos valores toman en cuenta la adherencia y fricción del suelo. Estos valores consideran los siguientes aspectos:

- El valor de “**N**” del ensayo **SPT**.
- Un diámetro pequeño de agujero perforado (10 a 15 cm).
- Un anclaje común de eje recto cuya lechada es inyectada por gravedad o presiones pequeñas.

TABLA 3.2: 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

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** ó mayor (Sabatini y otros, 1998):

$$T_{\max} = \frac{l_b Q_u}{FS} \Rightarrow l_b = \frac{T_{\max} FS}{Q_u}$$

Dónde:

Q_u = Capacidad de carga última de transferencia del bulbo del anclaje (KN/m)

T_{\max} = Carga máxima de diseño (KN)

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 3.3. 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) y el ensayo triaxial de la roca (ASTM D 2664-95a).

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.

TABLA 3.3. 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

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:

$$L_T = L_L + l_b$$

Estas longitudes de bulbo deben ser comparados con las ecuaciones de capacidad última de los anclajes, P_u , presentados por Weatherby, (ver anexos tabla A3.1). En donde dicho valor debe ser considerado como la carga de diseño, T_D , multiplicada por un factor de seguridad ($FS = 2.0$).

3.3.1.6 ESTABILIDAD GLOBAL DE UN MURO ANCLADO *

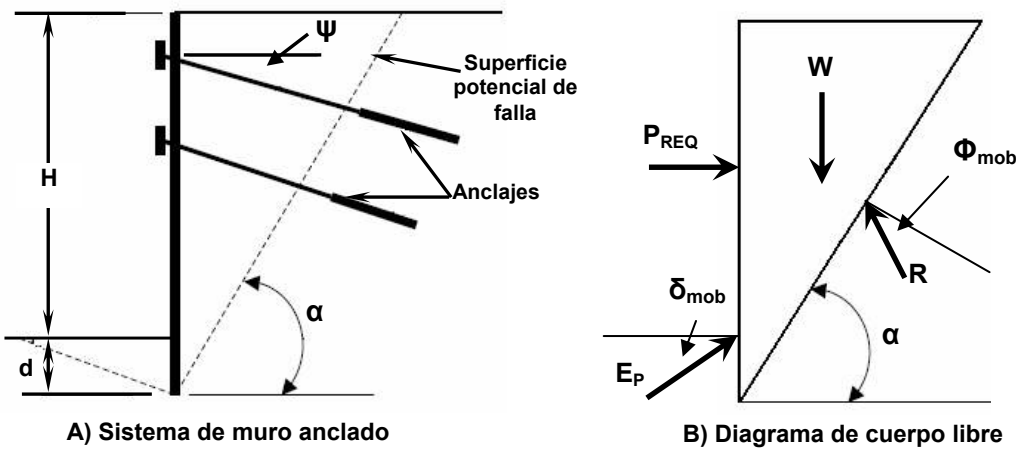
Los tipos de estabilidad que deben analizarse en una estructura anclada son: La estabilidad interna, estabilidad en la base del muro y estabilidad externa.

3.3.1.6.1 ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD INTERNA DEL SISTEMA DEL MURO ANCLADO

Tal como se describe en el documento FHWA-SA-99-015 (Sabatini, Bachus, 1999), puede utilizarse el método de equilibrio de fuerzas mediante el análisis de una cuña de suelo deslizante para encontrar la carga total horizontal necesaria para proveer estabilidad a una excavación o corte vertical.

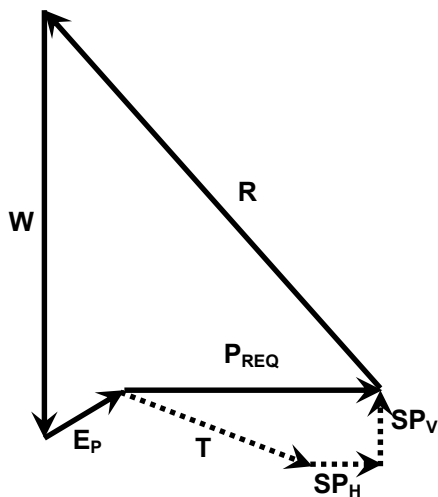
Un ejemplo de una superficie de falla, el diagrama de cuerpo libre y el diagrama de vectores de fuerzas que actúan en dicha cuña se muestran en la figura 3.20 para un muro de altura H con suelo detrás y delante de la pantalla de revestimiento, caracterizado por un ángulo de fricción efectivo, Φ_{mob} . Se asume que la superficie crítica potencial de falla pasa delante de la zona del bulbo de tal manera que las cargas completas del ancla contribuyan a la estabilidad del muro. La resistencia al corte del suelo es afectada por un factor de seguridad, tal que $\Phi_{mob} = \tan^{-1}(\tan\Phi/FS)$. Se asume que la resistencia pasiva movilizada se desarrolla con la altura total empotrada del muro, d . Para la superficie de falla asumida, el ángulo de fricción interna de la interfaz, δ_{mob} igual a Φ_{mob} puede ser usado para calcular el coeficiente de presión pasiva de tierra.

* La estabilidad global para todos los sistemas a desarrollar en este trabajo de graduación no se realizara por ser un problema de taludes, y por lo tanto no está en los alcances del mismo



A) Sistema de muro anclado

B) Diagrama de cuerpo libre



C) Polígono de fuerzas

TERMINOLOGÍA

H	=	Altura del muro (m)
d	=	Profundidad de empotramiento (m)
W	=	Peso del suelo (KN/m)
R	=	Componente friccionante de la resistencia del suelo (KN/m)
P_{REQ}	=	Carga de presión necesaria para estabilizar el corte (KN/m)
E_P	=	Fuerza resultante de presión pasiva (KN/m)
T	=	Fuerza total del ancla (KN/m)
SP_H	=	Fuerza horizontal resistente del muro (KN/m)
SP_V	=	Fuerza vertical resistente del muro (KN/m)
ϕ	=	Ángulo de fricción interna del suelo ($^\circ$)
δ_{mob}	=	Ángulo de fricción en la interfaz suelo-muro ($^\circ$)
ψ	=	Ángulo de inclinación de las anclas ($^\circ$)
α	=	Ángulo de inclinación de superficie potencial de falla ($^\circ$)
ξ	=	Relación d/H

Figura 3.20. Método de equilibrio de fuerzas para estabilidad de muros anclados.

Fuente: Methods Used in Tieback Wall Design and Construction To Prevent Local Anchor Failure, Strom, Ebeling, 2002.

En el análisis, P_{REQ} representa la fuerza horizontal externa requerida para estabilizar un corte vertical. Esta fuerza representa la resistencia combinada que produce la componente horizontal de la fuerza en el anclaje, $T_D \cos \psi$ y la resistencia lateral producida por la parte empotrada del muro, SP_H . La suposición de que P_{REQ} es horizontal implica que la resistencia vertical producida por la parte empotrada del muro,

SP_V , es igual en magnitud y opuesta a la componente vertical de la carga en el anclaje, $T_D \sin \psi$. La fuerza requerida P_{REQ} es calculada así:

$$P_{REQ} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\frac{(1 + \xi)^2}{\tan \alpha - \tan \beta} - K_{Pmob} \xi^2 \left(\sin \delta_{mob} + \frac{\cos \delta_{mob}}{\tan(\alpha - \phi_{mob})} \right) \right] \tan(\alpha - \phi_{mob})$$

La solución es iterativa para encontrar el ángulo de la superficie potencial de falla " α " (generalmente se encuentra próximo al valor de $45^\circ + \phi_{mob}/2$ y la altura empotrada " d " hasta que el valor más grande de P_{REQ} sea encontrado. El valor para K_{Pmob} en la ecuación anterior está basada suponiendo que la falla que surge en la parte inferior del corte de la parte pasiva del suelo tiene la forma de una espiral logarítmica. El coeficiente pasivo, K_{Pmob} , puede ser obtenido para una solución de espiral logarítmica (Ebeling y Morrison, 1992). Esta misma información también es proporcionada por el Departamento de la Marina de Estados Unidos en NAVFAC (1982) y en FHWA-RD-98-065. La carga P_{REQ} puede ser convertida a una envolvente de presión aparente para calcular las cargas de las anclas. Una discusión más detallada sobre el empleo de este método simplificado es proporcionada en FHWA-RD-98-065.

Simplificación de estabilidad interna según Terzaghi y Peck

Este puede ser determinado con la ecuación de la carga de presión total de la tierra determinada por métodos clásicos de carga de presión aparente de tierras de Terzaghi y Peck y solo puede ser utilizado para un diseño sin control de desplazamientos, es decir cuando se diseña para condiciones activas ($FS = 1.3$).

El ángulo ϕ_{mob} , es el único valor que puede ser usado por el análisis de equilibrio límite para obtener una carga total, P_{REQ} , utilizada en la ecuación de Rankine. De igual manera, la carga total puede ser obtenida por los diagramas aparentes de presión de Terzaghi y Peck.

- Por los métodos clásicos de Rankine

$$P_{REQ} = 0.5K_{Amob}\gamma H^2$$

- Por Terzaghi y Peck

$$P_{REQ} = 0.65K_A\gamma H^2$$

Igualando las ecuaciones anteriores tenemos ($0.65K_A = 0.5K_{Amob}$), ϕ_{mob} puede determinarse como:

$$\tan\left(45 - \frac{\phi_{mob}}{2}\right) = 1.3 \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \Rightarrow \phi_{mob} = 2\left[45 - \tan^{-1}\left(\sqrt{1.3} \tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)\right)\right]$$

Entonces el factor de seguridad para la estabilidad interna es:

$$FS = \frac{\tan \phi}{\tan \phi_{mob}} = 1.3$$

Los valores de P_{REQ} deben ser iguales o menores que la carga total calculada previamente para el diseño del muro anclado, ya que estos son los valores mínimos para estabilizar el corte.

Comentario sobre longitud libre en estabilidad interna

Luego de realizar el cálculo de la estabilidad interna del muro anclado, es importante revisar la longitud libre propuesta en la parte inicial del diseño, con la condición que ahora la nueva superficie de falla debe pasar a una inclinación α , determinada en base a un valor de d , el cual estará representado por la profundidad de empotramiento a la cual se registra el *mayor valor de P_{REQ}* (ver figura 3.21).

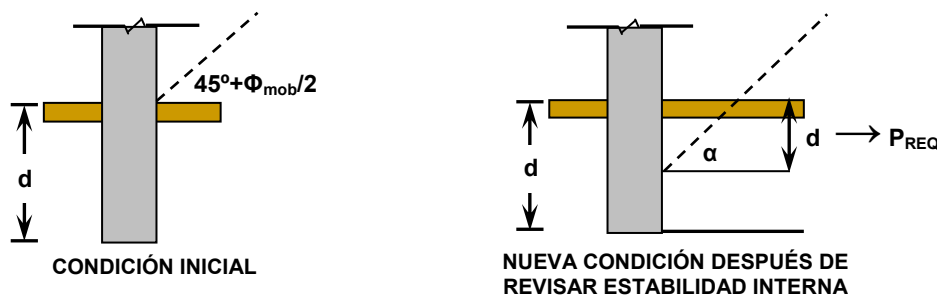


Figura 3.21. Ubicación de superficie de falla en condición inicial y luego de estabilidad interna.

Fuente: Especificaciones AASHTO para diseño de puentes por el método LRFD, sección 11.9

En el caso que la longitud inicial calculada sea menor que la calculada por estabilidad interna, entonces debe re-calcularse con la nueva superficie de falla y siempre debe adicionarse el valor de X (el mayor valor de $1.50 m$ y $0.2H$).

3.3.1.6.2 ESTABILIDAD EN LA BASE DEL MURO PARA SUELOS ARCILLOSOS

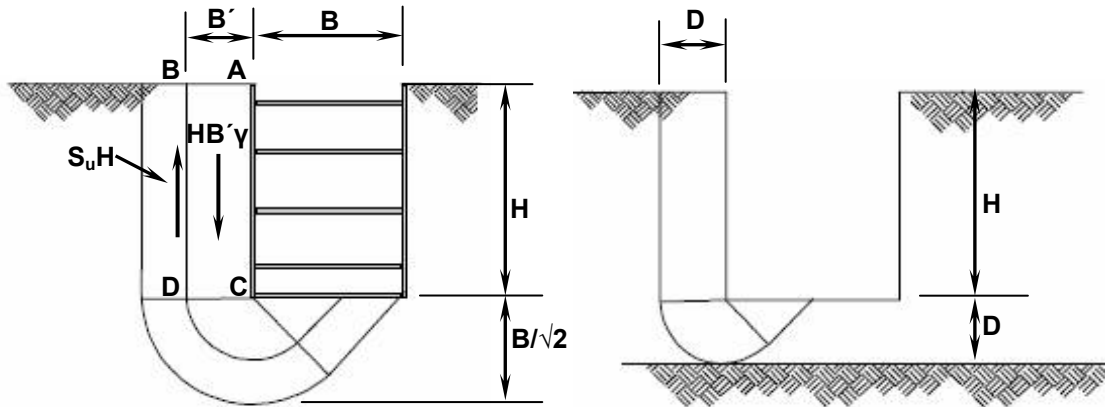
Los modos de falla más comunes en lo que concierne a este tipo de estabilidad incluyen el efecto de levantamiento en la base de excavaciones que se generan en suelos cohesivos y el efecto de erosión para excavaciones en suelos no cohesivos. El levantamiento ocurre cuando los suelos en la base de la excavación son relativamente débiles comparados a las presiones inducidas por el lado de la excavación que está retenida. El efecto de levantamiento puede ser un tema crítico para sistemas temporales anclados construidos en arcillas de consistencia suave a media, pero no es considerado crítico para otros tipos de suelo.

Evaluación del efecto de levantamiento en el fondo de la excavación para arcillas blandas a arcillas medianamente blandas.

Un efecto significativo de levantamiento en la base y los aumentos sustanciales en las presiones laterales de la tierra ocurren cuando el peso del suelo retenido se acerca o excede la capacidad de carga del suelo en la base de la excavación. Los métodos tradicionales para evaluar el efecto de levantamiento en la base están basados en el funcionamiento de excavaciones apuntaladas en arcillas de consistencias suaves a medias. Estos métodos de análisis de excavaciones apuntaladas probablemente producirán resultados conservadores para muros anclados dado que el mecanismo de falla no considera la resistencia al corte proporcionado por el anclaje. La figura 3.22, muestra una excavación apuntalada de profundidad " H " y un ancho " B ". El bloque de suelo retenido ejerce una presión vertical " q " sobre la línea " CD " igual a su peso menos la resistencia al corte del suelo a lo largo del plano " BD ". La capacidad de soporte de un suelo cohesivo es igual a $N_c s_u$, donde N_c es el factor por capacidad de carga.

Para cortes de longitud infinita, el factor de seguridad contra el efecto de levantamiento en la base puede ser estimado como el rango entre la capacidad de carga y la carga de presión actuante:

$$FS = \frac{N_c s_u}{H \left(\gamma - \frac{s_u}{B'} \right)}$$



a) Planos de falla en excavaciones de arcillas suaves

b) Plano de falla, estrato duro debajo de la excavación

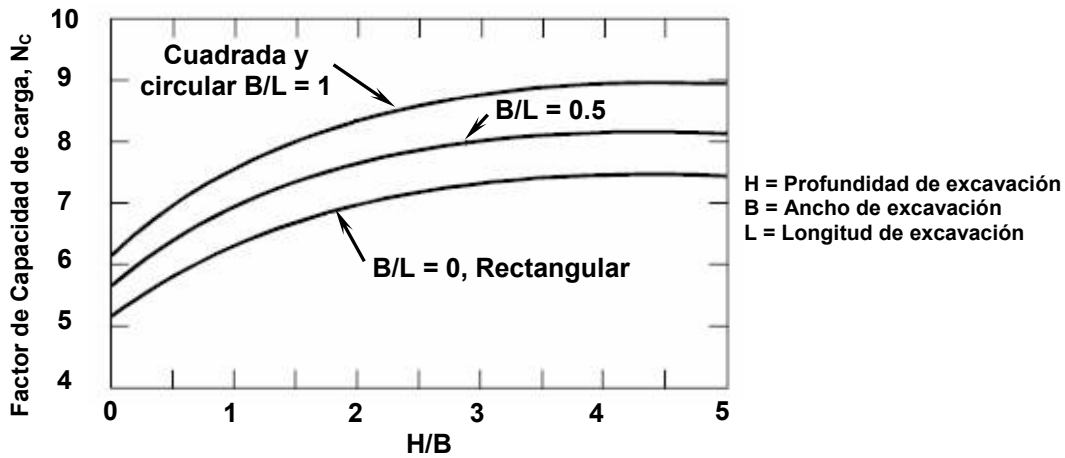


Figura 3.22. Perfil de asentamientos de tierras detrás del muro anclado.

Fuente: Ground Anchors and Anchored Systems, Geotechnical Engineering Circular N°4.

Basándose en la geometría de la superficie de falla, B' no debe exceder $B/\sqrt{2}$.

Además, el mínimo factor de seguridad para la ecuación anterior es:

$$FS = \frac{N_c s_u}{H \left(\gamma - \frac{s_u \sqrt{2}}{B} \right)}$$

El ancho, B' , está restringido si un estrato rígido está cerca del fondo del corte. Para este caso, B' es igual a la profundidad D . Sustituyendo D por B' nos queda:

$$FS = \frac{N_c s_u}{H \left(\gamma - \frac{s_u}{D} \right)}$$

En relación a diseños de muros anclados en depósitos superficiales, la ecuación anterior puede ser usada sin problemas. Sin embargo, en depósitos de moderadas profundidades donde el ancho de la excavación es muy grande, la contribución de la resistencia al corte en el exterior del bloque de falla es insignificante y las ecuaciones anteriores se reducen a:

$$FS = \frac{N_c}{\frac{\gamma H}{s_u}} = \frac{N_c}{N_s} \quad \text{Dónde: } N_s = \frac{\gamma H}{s_u}$$

Dónde N_s es el número de estabilidad.

El factor de capacidad de carga usado en la ecuación anterior es afectado por la relación de altura/ancho (H/B) y por las dimensiones del corte (B/L). Los valores del factor de capacidad de carga, N_c , propuesto por Janbu et al. (1956) para el análisis de equilibrio pueden ser usados en la ecuación anterior y se muestran en la figura 3.22. Note que en esta figura los valores de N_c son mayores para excavaciones construidas en longitudes cortas comparados con la longitud entera de excavación.

La práctica corriente dice que debe usarse un factor mínimo de seguridad contra el efecto de levantamiento en la base de **2.5** para instalaciones permanentes y **1.5** para instalaciones de soporte temporal de excavaciones. Cuando el factor de seguridad disminuye, las cargas de tierra sobre el ancla más baja aumentan. Los factores de seguridad debajo de estos valores indican que procedimientos más rigurosos como los métodos de equilibrio límite o el método de Henkel deberían ser usados para evaluar presiones de tierra de diseño.

3.3.1.6.3 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EXTERNA

La aproximación simplificada de la estabilidad externa esta descrita en la FHWA-RD-98-065 y en Strom y Ebeling (2001), en la cual se trata la estabilidad externa del muro

anclado en un estrato de suelo homogéneo y que posee una sobrecarga uniforme, la cual es transformada a altura de suelo equivalente (n).

La estabilidad externa de un sistema de muro anclado es determinada asumiendo que el plano potencial de deslizamiento pasa detrás del ancla y en la parte inferior de la pared. Ya que las anclas son espaciadas a una distancia horizontal, S_H (en planta), la superficie de falla potencial puede asumir una forma tridimensional, más que la forma de 2-D usada con una base idealizada para el análisis siguiente, sin embargo es una buena aproximación y muy conservadora. Cuando una superficie de 2-D es usada para aproximar una superficie de falla en 3-D, comúnmente es asumido que dicha superficie atraviesa el bulbo desde la parte inferior una distancia $S_H/3$, como se muestra en la Figura 3.23.

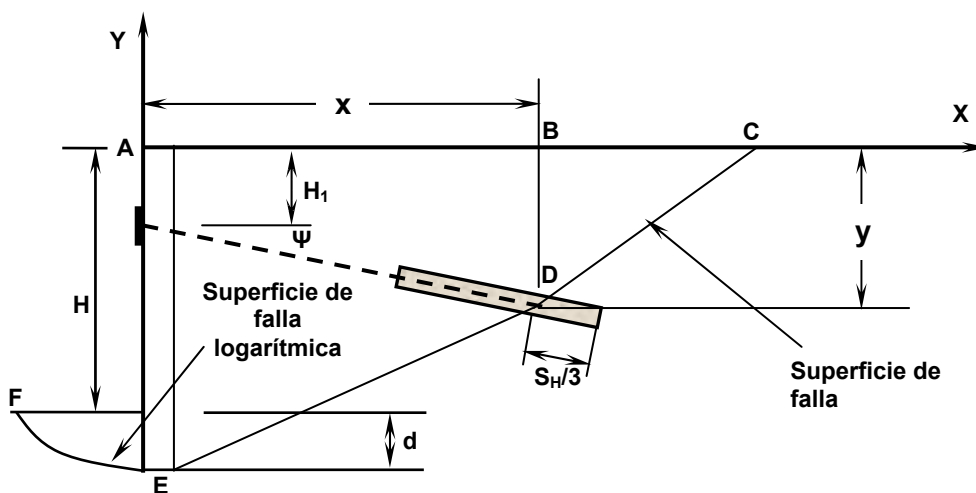


Figura 3.23. Superficies de falla asumida para la estabilidad externa.

Fuente: Methods Used in Tieback Wall Design and Construction To Prevent Local Anchor Failure, Strom, Ebeling, 2002.

Las fuerzas que se muestran sobre la masa de suelo son observadas en el diagrama de vectores (figura 3.24) y actúan sobre el área ABCDEF de la figura 3.23. De estas fuerzas, el peso de la masa de suelo actúa hacia abajo con una magnitud igual a W . Sobre la cara izquierda (AE), la resistencia pasiva del suelo movilizada, E_{Pmob} , actúa en un ángulo movilizado de fricción entre suelo y muro, δ_{mob} , por lo que el coeficiente de presión pasiva movilizada K_{Pmob} se puede calcular con la fórmula convencional de

Coulomb tomando algunas consideraciones. Además, dicho coeficiente puede ser ploteado del gráfico de la Figura 3.25, propuesto por Caquot y Kerisel, FHWA-RD-98-065.

El empuje activo, E_A , se asume que actúa sobre la cara derecha vertical (BD), detrás de la superficie de falla y es calculada con la teoría de Rankine. Sobre la cara inferior (DE), la resistencia de suelo actúa en un ángulo, ϕ_{mob} , perpendicular al plano de falla. El ángulo de fricción de interfaz, δ , se asume con un valor de cero para la presión activa del suelo, E_A . Por lo que, según Strom y Ebeling (2002) $\delta = \delta_{mob} = \phi_{mob}$.

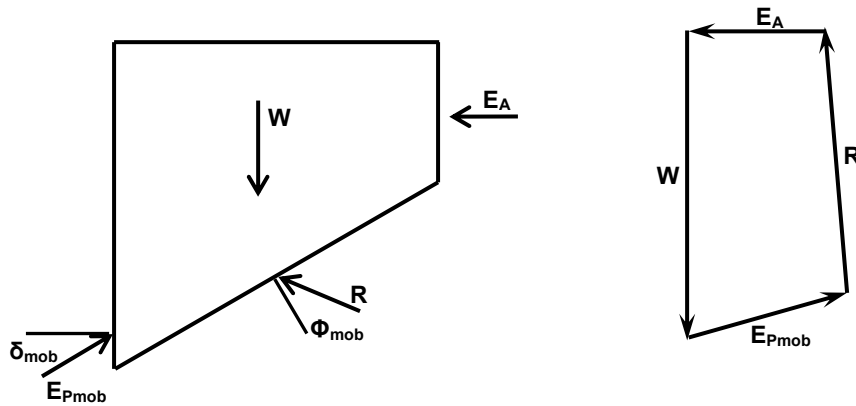


Figura 3.24. Fuerzas que actúan sobre la cuña detrás del muro anclado.
Fuente: Methods Used in Tieback Wall Design and Construction To Prevent Local Anchor Failure, Strom, Ebeling, 2002.

El factor de seguridad para estabilidad externa (FS), se obtiene realizando una sumatoria de las fuerzas en ambas direcciones como se muestra a continuación:

- Sumatoria de fuerzas horizontales:

$$\sum F_x = E_A - E_{Pmob} \cos(\delta_{mob}) - R \sin(\phi_{mob} - \alpha) = 0$$

- Sumatoria de fuerzas verticales:

$$\sum F_y = W - E_{Pmob} \sin(\delta_{mob}) - R \cos(\phi_{mob} - \alpha) = 0$$

El empuje pasivo, E_P , es calculado asumiendo una superficie de falla logarítmica, por lo que el coeficiente de resistencia pasiva efectiva o movilizado es ploteado de la figura 3.25.

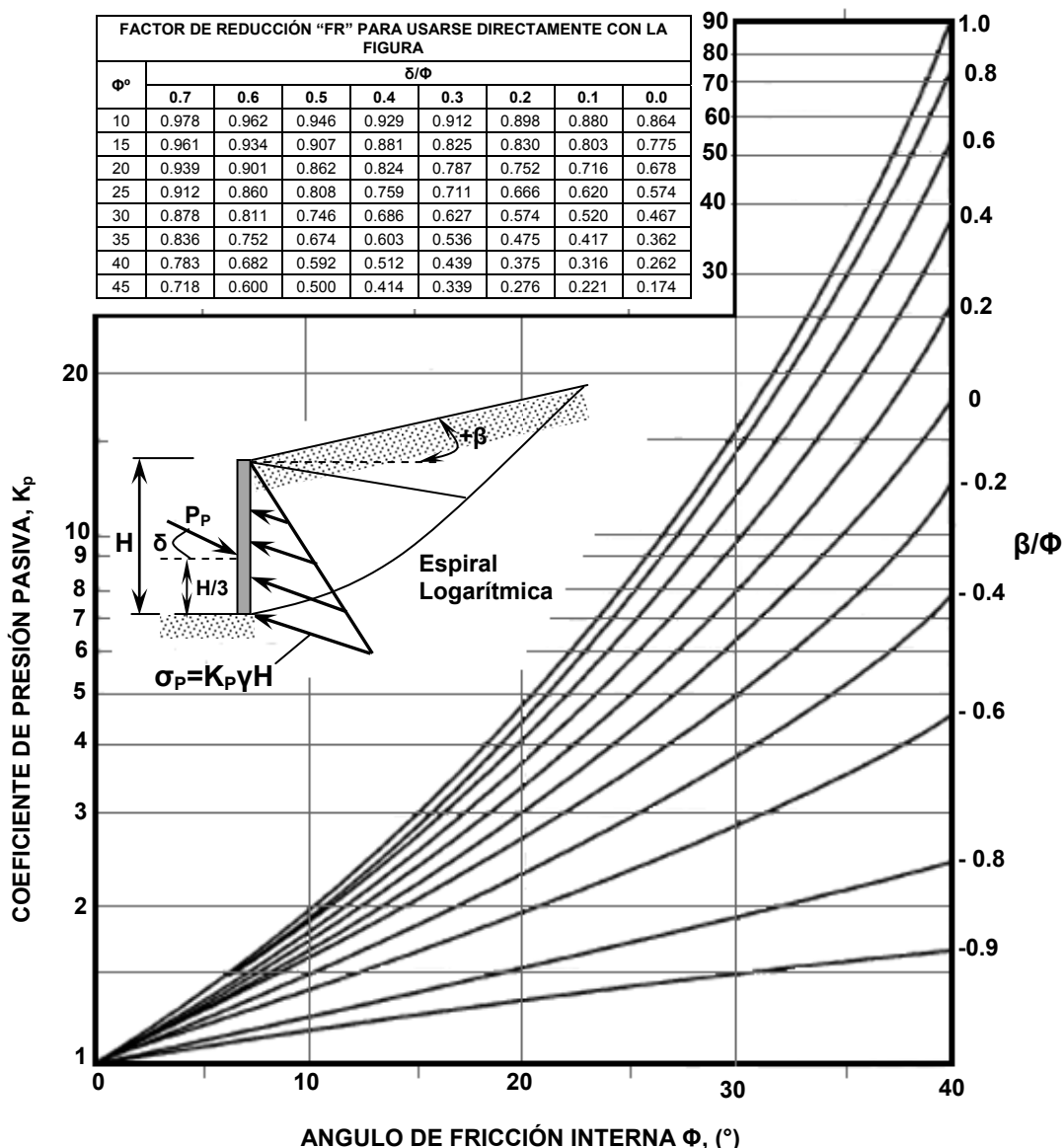


Figura 3.25. Diagrama para el cálculo del coeficiente pasivo con curvas $\delta/\phi = -1$.
Fuente: Simplified procedures for the desing of tall, stiff tiebacks walls, Strom and Ebeling, 2002

Nótese que la gráfica anterior está dada para valores de $\delta/\phi = -1$ ó $\delta_{mob}/\phi_{mob} = -1$, es decir para valores de $\phi = \delta$ y $\phi_{mob} = \delta_{mob}$, es por ello, que no es necesario utilizar los factores de reducción (FR), a menos que existan relaciones de $\phi = \delta < -1$.

La combinación de las dos ecuaciones anteriores es utilizada para obtener la ecuación de equilibrio límite, en donde se obtiene el ángulo ϕ_{mob} , que genera el equilibrio.

$$(1 + \xi + \lambda)X - K_{Pmob} \xi^2 \text{sen}(\delta_{mob}) + \frac{K_{Pmob} \xi^2 \cos(\delta_{mob}) - K_{Amob} \lambda^2}{\tan(\phi_{mob} - \alpha)} = 0$$

Dónde:

$$X = \frac{x}{H}, \quad \lambda = \frac{y}{H}, \quad \xi = \frac{d}{H}$$

Encontrando el factor de seguridad para la estabilidad externa es:

$$FS = \frac{\text{Tan}(\phi)}{\text{Tan}(\phi_{mob})} \geq 1.3 \text{ ó } 1.5$$

Es de hacer notar que la ecuación de estabilidad externa, es extremadamente sensible a los pequeños cambios en el plano de falla, por lo tanto, lo serán también ante pequeños cambios de “x” ó “y” ver figura 3.23.

Cuando la construcción del muro se realice en estratos rocosos u otros materiales bastante competentes la superficie de falla pasa justamente en la esquina del fondo del corte de la excavación. Por lo tanto, la ecuación anterior aplica, con la condición de que debe omitirse la resistencia pasiva que se genera en la parte empotrada del muro.

$$X(1 + \lambda) - \frac{K_A \lambda^2}{\tan(\phi - \alpha)} = 0 \quad \text{En donde: } \alpha = \tan^{-1} \left[\frac{(1 - \lambda)}{X} \right]$$

Para diferentes asunciones en el análisis de la estabilidad interna y externa y para diferentes ubicaciones de la superficie de falla pueden consultarse en los documentos FHWA-RD-98-065 (Long, Weatherby, Cording, 1998) y en el documento del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de Estados Unidos, ITL TR-02-10 de Strom y Ebeling (2002).

Observaciones sobre las superficies de falla para presión pasiva en análisis de la estabilidad interna y externa de muros anclados

Las teorías de Rankine y Coulomb se fundamentan en superficies planas de falla, sin embargo, en muros con presencia de fuerzas de fricción, estos fundamentos tienen ciertas limitantes en la práctica. Sin embargo, tomando en cuenta ciertas consideraciones se pueden obtener resultados similares a los reales esperados. La

naturaleza de las superficies de falla reales en el suelo difiere un poco, ya que son curvas y no planas como establece Coulomb.

Sin embargo, aunque las superficies reales de falla en el suelo para el caso de las presiones y empujes en *condiciones activas* son diferentes con respecto a los calculadas con Coulomb, los resultados no varían demasiado, por lo que la aproximación de Coulomb es válida y puede ser utilizada. En el caso de los empujes y presiones en *condiciones pasivas*, si el ángulo δ crece a valores mayores o diferentes de $2/3\Phi$, el método de Coulomb da valores erróneos, lo que conduce a calcular presiones y empujes pasivos mucho más grandes que los que en realidad genera la resistencia del suelo, conllevando a un posible sub-dimensionamiento en estructuras de retención.

Como se vio anteriormente, en el gráfico elaborado por Caquot y Kerisel, cuyas curvas están elaboradas para valores de $\delta_{mob} = \Phi_{mob}$ ó $\delta = \Phi$, se pueden obtener los coeficientes de presión pasivos para suelos granulares con cohesión nula. La razón por el cual se pueden utilizar estos valores de $\delta = \Phi$ es porque la superficie de falla asumida es de carácter curva (espiral logarítmica), lo que genera mejores aproximaciones a las condiciones reales de falla en el suelo aunque el valor de δ sea tan grande como Φ . Además, a partir de estas curvas se pueden obtener valores de K_p para relaciones diferentes de δ/Φ que sean menores que la unidad (nunca mayor) con sólo aplicar un factor de reducción **FR**. *Por otra parte, si se decide utilizar los fundamentos teóricos de Coulomb para calcular únicamente el valor de K_p que está involucrado en las ecuaciones de estabilidad interna y externa, se recomienda utilizar un valor de $\delta = (2/3)\Phi$ y no de $\delta = \Phi$, independientemente sea Φ ó Φ_{mob} para generar una aproximación más conservadora y estar del lado de la seguridad para evitar que se calculen presiones y empujes pasivos que serán de magnitudes erróneas.*

Comentario sobre longitud libre en estabilidad externa

Al igual que en la estabilidad interna, para la estabilidad externa también se debe corroborar las longitudes totales de los anclajes, ya que de ellas dependerá que se encuentre el valor de Φ_{mob} que genere un factor de seguridad mayor o igual al propuesto en el comienzo del análisis. Si se necesitara aumentar la longitud libre de los anclajes ya no sería necesario revisarlo por estabilidad interna, ya que sería el cálculo por estabilidad externa el que regiría el diseño, hasta que se revise la condición de sismo.

3.3.1.6.4 DETERMINACIÓN DE PROFUNDIDAD DE EMPOTRAMIENTO DE UN MURO ANCLADO

Determinación de profundidad de empotramiento en suelos cohesivos

Para los suelos cohesivos debe analizarse la condición a corto plazo y la condición a largo plazo para determinar la profundidad de empotramiento del muro anclado. El análisis consiste en revisar si la resistencia pasiva movilizada es suficiente para resistir la reacción en el pie del muro multiplicada por un factor de seguridad mínimo de **1.5**.

Condición a corto plazo (no drenada, $\phi = 0^\circ$, $s_u \neq 0$)

Para un muro continuo y bajo esta condición, el empuje pasivo, E_p , por unidad de longitud de muro es la siguiente:

$$E_p = (2s_u + \gamma d + 2s_u) \frac{d}{2} = 2s_u d + \frac{\gamma d^2}{2}$$

De acuerdo a la sección 6.2 de FHWA-RD-97-130 (sección 8.7.1 de Strom and Ebeling), la presión de Rankine debe ser aplicada en el otro lado del muro, es decir, en la parte retenida. Entonces, la resistencia neta está dada por la siguiente expresión:

$$E_p - E_A = FS \cdot R$$

En donde el factor de seguridad es **1.5** y la reacción, R_B (en unidades de fuerza por unidad de longitud), la cual se obtiene de las envolventes de presión de Terzaghi y

Peck desarrolladas en las secciones anteriores. El empuje activo por unidad de longitud del muro, E_A , se determina mediante la siguiente ecuación:

$$E_A = [\gamma H + 2s_u + \gamma(H + d) - 2s_u] \frac{d}{2} = \left[(\gamma H - 2s_u)d + \frac{\gamma d^2}{2} \right]$$

Entonces, la resistencia neta queda de la siguiente manera:

$$E_p - E_A = 4s_u d - \gamma H d$$

Posteriormente, se resuelve para encontrar la profundidad, d .

Condición a largo plazo (drenada, $\Phi \neq 0^\circ$, $s_u = 0$)

Bajo esta condición, el empuje o fuerza pasiva por unidad de longitud de muro, E_p , es:

$$E_p = \frac{1}{2} K_p \gamma d^2$$

En donde, de manera conservadora asumimos cero el valor del ángulo de fricción en la interfaz suelo-muro ($\delta = 0^\circ$), haciendo factible utilizar la expresión propuesta por Rankine para el cálculo del coeficiente de presión pasiva:

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

Siempre en concordancia con la sección 6.2 de FHWA-RD-97-130 (sección 8.7.1 de Strom and Ebeling), la resistencia neta es:

$$E_p - E_A = FS \bullet R$$

Donde el factor de seguridad es **1.5**. El empuje activo por unidad de longitud de muro, E_A , está dada por la siguiente fórmula:

$$E_A = K_A [\gamma H + \gamma(H + d)] \frac{d}{2} = K_A \left[(\gamma H)d + \frac{\gamma d^2}{2} \right]$$

Asumiendo cero el ángulo de fricción en la interfaz suelo-muro ($\delta = 0^\circ$) y utilizando la teoría de Rankine, tenemos:

$$K_p = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$$

La resistencia neta queda definida de la siguiente manera:

$$E_p - E_A = \frac{1}{2} K_p \gamma d^2 - K_A \left[(\gamma H) d + \frac{1}{2} \gamma d^2 \right]$$

Luego se resuelve para encontrar el valor de la profundidad de empotramiento, d .

Posteriormente, esta profundidad deberá compararse con la profundidad de empotramiento recomendada en el análisis de estabilidad interna del muro anclado y se tomará la más grande.

Determinación de profundidad de empotramiento en suelos granulares

Para los suelos granulares, se realizará el mismo análisis que para las arcillas bajo condición a largo plazo, es decir, el ángulo de fricción interna del suelo, ϕ , será diferente de cero y la resistencia al corte, s_u , será nula.

Posteriormente, esta profundidad deberá compararse con la profundidad de empotramiento recomendada en el análisis de estabilidad interna del muro anclado y se tomará la más grande.

3.3.1.6.5 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD INTERNA EN CONDICIÓN SÍSMICA

Los muros anclados pueden ser evaluados con las teorías de diseño por sismo convencionales. Es por esto que 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. La teoría de Mononobe – Okabe establece las siguientes asunciones:

- El empuje activo total actúa detrás del muro anclado.

- El muro es considerado como un elemento 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 muro.
- El relleno está completamente drenado y es un suelo sin cohesión.

De acuerdo a Ebeling y Morrison, 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:

$$E_{AE} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{AE} (1 - k_v) \left\{ 1 + \frac{2q_s}{\gamma H} \left[\frac{\cos \theta}{\cos (\beta - \theta)} \right] \right\}$$

Dónde:

- E_{AE} = Fuerza total de empuje activo combinado (KN/m)
 K_{AE} = Coeficiente de presión de tierras activo combinado
 q_s = Presión de sobrecarga (KN/m²)
 θ = Ángulo de la cara del muro con respecto a la vertical (°)
 β = Ángulo de la pendiente del suelo retenido (°)
 γ = Peso volumétrico del suelo (KN/m³)

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 diferencia entre el empuje activo combinado (E_{AE}) y el empuje activo gravitacional (E_A).

$$E_{AE} = E_A + E_E \Rightarrow E_E = E_{AE} - E_A$$

Dónde:

- E_{AE} = Fuerza total de empuje activo combinado (KN/m)
 E_A = Fuerza total de empuje activo (KN/m)
 E_E = Fuerza total de empuje sísmico (KN/m)

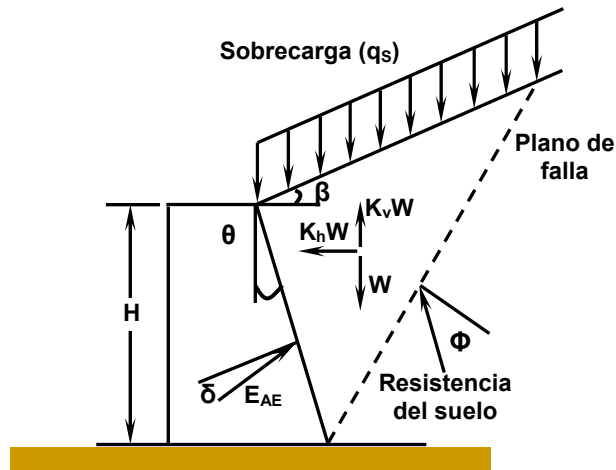


Figura 3.26. Análisis de un muro bajo condiciones de sismo.
Fuente: Ground Anchors and Anchored Systems, Geotechnical Engineering Circular N°4

En el caso de un muro común (ver figura 3.26), la ecuación para calcular el coeficiente de presiones activas combinadas, 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 los anexos **A2.6 - A2.10** se pueden encontrar valores para el coeficiente de Mononobe–Okabe, K_{AE} , con un coeficiente sísmico horizontal k_h de **0.16**, para diferentes ángulos de fricción interna e inclinaciones del paramento interno del muro.

En donde el ángulo que relaciona los coeficientes sísmicos horizontal y vertical (ω_1) se calcula de la siguiente manera:

$$\omega_1 = \tan^{-1} \left(\frac{k_h}{1 - k_v} \right)$$

Dónde:

ω_1 = Ángulo de relación entre coeficientes sísmicos horizontal y vertical (°)

k_h = Coeficiente sísmico horizontal

k_v = Coeficiente sísmico vertical

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 (ver figura 3.27), para las cuales está determinado el valor de los coeficientes sísmicos horizontales y verticales. La tabla 3.4 muestra los valores de los coeficientes sísmicos aplicables a nuestro país.

TABLA 3.4. 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



Figura 3.27. Zonificación sísmica de El Salvador.

Fuente: Norma Especial para Diseño y Construcción de Viviendas, El Salvador, 1993.

Como ya se conoce, 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 anclada, mientras que el empuje por sismo se ubica a dos tercios de la altura del muro.

Al igual que en la condición en reposo, la carga total de tierra por condición activa (empuje activo) se transforma a un diagrama de presión de tierras trapezoidal:

$$P = \frac{T_L}{H - \frac{1}{3}H_1 - \frac{1}{3}H_{n+1}} = \frac{\frac{1}{2}K_A \gamma H^2}{H - \frac{1}{3}H_1 - \frac{1}{3}H_{n+1}}$$

Entonces, la nueva configuración de diagramas se muestra en la figura 3.28:

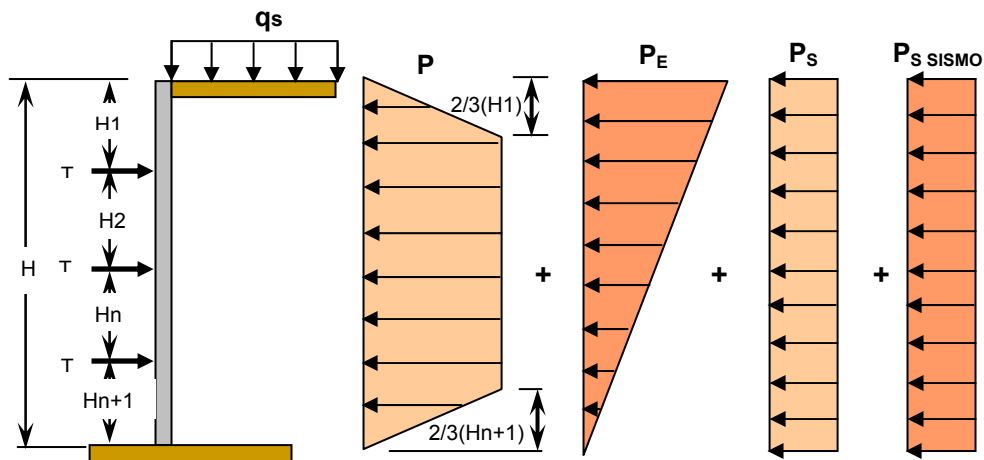


Figura 3.28. Diagramas de presión actuantes para la condición sísmica.

Como se observa en la figura 3.28, lo que se transformó fue solamente el empuje activo, dejando el empuje por sismo tal y como es concebido. Entonces se procede a calcular las fuerzas en la primera fila de anclajes (voladizo) con las mismas expresiones que se dedujeron para la condición en reposo (incluyen sobrecarga), con la salvedad que ahora la presión que estabiliza el corte (**P**) no estará en reposo, sino que en condición activa:

$$T_{H1AQ} = \left(\frac{2}{3}H_1 + \frac{1}{2}H_2 \right) P + \left(H_1 + \frac{1}{2}H_2 \right) P_s$$

El cálculo de la fuerza horizontal de la primera fila de anclajes por acción de sismo se calcula también usando el método de áreas tributarias como se muestra en la figura 3.29.

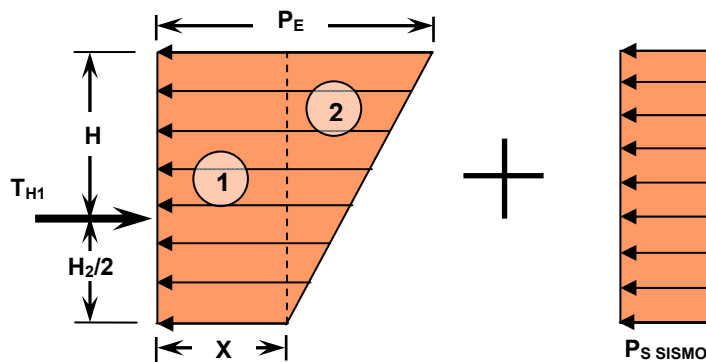


Figura 3.29. Área tributaria de diagramas de presión sismo con sobrecarga para el cálculo de fuerza en el primer anclaje.

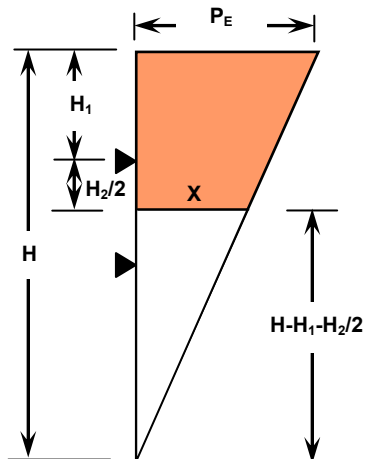
Entonces, la fuerza horizontal *sin sobrecarga* se calcula así:

$$T_{H1E} = X \left(H_1 + \frac{1}{2} H_2 \right) + \frac{1}{2} (P_E - X) \left(H_1 + \frac{1}{2} H_2 \right)$$

$$T_{H1E} = \frac{1}{2} X (2H_1 + H_2) + \frac{1}{4} P_E (2H_1 + H_2) - \frac{1}{4} X (2H_1 + H_2)$$

$$T_{H1E} = \frac{1}{4} (2H_1 + H_2) (X + P_E)$$

Ahora mediante semejanza de triángulos encontramos "X" (ver figura 3.30)



POR SEMEJANZA DE TRIÁNGULOS TENEMOS

$$\frac{X}{P_E} = \frac{H - H_1 - \frac{1}{2} H_2}{H}$$

$$X = \frac{P_E \left(H - H_1 - \frac{1}{2} H_2 \right)}{H}$$

$$X = \frac{P_E (2H - 2H_1 - H_2)}{2H}$$

Figura 3.30. Relación de triángulos semejantes para encontrar la presión a la mitad del claro entre anclajes.

Ahora sustituyendo en la ecuación de T_{H1E} , el valor correspondiente de "X", tenemos:

$$T_{H1E} = \frac{1}{4}(2H_1 + H_2) \left[\frac{P_E(2H - 2H_1 - H_2)}{2H} + P_E \right]$$

Luego de reducir aún más la expresión, se obtiene:

$$T_{H1E} = \frac{1}{8H} P_E (2H_1 + H_2) (4H - 2H_1 - H_2)$$

$$T_{H1E} = \frac{1}{2H} P_E \left(H_1 + \frac{1}{2} H_2 \right) \left(2H - H_1 - \frac{1}{2} H_2 \right)$$

El efecto de sobrecarga de sismo es:

$$T_{H1s\ sismo} = \left(P_{s\ sismo} \right) \left(H_1 + \frac{1}{2} H_2 \right)$$

Entonces las fuerzas sumadas dan como resultado lo siguiente:

$$T_{H1EQ} = \frac{1}{2H} P_E \left(H_1 + \frac{1}{2} H_2 \right) \left(2H - H_1 - \frac{1}{2} H_2 \right) + P_{s\ sismo} \left(H_1 + \frac{1}{2} H_2 \right)$$

3.3.1.6.6 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EXTERNA EN CONDICIÓN SÍSMICA

ANÁLISIS PSEUDO-ESTÁTICO

La estabilidad externa de un muro anclado es evaluada realizando el análisis de estabilidad de equilibrio límite pseudo estático del sistema del muro. Las superficies de falla analizadas deberían pasar delante de la zona de anclaje (longitud del bulbo) y bajo el pie o base del muro. El análisis pseudo estático proporcionará la ubicación de la o las superficies de falla críticas. La ubicación de la superficie crítica de falla sirve para verificar las longitudes de los anclajes propuestas en la condición estática. La longitud del bulbo debe estar ubicada afuera de la superficie de falla de Mononobe-Okabe. A medida que la aceleración del suelo se incrementa, la pendiente de la superficie de falla se va volviendo más plana de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$\rho_A = (\phi - \omega_1) + \tan^{-1} \left(\frac{\sqrt{A(A^2 + 1)(A + B)} - A^2}{1 + B(A^2 + 1)} \right)$$

$$A = \tan(\phi - \beta - \omega_1)$$

$$B = \tan(\delta + \beta + \omega_1)$$

Dónde:

ϕ = Ángulo de fricción interna del suelo (°)

Θ = Ángulo de la cara del muro con respecto a la vertical (°)

B = Ángulo de la pendiente del suelo retenido (°)

Δ = Ángulo de fricción entre el suelo y el muro (°)

ρ_A = Ángulo de inclinación con respecto a la horizontal de la superficie de falla (°)

La superficie de falla se extiende en la dirección horizontal y a causa de dicha extensión, las longitudes de los anclajes determinadas en el diseño estático muchas veces deben aumentarse para proporcionar un anclaje total en el terreno bajo condiciones sísmicas.

Se puede utilizar un factor de seguridad de **1.2** para el análisis de estabilidad externa por actividad sísmica, o bien trabajar con condiciones normales de resistencia del suelo.

Comentario sobre la inclinación de la superficie de falla en estabilidad externa por sismo

Para el cálculo de la superficie de falla en condición de sismo, se podría tomar el valor de ϕ sin afectarlo por ningún factor de seguridad. Esto con el fin de no disminuir demasiado el ángulo de inclinación de la falla porque conllevaría a utilizar longitudes de anclajes demasiado grandes. Sin embargo, el diseñador deberá aplicar un criterio de acuerdo a las condiciones de la problemática o proyecto.

Revisión de longitud libre en estabilidad externa por sismo

En esta condición, al calcularse el ángulo de inclinación de la superficie de falla generada por eventos sísmicos, ρ_A , debe realizarse una nueva revisión de las longitudes libres de los anclajes, de modo que la superficie de falla pase por delante de

la longitud de bulbo del anclaje. Este requerimiento sería el último para determinar la longitud total de los anclajes.

3.3.2 DISEÑO ESTRUCTURAL

3.3.2.1 DISEÑO DE BARRAS, CABLES O TORONES

Se diseñan considerando que soportan la totalidad de la fuerza de tensión. Dicha fuerza se reparte entre el área de sección transversal total del conjunto de barras, cables o torones.

El área de acero se obtiene con:

$$T_D \leq 0.6 f_{pu} A_s \times 100$$

En donde:

A_s = Área de acero de la sección transversal de la barra de anclaje (m^2)

T_D = Carga de diseño del anclaje (KN)

f_{pu} = Resistencia mínima a la tensión especificada de presfuerzo del acero (MPa)

En la ecuación anterior, la carga de diseño no excederá **60 por ciento** de la resistencia mínima a la tensión, f_{pu} , especificada de presfuerzo del acero. En estos cálculos debe tenerse en cuenta la acción de los agentes corrosivos que atacan el acero. Asimismo debe preverse la instalación de las fundas protectoras, pinturas etc. Esto con el fin de evitar posibles problemas con el diámetro total del anclaje y el diámetro de perforación.

En las tablas 3.5 y 3.6, se muestran las características de las barras y torones, respectivamente. Dichos torones tienen un diámetro de **0.6** pulgadas (**15 mm**) y están formados por cables de siete hilos, respectivamente.

TABLA 3.5. CARACTERISTICAS DE BARRAS DE ACERO CORRUGADAS (Ground Anchors and Anchored Systems, Geotechnical Engineering Circular N°4)							
GRADO	DIÁMETRO NOMINAL	ESFUERZO ÚLTIMO (F_{PU})	ÁREA NOMINAL (A_{PS})	RESISTENCIA (F_{PS})	FUERZA DE PRESFUERZO (F_{PS})		
					$0.8f_{pu} A_{ps}$	$0.7f_{pu} A_{ps}$	$0.6f_{pu} A_{ps}$
(Ksi)	(in)	(Ksi)	(in ²)	(Kips)	(Kips)	(Kips)	(Kips)
150	1	150	0.85	127.5	102	89.3	76.5
	1-¼	150	1.25	187.5	150	131.3	112.5
	1-⅜	150	1.58	237	189.6	165.9	142.2
	1-¾	150	2.66	400	320	280.0	240.0
	2-½	150	5.19	778	622.4	435.7	466.8
160	1	160	0.85	136	108.8	95.2	81.6
	1-¼	160	1.25	200	160	140	120
	1-⅜	160	1.58	252.8	202.3	177	151.7
(Ksi)	(mm)	(N/mm ²)	(mm ²)	(KN)	(KN)	(KN)	(KN)
150	26	1035	548	568	454	398	341
	32	1035	806	835	668	585	501
	36	1035	1019	1055	844	739	633
	45	1035	1716	1779	1423	1246	1068
	64	1035	3348	3461	2769	2423	2077
160	26	1104	548	605	484	424	363
	32	1104	806	890	712	623	534
	36	1104	1019	1125	900	788	675

TABLA 3.6 PROPIEDADES DE CABLES DE ACERO DE DIAMETRO 15 mm (ASTM A-416, GRADO 270 (1860 MPa); Ground Anchors and Anchored Systems, Geotechnical Engineering Circular N°4)										
NUM	ÁREA NOMINAL		RESISTENCIA		FUERZA DE PRESFUERZO					
	(in ²)	(mm ²)	(Kips)	(kN)	$0.8f_{pu} A_{ps}$		$0.7f_{pu} A_{ps}$		$0.6f_{pu} A_{ps}$	
	(in ²)	(mm ²)	(Kips)	(kN)	(Kips)	(kN)	(Kips)	(kN)	(Kips)	(kN)
1	0.217	140	58.6	260.7	46.9	209	41.0	182	35.2	156
3	0.651	420	175.8	782.1	140.6	626	123.1	547	105.5	469
4	0.868	560	234.4	1043	187.5	834	164.1	730	140.6	626
5	1.085	700	293.0	1304	234.4	1043	205.1	912	175.8	782
7	1.519	980	410.2	1825	328.2	1460	287.1	1277	246.1	1095
9	1.953	1260	527.4	2346	421.9	1877	369.2	1642	316.4	1408
12	2.604	1680	703.2	3128	562.6	2503	492.2	2190	421.9	1877
15	3.255	2100	879.0	3911	703.2	3128	615.3	2737	527.4	2346
19	4.123	2660	1113.4	4953	890.7	3963	779.4	3467	668.0	2972

En la tabla 3.6, se reduce o se limita la carga temporal (de prueba) a una fracción del límite de carga, esto garantiza la fuerza de tracción adecuada. El Código ACI, por ejemplo, especifica la carga temporal máxima en **80%** del esfuerzo último, f_{pu} .

Para la prueba o práctica de presfuerzo "Lock-Off" o de transmisión de carga específica un **70%** de f_{pu} es bastante adecuada.

Recientemente, algunos ingenieros han reconocido la necesidad de un diseño más conservador para ciertos proyectos. Así, de acuerdo a esta necesidad, $0.625f_{pu}$ es el esfuerzo de trabajo para tendones de acero en instalaciones temporales, mientras que para los anclajes de carácter permanente del esfuerzo de trabajo $0.5f_{pu}$ es ahora reconocido para efectos de diseño. Así, el factor de seguridad contra la falla de tracción del tendón de acero es de **1.6** para anclajes de carácter temporal y el **2.0** para los anclajes permanentes. Las recomendaciones anteriores se utilizan en situaciones muy críticas.

Estimación de presfuerzo inicial en anclajes

La fuerza de presfuerzo no es constante, sino que decrece con el tiempo, debido a causas diversas. La mayoría de las pérdidas de tensión se producen rápidamente al principio, luego decrecen progresivamente acercándose asintóticamente a un valor límite. La fuerza de presfuerzo inicial es la fuerza que existe inmediatamente después de la transmisión de la carga desde los gatos hidráulicos al concreto del bulbo de anclaje, y es inferior a la fuerza ejercida por los gatos debido a las pérdidas por rozamiento y al deslizamiento del cable en el anclaje. La fuerza de presfuerzo final (representada por el 100% de la fuerza de diseño) es la que se obtiene una vez que han ocurrido todas las pérdidas, incluidas las que dependen del tiempo, como flujo plástico en el suelo, flujo plástico en los componentes del anclaje y la relajación del acero. A continuación se dará una breve descripción de cada una de ellas, así como también las expresiones para calcularlas.

Deslizamiento en los anclajes (Seating Loss)

Cuando se transmite la carga al dispositivo de anclaje en la construcción se produce un ligero movimiento hacia adentro del cable cuando las cuñas se asientan y al deformarse el anclaje bajo la tensión. La importancia de este movimiento varía mucho según el tipo de anclaje y las técnicas constructivas utilizadas. La cantidad de movimiento debida al asentamiento y a la deformación por tensión asociada con un tipo determinado de anclaje se determina de la mejor forma posible por ensayo directo. Una vez determinada esta cantidad, ΔL , se calcula fácilmente la pérdida de tensión utilizando la expresión siguiente:

$$\Delta f_{DA} = \frac{\Delta L}{L} E_e$$

Dónde:

- Δf_{DA} = Pérdida de presfuerzo debido al deslizamiento del anclaje (MPa)
- ΔL = Movimiento debido al asentamiento y a deformación por tensión (mm)
- E_e = Módulo de elasticidad del acero de presfuerzo (MPa)
- L = Longitud libre del anclaje (mm)

Usualmente el valor de ΔL varía en un rango de **3.2 mm a 9.5 mm (1/8" a 3/8")**, respetivamente.

Es importante observar que la cantidad de deslizamiento es casi independiente de la longitud del cable, por lo que las pérdidas de tensión serán grandes en cables cortos y relativamente pequeñas en los largos.

Flujo plástico y cargas a largo plazo

El efecto de flujo plástico o efecto de fluencia "Creep," es un efecto dependiente del tiempo de carga estática en el anclaje. La carga estática a largo plazo puede causar desplazamientos del anclaje, que varían con el tiempo. Este efecto acumulativo representa la fluencia entre el suelo y los componentes del anclaje es decir, el flujo plástico del grout en el bulbo, relajación del acero, la unión parcial acero- grout y el flujo plástico de la conexión del tendón con la pantalla del muro y la cabeza de anclaje. Por lo tanto, los anclajes deben ser diseñados e instalados considerando estos efectos, de modo que los desplazamientos durante la vida de servicio de la estructura no constituyan un movimiento significativo.

Flujo plástico o fluencia del suelo

Con la carga a corto plazo la arcilla no experimenta cambios rápidos en el contenido de agua o en volumen, pero el incremento de carga generalmente causará cierta distorsión de la zona esforzada. Con el tiempo, cambios significativos en la tensión efectiva junto con cambios en la configuración de suelo (cambios de volumen, etc.) ya no constituyen condiciones estables y la arcilla entra un estado de flujo plástico.

Así, los suelos que dependen del tiempo pueden experimentar los desplazamientos de flujo plástico bajo carga constante y antes que ocurra la falla estructural del ancla. Por lo tanto, en el diseño de anclajes permanentes el comportamiento de flujo plástico del suelo debe ser considerado y la información puede ser obtenida en torno a los desplazamientos por flujo plástico en función del tiempo. Las teorías actuales expresan la relación entre desplazamiento y tiempo en forma de una función matemática exponencial; así, una línea recta es obtenida cuando esta función es ploteada a una escala semi logarítmica (Ostermayer, 1974). La inclinación de esta línea es definida como el coeficiente de fluencia, K_{Δ} , y éste crece para cada etapa de carga subsecuente. Se asume que la carga última ha sido alcanzada cuando el desplazamiento no decrece con el tiempo, pero continúa bajo carga. Esta condición proporciona la definición de la falla del anclaje y sirve como base para establecer las cargas de trabajo.

Ostermayer (1974) y el Código Alemán recomiendan que el coeficiente de fluencia, K_{Δ} sea calculado con la siguiente expresión:

$$K_{\Delta} = \frac{\Delta_2 - \Delta_1}{\log\left(\frac{t_1}{t_2}\right)}$$

Donde todos los símbolos de la ecuación corresponden a la notación de la figura 3.31. Los valores de K_{Δ} pueden ser estimados en las diferentes fases de carga y luego se registran como se observa en la figura. En la expresión anterior, la contribución a la fluencia está asociada con los componentes del anclaje de manera conjunta. Los desplazamientos por fluencia debido a la desvinculación parcial en la interfaz acero-grout, fluencia o flujo plástico del grout y la relajación del tendón de acero pueden aumentar el coeficiente de fluencia a **0.4 mm**. Incrementando más allá de este valor es el resultado de la fluencia en la interfaz grout-suelo.

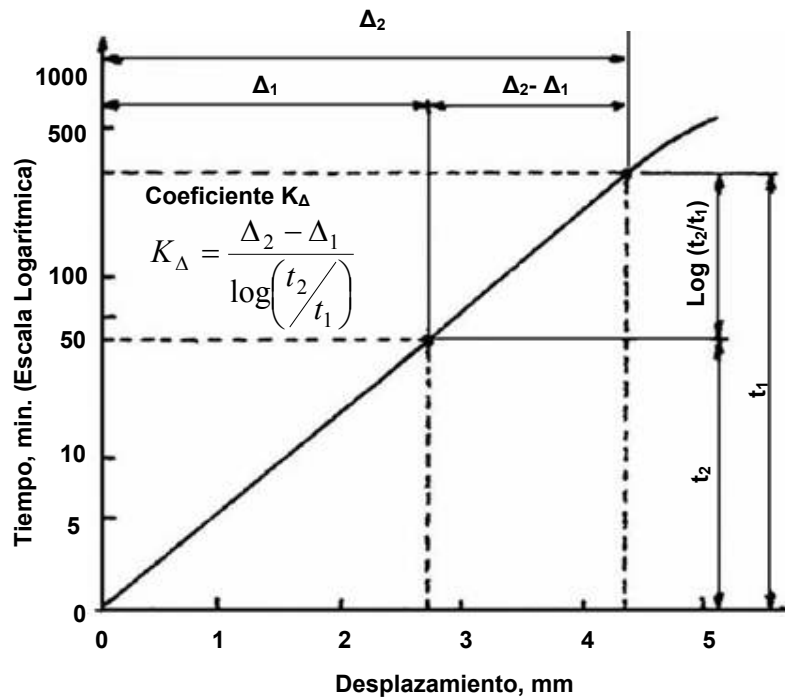


Figura 3.31. Diagrama para cálculo de desplazamiento
Fuente: Ground Anchors and Anchored Structures, Petros P. Xanthakos

La figura 3.32 muestra los coeficientes ploteados en función de la capacidad de transferencia modificada (relación de carga de prueba y la carga de falla).

Los valores de K_{Δ} son relativamente pequeños al comienzo de la aplicación de carga pero crecen rápidamente (coeficiente $K_{\Delta} > 1$) como sigue:

1. Para arcillas medias a altamente plásticas de consistencia rígida en un 40% de la carga de falla.
2. Para arcillas medias a altamente plásticas de la consistencia rígida a muy rígida en un 55% de la carga de falla.
3. Para arcillas medias a altamente plásticas de la consistencia muy rígida a dura en un 80% de la carga de falla.
4. Para la arena uniforme en un 80% de la carga de falla.

Esto es evidente, ya que dichos límites indican el comienzo del flujo plástico alrededor

del bulbo, esta fase se debe evitar en los anclajes permanentes. Estos resultados son para anclajes de ejes rectos. Ostermayer (1974) reporta grandes desplazamientos de fluencia (flujo plástico) en anclajes con bulbo acampanado, probablemente asociados con las concentraciones de esfuerzos locales que dan como resultado la consolidación y deformación plástica del suelo.

Puesto que el fenómeno de flujo plástico y la respuesta de anclaje no son enteramente entendidos, la construcción de anclajes permanentes no se recomienda en lugares donde el suelo tiene un alto contenido de materia orgánica, donde predomine arena suelta, o donde predominen los materiales cohesivos con consistencias pequeñas (Índice de Compresibilidad, $I_c < 0.9$) o que tengan un límite líquido menor del 50%.

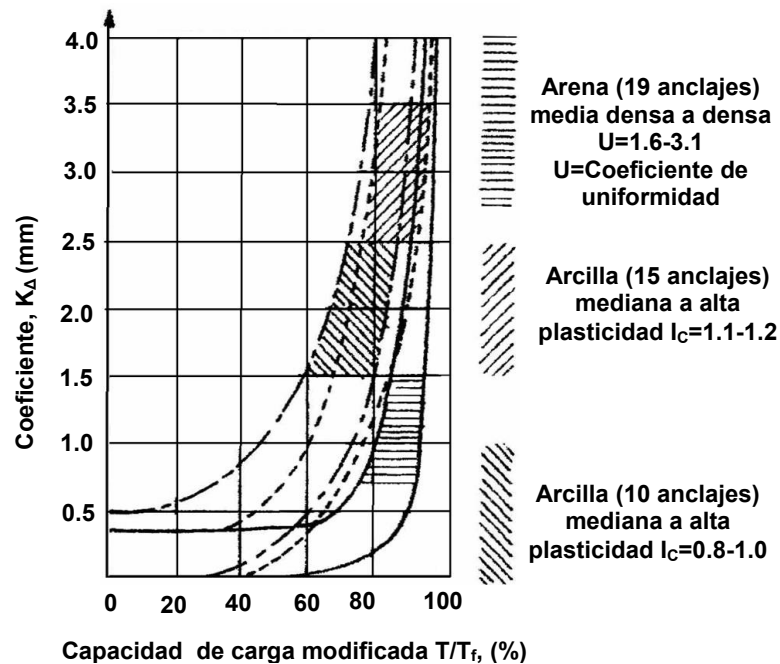


Figura 3.32. Coeficiente de fluencia en relación con la capacidad de carga modificada.
Fuente: Ground Anchors and Anchored Structures, Petros P. Xanthakos

Para una información más detallada acerca de la pérdida de carga en los anclajes por flujo del suelo, se recomienda revisar el documento de la FHWA "Tiebacks" (Weatherby, 1982)

Pérdidas en los componentes de los anclajes

Pérdida por flujo plástico en el Grout (Creep in the grout)

En ciertos casos el Grout del anclaje puede ser susceptible al flujo plástico, especialmente cuando se le agregan aditivos para evitar el sangrado de la mezcla. Muchas mezclas de Grout a base de cemento no experimentan flujo plástico bajo cargas sostenidas. Sin embargo, algunos Grout que tienen como base otras sustancias químicas introducirán deformaciones que dependerán del tiempo, pero estos son utilizados para estabilización y reforzamiento de depósitos de arena.

Pérdida por relajación del acero (Steel Relaxation)

La relajación de esfuerzos es un decremento de esfuerzo y corresponde a la pérdida de carga en el tendón con el tiempo mientras este se encuentra bajo una carga constante. Este comportamiento se manifiesta por el reemplazo gradual de la tensión elástica por una tensión plástica, causando la subsecuente relajación de los esfuerzos elásticos. La relajación está en función del logaritmo del tiempo, y su extensión depende principalmente del tratamiento del acero durante su fabricación, las condiciones de temperatura y del tiempo. La relajación puede causar pérdidas de carga del **4%** para torones y **2%** para barras, las cuales ocurren en las primeras horas de carga del anclaje. Por lo tanto, es a veces útil aplicar al tendón una sobrecarga temporal inicial deliberada, que sirve para reducir la pérdida total por relajación por medio de la compensación por la rápida pérdida inicial.

En 1977, Littlejohn y Bruce desarrollaron las conclusiones siguientes:

El uso de cables estabilizados puede reducir las pérdidas de presfuerzo desde **5 - 10%** a **1.5%** en el **75% f_{pu}**

El rango de relajación varía con un esfuerzo inicial y está en función del tipo de acero. Para esfuerzos iniciales arriba del **50% f_{pu}** , la relajación es muy pequeña. Para esfuerzos iniciales mayores de **55% f_{pu}** , la relajación puede estimarse con la siguiente expresión:

$$\frac{f_p}{f_{pi}} = 1 - \frac{\log t}{10} \left(\frac{f_{pi}}{f_{py}} - 0.55 \right)$$

Dónde:

f_p = Esfuerzo residual en un tiempo t (MPa)

f_{pi} = Esfuerzo inicial (MPa)

f_{py} = Esfuerzo nominal de fluencia del acero del tendón de presfuerzo (MPa)

t = Tiempo luego de la aplicación del esfuerzo inicial (horas)

En la ecuación anterior f_{py} se puede calcular como **0.85 f_{pu}** para aceros aliviados de esfuerzos y **0.9 f_{pu}** para aceros de baja relajación

Cálculo de la carga de transferencia o carga Lock-Off

El cálculo de la carga “Lock-Off” se realiza considerando la cuantificación de los desplazamientos que se generan en el tendón por la carga de diseño y por las pérdidas de carga esperadas a través de la vida del sistema anclado.

Primero se calcula la elongación inicial, ΔL , del tendón, relacionando la carga de diseño, T_D , el módulo de elasticidad del acero del tendón, E_e , la longitud libre del tendón, L_L , y el área de acero del tendón, A_s , tal como se muestra a continuación:

$$\Delta L = \frac{T_D L_L}{A_s E_e}$$

En segundo lugar, debe calcularse una elongación adicional para garantizar que cuando ocurran las pérdidas del presfuerzo a través del tiempo se mantenga la carga de trabajo, T_D , actuando en el anclaje y no disminuya. Generalmente se le aplica un porcentaje adicional a la elongación inicial que varíe de **5 a 10%** (Xanthakos, 1991), el cual representa la elongación esperada por las pérdidas. Por otra parte, también se pueden calcular como cambios de esfuerzo, las cuales se pueden transformar a unidades de desplazamiento o elongación:

$$\Delta L_p = f_{sp} \left(\frac{L_L}{E_e} \right)$$

Donde f_{sp} representa la suma de todas las pérdidas esperadas de presfuerzo.

Entonces el desplazamiento total, ΔL_T , que incluye el desplazamiento generado por las pérdidas esperadas se calcula de la siguiente manera:

$$\Delta L_T = \Delta L + \Delta L_P$$

Como es de esperarse, la elongación se incrementará y la carga de transferencia aumentará. Este aumento en la carga permitirá que el anclaje no pierda la fuerza que soporta y para la que fue diseñada. Entonces, la carga "Lock Off" se calcula de la siguiente manera:

$$T = \frac{\Delta L_T A_s E_e}{L_L}$$

Una vez determinada la carga de transferencia, se debe especificar el valor de la presión en el Jack o dispositivo hidráulico de tensado, f_j , para aplicar dicha carga, la cual se determina mediante un cociente entre la carga "Lock Off" y la capacidad última del tendón, T_{pu} :

$$f_j = \frac{T}{T_{pu}} f_{pu}$$

3.3.2.2 CÁLCULO DE LA ADHERENCIA ENTRE TENDÓN Y LECHADA

La resistencia a cortante entre el tendón y la lechada del bulbo, es proporcionada por dos fuerzas que interactúan entre sí, estas son la fuerza de adherencia y la fuerza de fricción que actúan a lo largo de la longitud del bulbo, proporcionando la mayor resistencia la fuerza de adherencia.

Para el concreto reforzado (lechada y barra corrugada), la tensión de adherencia, u , se calcula, suponiendo una distribución uniforme a lo largo de la longitud del bulbo, de la siguiente expresión:

$$u = \frac{f_s A_s}{P_e l_b} = \frac{T_D}{P_e l_b}$$

Dónde:

f_s = Esfuerzo actuante de tensión en la barra de acero (MPa)

A_s = Área nominal de la barra de acero del tendón (m²)

l_b = Longitud del bulbo del anclaje (m)

P_e = Perímetro nominal de la barra (m)

T_D = Fuerza de diseño actuante en la barra (KN)

Losas, vigas, muros y otros elementos estructurales diseñados adecuadamente para la flexión y la tensión generalmente se consideran satisfactorios en la unión. Ocasionalmente, sin embargo, las uniones deben comprobarse para que cumpla con los valores máximos admisibles. La American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), por ejemplo, establece que la tensión de adherencia máxima no debe exceder el valor dado por la siguiente expresión, ni mayor de **500 psi (3.5 N/mm²)**:

$$u_{\max} = \frac{0.01012\sqrt{f'_c}}{d_v}$$

Dónde:

u_{\max} = Fuerza de adherencia máxima (MPa)

d_v = Diámetro nominal de la barra del tendón (m)

f'_c = Resistencia a la compresión simple del concreto (MPa)

3.3.2.3 DISEÑO DE LA PANTALLA DE REVESTIMIENTO

Las pantallas de revestimiento de los muros anclados están diseñadas para resistir cargas laterales, como resultado de las envolventes de presión aparente de tierras, incluyendo las fuerzas de sobrecargas, las fuerzas del agua y las fuerzas sísmicas. Además de las fuerzas antes mencionadas, se encuentran las fuerzas de reacción de los anclajes, por lo cual debe ser diseñada para resistir momentos flexionantes y fuerzas de punzonamiento. Según los diagramas aparentes de presión de tierras y por el método de áreas tributarias, para **suelo granular**, la distribución de momentos en un muro anclado con una sobrecarga y un solo nivel de anclaje se observa en la figura 3.33.

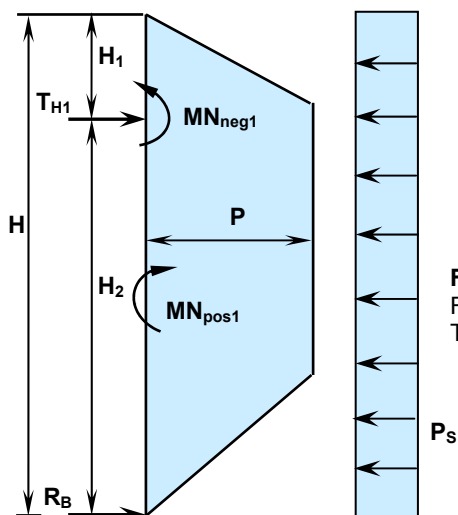


Figura 3.33. Momentos en muro con un nivel de anclajes.
Fuente: Simplified Procedures For Design Of Tall, Stiff Tieback Walls, Strom, Ebeling, 2002.

En donde el momento del voladizo a la altura del primer anclaje se calcula de la siguiente manera:

$$MN_{neg1} = \frac{13}{54} H_1^2 \cdot P + \frac{1}{2} H_1^2 P_s$$

La ubicación del punto en donde el cortante es cero se calcula despejando la variable x de la siguiente expresión:

$$R_B - \frac{3}{4} \frac{Px^2}{(H - H_1)} - xP_s = 0$$

Entonces el momento máximo en el tramo inferior al anclaje es:

$$MN_{pos1} = R_B x - \frac{Px^3}{4(H - H_1)} - \frac{1}{2} x^2 P_s$$

En donde:

- MN_{neg1} = Momento nominal negativo o del voladizo del muro (KN-m/m)
- MN_{pos1} = Momento nominal positivo máximo del muro (KN-m/m)
- H_1 = Altura del primer nivel de anclaje (m)
- P = Presión que estabiliza el corte (KN/m²)
- x = Ubicación del punto de fuerza cortante cero (m)
- P_s = Presión de sobrecarga (KN/m²)
- R_B = Reacción en la base (KN/m)

Cuando existe más de un nivel de anclajes en un muro anclado en un suelo granular con sobrecarga (figura 3.34), la distribución de momentos queda de la siguiente manera:

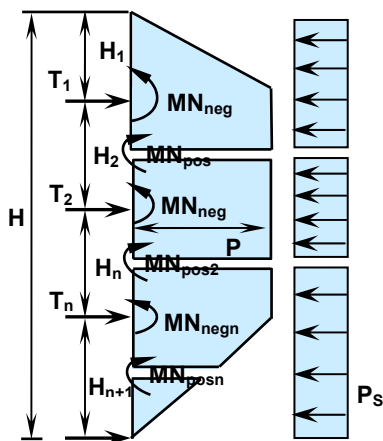


Figura 3.34. Momentos en muro con varios niveles de anclajes.
Fuente: Simplified Procedures For Design Of Tall, Stiff Tieback Walls, Strom, Ebeling, 2002.

El momento negativo en presencia de sobrecarga se calcula de la siguiente forma:

$$MN_{neg1} = \frac{13}{54} H_1^2 \cdot P + \frac{1}{2} H_1^2 P_s$$

Los momentos máximos flexionantes positivos pueden estimarse según la tabla 3.7.

TABLA 3.7. MOMENTOS MÁXIMOS UNITARIOS DE DISEÑO PARA PANTALLAS PERMANENTES (AASHTO LRFD 2005, SECCION 11.8.5.2)	
APOYOS Y CONDICIÓN DEL SUELO	MOMENTO MÁXIMO
Tramo Simple No se considera el arqueado del suelo (suelos cohesivos blandos; pantalla de concreto rígida continua colocada firmemente contra el suelo)	$\frac{1}{8} P H_T^2$
Tramo Simple Se considera arqueado del suelo (suelos granulares o suelos cohesivos rígidos con pantallas flexibles; pantalla rígida donde existe disponibilidad de espacio para permitir el arqueado del suelo)	$\frac{1}{12} P H_T^2$
Pantalla Continua No se considera el arqueado del suelo (suelos cohesivos blandos; pantalla de concreto rígida continua colocada firmemente contra el suelo)	$\frac{1}{10} P H_T^2$
Pantalla Continua Se considera el arqueado del suelo (suelos granulares o suelos cohesivos rígidos con pantallas flexibles; pantalla rígida donde existe disponibilidad de espacio para permitir el arqueado del suelo)	$\frac{1}{12} P H_T^2$

H_T = Espaciamiento del tramo entre niveles de anclajes

Se recomienda que si existen más de tres niveles de anclajes o espaciamentos se debe usar como momento máximo $1/10 PH_T^2$. Entonces, aplicando también la sobrecarga tenemos:

$$MN_{pos1} = \left(\frac{1}{10}\right) \cdot H_2^2 \cdot (P + P_S)$$

$$MN_{pos2} = \left(\frac{1}{10}\right) \cdot H_n^2 \cdot (P + P_S)$$

$$MN_{posn} = \left(\frac{1}{10}\right) \cdot H_{n+1}^2 \cdot (P + P_S)$$

Para los momentos negativos en los puntos donde están ubicados los anclajes (con excepción del primero) debe colocarse el mayor de los momentos que actúan en el tramo superior e inferior a dichos puntos. Por ejemplo, para MN_{neg2} se debe utilizar MN_{pos1} ó MN_{pos2} , el que sea mayor. Cuando no exista sobrecarga, entonces el valor de P_S es cero. Para el cálculo de los momentos en **suelos con arcillas rígidas o duras** se sigue el mismo proceso que para los suelos granulares, el cual se estableció anteriormente.

En cuanto a **suelos con arcillas blandas o medianamente blandas**, para el diseño de la pantalla de revestimiento de los muros anclados, tenemos que el momento negativo en el punto donde está ubicado el primer anclaje es el mismo tanto para muros con un solo nivel de anclaje como para muros con varios niveles de anclajes y se evalúa mediante la siguiente expresión:

$$MN_{neg1} = \frac{37}{96} PH^2 - \frac{7}{8} PHH_2 + \frac{1}{2} PH_2^2 + \frac{1}{2} P_S (H - H_2)^2$$

Los momentos positivos para un muro anclado con varios niveles de anclajes se determinan de la misma manera que para suelos granulares, los cuales fueron mostrados previamente:

$$MN_{pos1} = \left(\frac{1}{10}\right) \cdot H_2^2 \cdot (P + P_S)$$

$$MN_{pos2} = \left(\frac{1}{10}\right) \cdot H_n^2 \cdot (P + P_s)$$

$$MN_{posn} = \left(\frac{1}{10}\right) \cdot H_{n+1}^2 \cdot (P + P_s)$$

Cálculo de momentos en condiciones sísmicas

Durante un evento sísmico actúa la condición activa de tierras con sobrecargas (también en condición activa) y la contribución de la acción sísmica de tierras con sobrecarga (si es que existe sobrecarga), lo cual genera momentos sobre la pantalla.

El momento flector negativo (incluye sobrecarga) del voladizo en condición activa también se calcula de la misma manera que en la condición en reposo:

$$MN_{NEG1} = \frac{13}{54} P H_1^2 + \frac{1}{2} P_s H_1^2$$

Ahora se necesita calcular el momento flector generado únicamente por el sismo en el voladizo con ayuda de la figura 3.35.

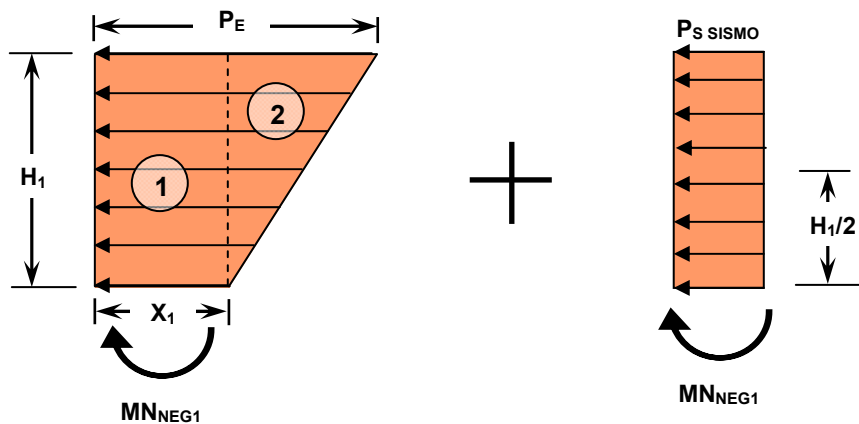
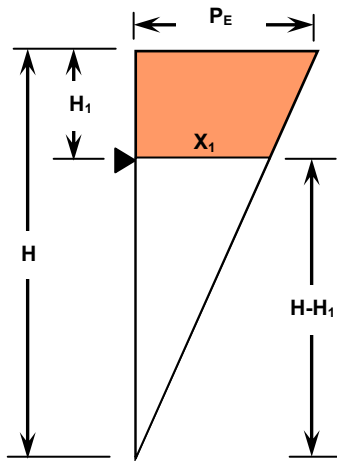


Figura 3.35. Diagramas para cálculo de momento flector negativo en el voladizo por condición de sismo con sobrecarga

Del diagrama por sismo completo, figura 3.36 tenemos:



POR SEMEJANZA DE TRIÁNGULOS TENEMOS

$$\frac{X_1}{P_E} = \frac{H - H_1}{H}$$

$$X_1 = \frac{P_E(H - H_1)}{H}$$

Figura 3.36. Relación de triángulos semejantes para encontrar la presión a la mitad del claro entre anclajes.

Entonces, el cálculo del momento sísmico *sin sobrecarga* se obtiene de la siguiente manera:

$$MN_{NEG1} = X_1 H_1 \left(\frac{1}{2} H_1 \right) + \frac{1}{2} (P_E - X_1) (H_1) \left(\frac{2}{3} H_1 \right)$$

$$MN_{NEG1} = \frac{1}{2} X_1 H_1^2 + \frac{1}{3} (P_E - X_1) H_1^2$$

$$MN_{NEG1} = \frac{1}{2} \left[\frac{P_E (H - H_1)}{H} \right] H_1^2 + \frac{1}{3} \left[P_E - \left(\frac{P_E (H - H_1)}{H} \right) \right] H_1^2$$

$$MN_{NEG1} = \frac{1}{6} \left[\frac{P_E (H - H_1)}{H} \right] H_1^2 + \frac{1}{3} P_E H_1^2$$

$$MN_{NEG1} = \frac{1}{2} P_E H_1^2 - \frac{1}{6} P_E \left(\frac{H_1^3}{H} \right)$$

Luego de reducir esta expresión, la misma queda definida de la siguiente manera:

$$MN_{NEG1} = \frac{P_E H_1^2 (3H - H_1)}{6H}$$

El momento generado por la sobrecarga de sismo (P_s sismo) es:

$$MN_{NEG1} = P_s \text{ sismo} H_1 \left(\frac{1}{2} H_1 \right) = \frac{1}{2} P_s \text{ sismo} H_1^2$$

El momento sumado se define así:

$$MN_{NEG1} = \frac{P_E H_1^2 (3H - H_1)}{6H} + \frac{1}{2} P_s \text{ sismo} H_1^2$$

El momento flector positivo por la condición sísmica también se calcula de igual manera que la condición de reposo. El momento combinado **con sobrecarga** en condición activa se obtiene de la siguiente ecuación:

La suma de momentos en dicha condición se define así:

$$MN_{POS1} = \frac{1}{10} PH_2^2 + \frac{1}{10} P_s H_2^2 = \frac{1}{10} (P + P_s) H_2^2$$

Nótese, que la presión que estabiliza el corte " P " es calculada con la condición activa de tierras)

Ahora se debe calcular el momento generado por el sismo y la sobrecarga del mismo.

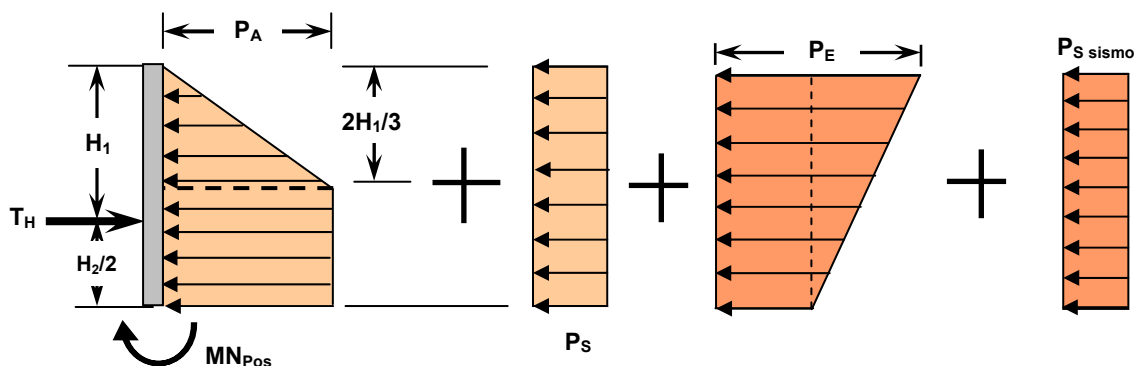
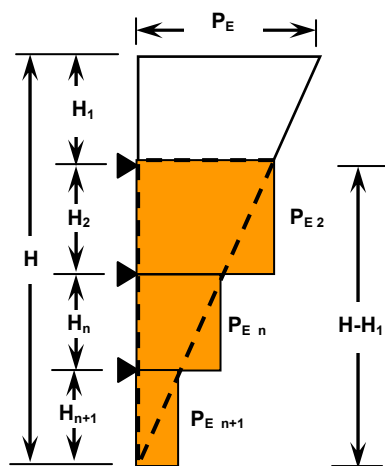


Figura 3.37. Diagramas de presión para cálculo de momento flector positivo.

Ya que el método RIGID 1 establece que el muro actúa como una viga rígida continua apoyada en soportes rígidos, los momentos positivos se calculan como lo vimos anteriormente, está claro que no podemos utilizar las mismas expresiones para calcular el momento generado por el sismo sin haber transformado el diagrama

triangular a diagrama uniforme. Esto se logra aproximando el área del triángulo a un área rectangular, como se muestra en la figura 3.38 y se expresa en la ecuación de momentos para el primer claro entre anclajes:



POR SEMEJANZA DE TRIÁNGULOS TENEMOS

$$\frac{P_{E2}}{P_E} = \frac{H - H_1}{H} \Rightarrow P_{E2} = \frac{P_E (H - H_1)}{H}$$

Para los tramos siguientes

$$P_{E n} = \frac{P_E (H_{n+1} + H_n)}{H}$$

$$P_{E n+1} = \frac{P_E (H_{n+1})}{H}$$

Figura 3.38. Simplificación de diagrama de presión triangular a un diagrama de presión rectangular.

Teniendo la presión uniforme aproximada, se procede a calcular el momento flexionante producido por el sismo con sobrecarga.

$$MN_{POS1} = \frac{1}{10} \left(\frac{1}{2} \right) P_E H_2^2 + \frac{1}{10} P_{s\ sismo} H_2^2 = \frac{1}{10} (P_{E2} + P_{s\ sismo}) H_2^2$$

El momento flector máximo que produce la combinación de las cuatro cargas (activo con sobrecarga y sísmico con sobrecarga) en la condición sísmica se calcula como:

$$Mu_{POS1} = \frac{1}{10} (\Gamma_{EH} P_A + \Gamma_s P_s + \Gamma_{EQ} P_{E2} + \Gamma_s P_{s\ sismo}) H_2^2$$

Una vez determinados todos los momentos negativos en ambas condiciones, se debe comparar si los que han sido calculados en la condición de reposo son mayores que los calculados en condición sísmica, para diseñar la pantalla con el mayor de éstos. En la figura 3.39 se muestra un diagrama con las reacciones y los momentos flexionantes de la pantalla de revestimiento.

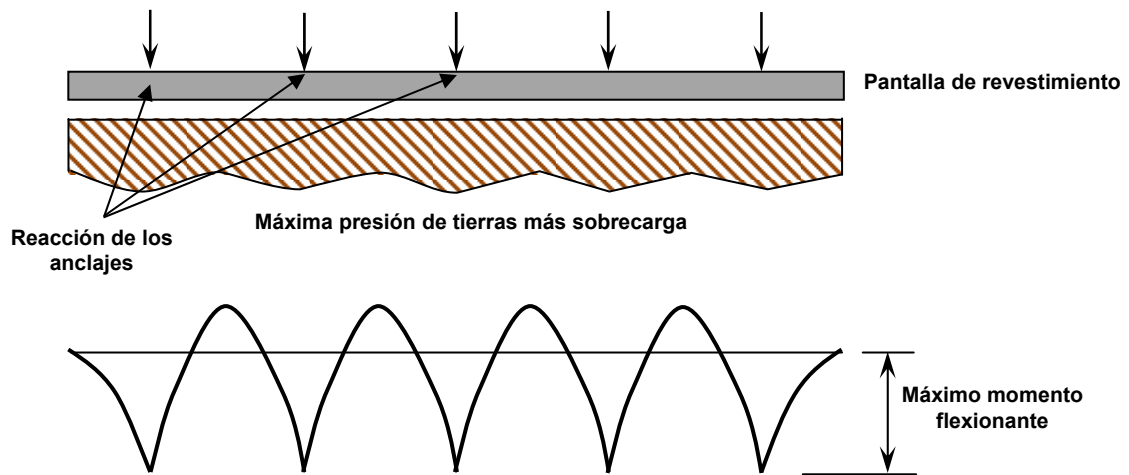


Figura 3.39. Reacciones y momentos flexionantes en la pantalla de revestimiento.
Fuente: Methods Used in Tieback Wall Design and Construction To Prevent Local Anchor Failure, Strom, Ebeling, 2002.

El mayor de los momentos nominales en ambas direcciones deben ser mayorizados con la siguiente ecuación:

$$M_u = \Gamma_{EH} MN = \phi_f MN$$

Según la sección 3.4.1 de la AASHTO LRFD, el factor de mayoración Γ_{EH} para cargas horizontales de presión de tierras calculadas en condiciones *activas* tiene un valor de **1.5**, mientras que para la condición en *reposo* es **1.35**. Mientras que para la condición de sismo los valores de los factores de carga son: $\Gamma_{EH} = 1.50$ y $\Gamma_{EQ} = 1.00$ y el factor de reducción de momentos (ϕ_f) debe considerarse como **0.9** para flexión.

De la ecuación anterior, tenemos:

$$M_u = \phi_f \omega f'_c (1 - 59\omega) b d_e^2 \Rightarrow \omega = \frac{\phi_f f_y}{f'_c}$$

- ρ = Porcentaje de área de acero refuerzo
- f'_c = Resistencia a la compresión simple del concreto (MPa)
- f_y = Esfuerzo de fluencia del acero (MPa)
- d_e = Peralte efectivo (m)
- b = Ancho de la franja de análisis (1m)
- ω = Cuantía de acero de refuerzo

La distancia “ d_e ” es el peralte efectivo de la pantalla, que generalmente se considera como la diferencia del espesor total, t_f , y el recubrimiento de concreto recomendado, que puede ser **7.5 cm ó 5.0 cm**, si está en contacto con el suelo o no, respectivamente (ver figura 3.40).

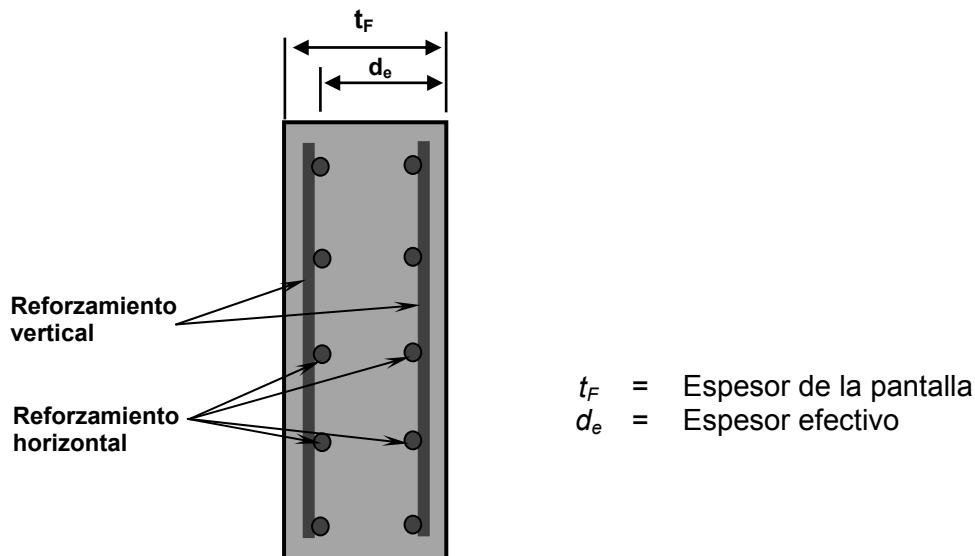


Figura 3.40. Espesor total y espesor efectivo de la pantalla de revestimiento.
 Fuente: Ground Anchors and Anchored Systems, Geotechnical Engineering Circular N°4.

Luego se procede a calcular el área de acero requerido ($A_{s \text{ req}}$) por metro de muro (ver ecuación siguiente). Esta debe ser espaciada con una separación (S) adecuada, de tal manera que se acomode a las condiciones constructivas y la cual debe ser calculada con la siguiente ecuación:

$$A_{s \text{ req}} = \rho b d_e \Rightarrow S = \frac{A_v(b)}{A_{s \text{ req}}}$$

Dónde:

A_v = Área de barras de refuerzo corrugadas en cm^2 (ver tabla 3.8)

b = Ancho de la franja de análisis (100 cm)

TABLA 3.8. PROPIEDADES DE BARRAS DE REFUERZO [ASTM A-615, GRADOS 60 Y 75 (420 MPa Y 525 MPa)]					
DESIGNACIÓN DE BARRA		DIÁMETRO NOMINAL		ÁREA 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

La separación libre entre varillas paralelas de un lecho no debe ser menor de **2.5 cm**, ni menor que el diámetro nominal de la varilla d_b ó **1.33** veces el tamaño máximo del agregado grueso. Por el otro lado, la separación máxima del refuerzo principal por flexión no debe ser mayor de **3** veces el espesor de la losa, ni **30 cm**, como lo indica el capítulo 5 de la norma técnica de diseño y construcción de El Salvador. Según la “Norma Técnica para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto” de El Salvador, el porcentaje de refuerzo, ρ , para este tipo de estructuras, no debe ser menor que el obtenido por medio de:

$$\rho_{\min} = \frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y} \quad \text{ó} \quad \rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} \quad (\text{Resistencias en MPa})$$

Además el porcentaje de refuerzo máximo debe tomarse como:

$$\rho_{\max} = 0.75\rho_b \Rightarrow \rho_b = \left(\frac{0.85\beta_1 f'_c}{f_y} \right) \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

El factor β_1 debe tomarse como **0.85** para resistencias a la compresión del concreto, f'_c , hasta de **28 MPa (280 kg/cm²)**.

Para resistencias superiores a 280 kg/cm^2 , β_1 se disminuirá a razón de **0.05** por cada **7 MPa** (70 kg/cm^2) por arriba de 280 kg/cm^2 , sin embargo, β_1 no debe ser menor de **0.65**.

3.3.2.4 LONGITUD DE DESARROLLO

El código ACI incluye una serie de ecuaciones simplificadas que pueden usarse en la mayoría de los casos de diseño corriente, siempre y cuando se cumplan ciertas restricciones relacionadas con el espaciamiento de las barras, el recubrimiento y otros factores. A continuación se muestran las ecuaciones simplificadas del ACI para obtener la longitud de desarrollo de barras a tensión:

Para barras **Nº22** y mayores (**Nº7** y mayores en Sistema Inglés)

$$l_d = \left(\frac{9f_y \psi_t \psi_e \lambda'}{10\sqrt{f'_c}} \right) d_v$$

Para alambres corrugados y barras **Nº19** y menores (**Nº6** y menores en Sistema Inglés)

$$l_d = \left(\frac{18f_y \psi_t \psi_e \lambda'}{25\sqrt{f'_c}} \right) d_v$$

En ninguno de los casos la longitud de desarrollo deberá ser menor de **30 cm**.

Los términos de las ecuaciones de longitud de desarrollo se definen a continuación:

- l_d = Longitud de desarrollo (mm)
- f'_c = Resistencia a la compresión del concreto (MPa)
- ψ_t = Factor tradicional de ubicación del refuerzo que refleja efectos adversos de la posición de las barras de la parte superior de la sección con respecto a la altura de concreto fresco colocado debajo de ellas
- ψ_e = Factor que refleja los efectos del revestimiento epóxico en las barras
- λ' = Factor que refleja la menor resistencia a la tensión del concreto liviano y la reducción resultante en la resistencia al agrietamiento, lo que incrementa la longitud de desarrollo en el concreto liviano
- d_v = Diámetro de la barra de acero de refuerzo (mm)

Los factores a usar en las expresiones anteriores para la longitud de desarrollo de barras y alambres corrugados en tensión son los siguientes:

- Cuando para el refuerzo horizontal se colocan más de **30 cm** de concreto fresco debajo de la longitud de desarrollo o un empalme, $\psi_t = 1.3$. otras situaciones, $\psi_t = 1.3$
- Barras o alambres con recubrimiento epóxico con menos de **3d_v** de recubrimiento, o separación libre menor de **6d_v**, $\psi_e = 1.5$. Para todas las otras barras o alambres con recubrimiento epóxico, $\psi_e = 1.2$. Refuerzo sin recubrimiento $\psi_e = 1.0$
- El producto $\psi_e \psi_t$ no necesita ser mayor de **1.7**
- Donde se use concreto liviano, $\lambda' = 1.3$. Donde se utilice concreto de peso normal, $\lambda' = 1.0$

Reducción de la longitud de desarrollo por refuerzo en exceso

Se puede reducir la longitud de desarrollo cuando el refuerzo en un elemento sometido a flexión excede el requerido por el análisis ($A_s \text{ prop} > A_s \text{ req}$), excepto cuando se requiere específicamente anclaje o desarrollo para f_y . Entonces la longitud se reduce si se multiplica por la proporción siguiente:

$$\frac{A_s \text{ requerido}}{A_s \text{ propuesto}} \text{ ó } \frac{A_s \text{ req}}{A_s \text{ prop}}$$

Requisitos y aspectos de practicidad del ACI 318 (12.2.3)

En ningún caso el acero de tensión debe discontinuarse en el punto teórico de momento descrito en el diagrama de momentos, pero dicho diagrama utilizado puede diferir del real por la aproximación en las cargas reales, por las aproximaciones analíticas o por el efecto de cargas laterales. Según esto, el código ACI exige que todas las barras deben extenderse una distancia por lo menos igual al peralte efectivo d_e o a **12** diámetros de la barra, **12d_v**, la que se mayor, más allá del punto en el cual, en teoría, ya no se requiere para resistir esfuerzos. Cuando se vayan a cortar las barras negativas (bastones), estas deben extenderse una longitud l_d más allá de la

cara del apoyo (del anclaje en nuestro caso). Asimismo deben prolongarse una distancia d_e ó $12d_v$ más allá del punto de corte definido en el diagrama (ver figura 3.41).

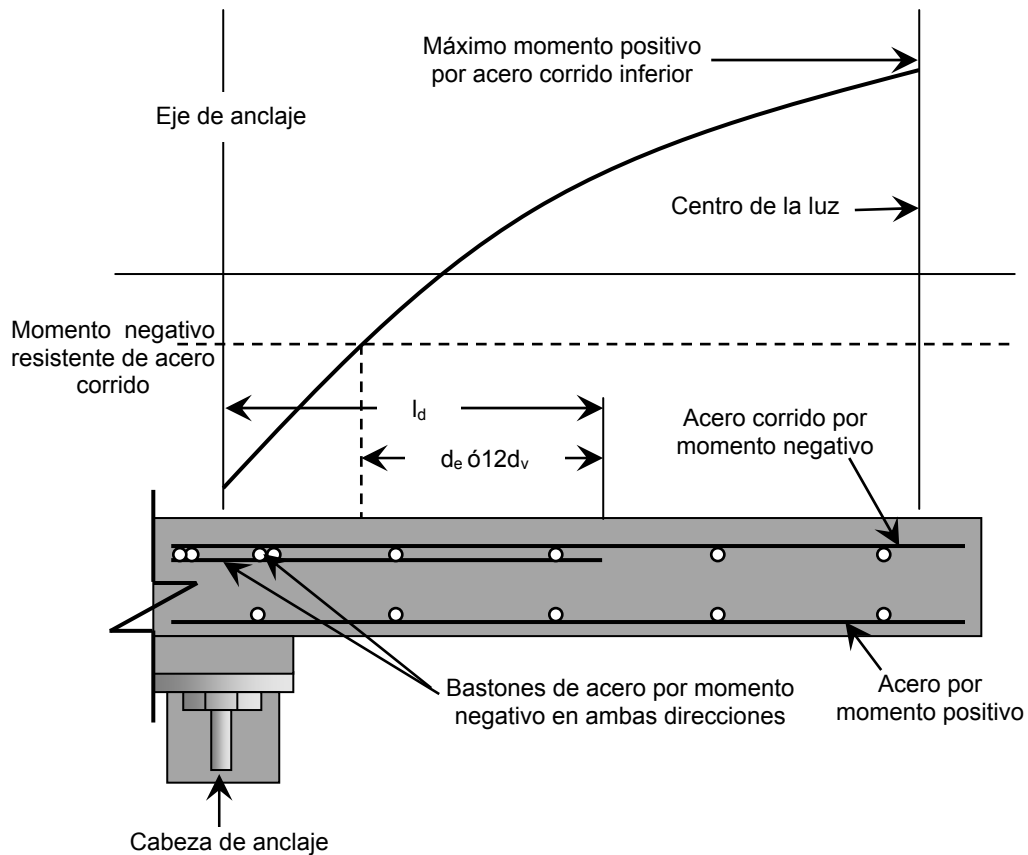


Figura 3.41. Requisitos del ACI para el corte de barras.
Fuente: Diseño de Estructuras de Concreto, Capítulo V, Arthur Nilson, 2003.

Empalmes de acero a tensión

La longitud requerida para traslapes en empalmes a tensión puede plantearse en función de la longitud de desarrollo. Se han establecido dos clasificaciones diferentes para los empalmes por traslapes según la longitud mínima requerida para el traslapo (ver tabla 3.9).

TABLA 3.9. EMPALMES POR TRASLAPO A TENSION (NILSON, 2003)			
TIPO DE EMPALME	LONGITUD DE EMPALME	LONGITUD MÍNIMA	CONDICIONES ESPECIALES
CLASE A	$1.0 l_d$	30 cm	$A_s \text{ PROPUESTA} \geq 2A_s \text{ REQUERIDA}$
CLASE B	$1.3 l_d$	30 cm	Generalmente es el más utilizado, excepto cuando se tiene la condición del empalme CLASE A

Para obtener mayor información, referirse al capítulo 12 del ACI 318, sección 12.2 y 12.15.

3.3.2.5 PLACA DE REACCIÓN O DE APOYO

Se prestará atención al dimensionamiento y posición de la placa de reparto de la cabeza del anclaje, la cual debe ser perpendicular al anclaje (ver figura 3.42a), y deben ser diseñadas para evitar deformaciones excesivas de la misma, concentración de tensiones en la estructura a anclar, asentamientos inadmisibles del terreno de apoyo, levantamiento de cuñas pasivas y descensos de las cabezas, entre otros.

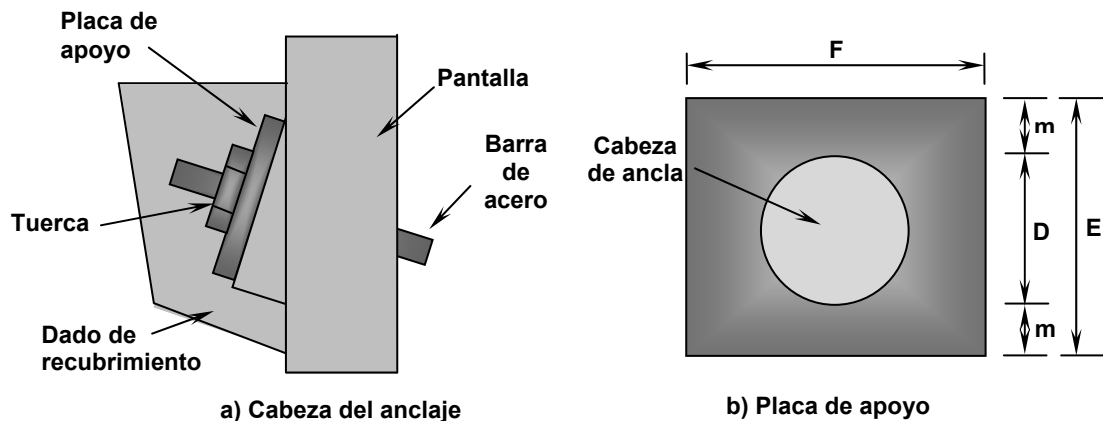
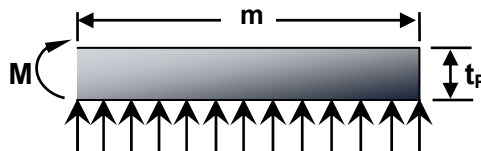


Figura 3.42. Placa de reacción del ancla

Fuente: Diseño de acero estructural, JOSEPH E. BOWLES, 1993.

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 3.42b). Para una presión uniforme y una franja $m \times 1$ unidad de ancho \times un espesor (t_p), el momento que produce esta sección es:

$$M = \left(\frac{T_D}{A_p} \right) \left(m \right) \left(\frac{m}{2} \right) \quad (\text{Ver figura siguiente})$$



Donde m se despeja de la siguiente fórmula:

$$A_{crit} = (D + 2m) \times (D + 2m) \Rightarrow A_{crit} = \left(\frac{T_D}{350 f'_c} \right)$$

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 de la cabeza de anclaje para cables, que se puede obtener de la tabla 3.10.

TABLA 3.10. DIAMETRO DE CABEZA DE ANCLAJE PARA CABLES DE 15mm (XANTHAKOS)									
NUMERO DE CABLES	1	2	3	4	7	12	19	31	37
DIÁMETRO DE LA CABEZA (mm)	53	80	85	110	132	170	220	270	300

Para el cálculo del espesor de la placa se debe utilizar el valor del momento con la ecuación siguiente:

$$f_b = F_b = \frac{M}{S} = \frac{6M}{t_p^2} \Rightarrow t_p = \sqrt{\frac{6M}{F_b}}$$

- M = Momento necesario para calcular espesor de placa
- T_D = Carga de diseño del anclaje (KN)
- F_b = Esfuerzo permisible del acero de la placa ($0.75f_y$) (MPa)
- t_p = Espesor de la placa de apoyo (m)
- A_p = Área de la placa ($E \times F$) (m²)
- m = Incremento de longitud de sección crítica de la placa (m)
- A_{crit} = Sección crítica de placa de apoyo (m²)
- D = Diámetro de elemento de apoyo para barras o cables (m)
- S = Módulo de sección de la placa de apoyo (m³)
- f'_c = Resistencia a la compresión simple del concreto (MPa)

El ancho de la placa de apoyo será al menos el **doblo del diámetro** de la perforación realizada en la estructura a anclar y en ningún caso inferior a **20 cm**. Su espesor será

el suficiente para que no se registren deformaciones apreciables durante el tensado y nunca menor de **1 cm**.

3.3.2.6 CAPACIDAD A PUNZONAMIENTO DE LA PANTALLA

La capacidad para soportar el cortante por punzonamiento es calculada considerando una fuerza cortante que actúa en una zona de perímetro efectivo delimitada por el diámetro efectivo del cono truncado y por la profundidad del mismo (espesor de la pantalla). 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°** (ver figura 3.43).

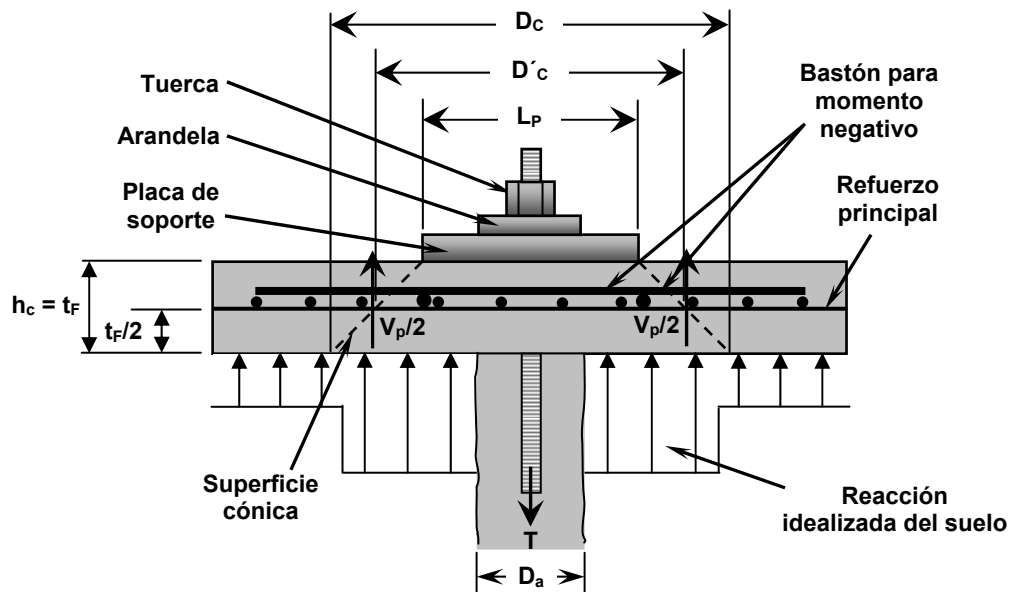


Figura 3.43. Sección en punzonamiento de la pantalla.

Fuente: Ground Anchors and Anchored Systems, Geotechnical Engineering Circular N°4.

La fuerza de punzonamiento que actúa en una pantalla puede calcularse con la ecuación siguiente, la cual no considera la contribución del suelo que es el caso más conservador. El valor de punzonamiento debe ser comparado con la fuerza de diseño del anclaje, T_D , multiplicado por un factor de seguridad (FS) de **1.35** para muros provisionales y **1.5** para muros permanentes:

$$\phi_p V_p = 330 \sqrt{f'_c} \pi D'_c t_F \Rightarrow D'_c = L_p + 2 \left(\frac{t_F}{2} \right) = L_p + t_F$$

Entonces:

$$(FS)T_D \leq \phi_p V_P$$

Dónde:

- Φ_P = Factor de reducción de punzonamiento AASHTO (**0.90**)
- V_P = Resistencia al cortante por punzonamiento (KN)
- D_C = Longitud de la base de la superficie de punzonamiento al centro del espesor de la pantalla (m)
- D'_C = Longitud de la base imaginaria de la superficie de punzonamiento al refuerzo
- t_F = Espesor total de la pantalla (m)
- L_p = Longitud de la placa, $L_p = E \text{ ó } F$ (m)

Existen muchas formas de colocación de la placa de punzonamiento, una de ellas es colocarla justo encima del refuerzo por flexión negativa de la pantalla, por lo que, debe calcularse la contribución a cortante de dicho refuerzo con el método de diseño de cortante por fricción.

El enfoque básico de este método consiste en suponer que el concreto puede agrietarse de manera desfavorable o que puede presentarse un deslizamiento a lo largo de un plano de falla (cono de punzonamiento). Con el fin de prevenir una falla a cortante directo debe suministrarse refuerzo a través de la grieta potencial o real, o del plano de corte. La figura 3.44, ilustra un bloque de concreto agrietado, donde la grieta se encuentra atravesada por el refuerzo. Una fuerza cortante V_n actúa en forma paralela a la grieta (suponiendo una falla a 45°) y la tendencia del bloque superior a deslizarse con relación al inferior es resistida principalmente por la fricción en la interface de concreto en la grieta.

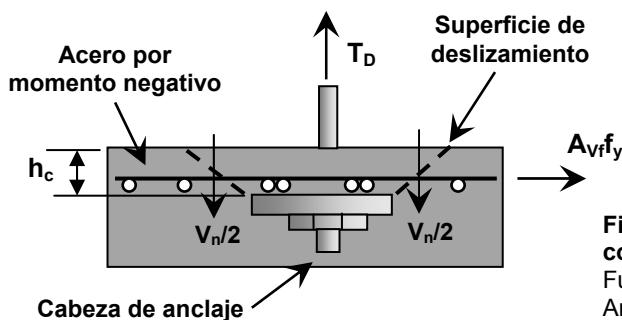


Figura 3.44. Punzonamiento de la pantalla con placa apoyada sobre refuerzo.
Fuente: Diseño de estructuras de concreto, Arthur H. Nilson. 2001

La fuerza del anclaje, T_D , produce una presión igual pero opuesta entre las caras de concreto a cada lado de la grieta. En el diagrama es evidente que el valor máximo de esta presión en la interface es $A_{vf}f_y$, donde A_{vf} , es el área total de acero que atraviesa la grieta y f_y es su resistencia a la fluencia.

La resistencia del concreto al deslizamiento puede expresarse en términos de la fuerza normal multiplicada por un coeficiente de fricción, μ . La suma de fuerzas horizontales debe ser igual a cero.

$$V_n = 0.707 A_{vf} f_y (1 + \mu)$$

Las disposiciones del Código *ACI 318, sección 11.7* se fundamentan en la ecuación anterior. La resistencia de diseño debe tomarse igual a $\phi_c V_n$, donde $\phi_c = 0.85$ para diseño de cortante por fricción y V_n no debe exceder al menor entre $0.2f'_c A_c$ ó $3.56 A_c$ (KN).

Si se define la cuantía de acero $\rho = A_{vf} / A_c$, donde A_c , en este caso es el área de la superficie fisurada, se puede volver a formular la ecuación siguiente en términos del esfuerzo nominal a cortante v_n :

$$v_n = \mu \rho f_y \text{ (MPa)}$$

El movimiento relativo del concreto en los lados opuestos de la grieta también somete las barras individuales de refuerzo a una acción de cortante y la resistencia de dovela sometida a esta acción contribuye con la resistencia al cortante. Sin embargo, es común no tener en cuenta el efecto de dovela por simplicidad en el diseño y para compensar esto, se utiliza un valor del coeficiente de fricción alto (**1.4**).

La figura 3.45 muestra otra alternativa para la construcción de la cabeza del anclaje, la cual implica varios aspectos a tener muy en cuenta tanto para su construcción como para su diseño.

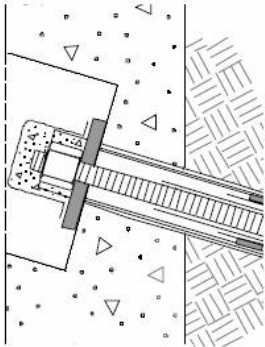


Figura 3.45. Cabeza de anclaje.

Fuente: Ground Anchors and Anchored Systems, Geotechnical Engineering Circular N°4.

Algunos de estos aspectos son los siguientes:

Se debe considerar que el proceso constructivo de este tipo de alternativa implicaría grandes costos al momento de colocar la pantalla de concreto, debido al gran trabajo que conllevaría elaborar los encofrados adecuados para conformar dicha estructuración final de la cabeza.

Otro aspecto muy importante a tomar en cuenta es que si las partes que componen la cabeza del anclaje (placa, tuercas, etc.) no están protegidas adecuadamente contra la corrosión, esta puede generar una pérdida progresiva del metal del que están fabricados dichos elementos, conllevando a la falla del tendón por una baja durabilidad.

En cuanto al diseño estructural se debe evaluar las siguientes condiciones:

- Para la revisión por punzonamiento del concreto, la altura de la superficie del cono de punzonamiento, h_c , sería muy pequeña en comparación con configuraciones normales como para que el concreto genere una resistencia adecuada que soporte la fuerza actuante del tendón. Esta altura puede asumirse como si la placa no tiene inclinación alguna (ver figura 3.46).

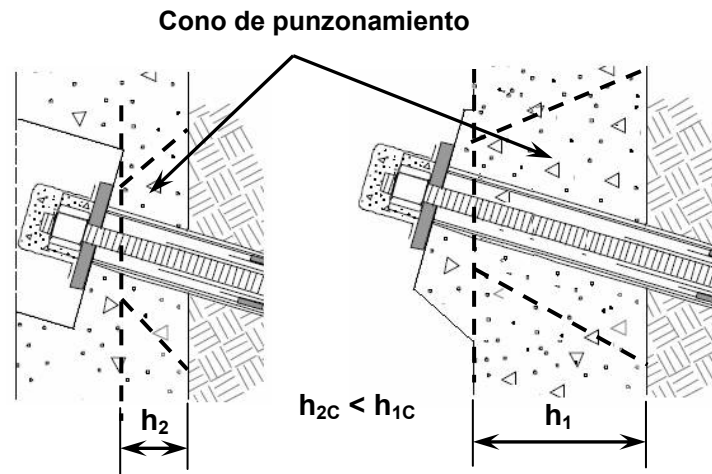
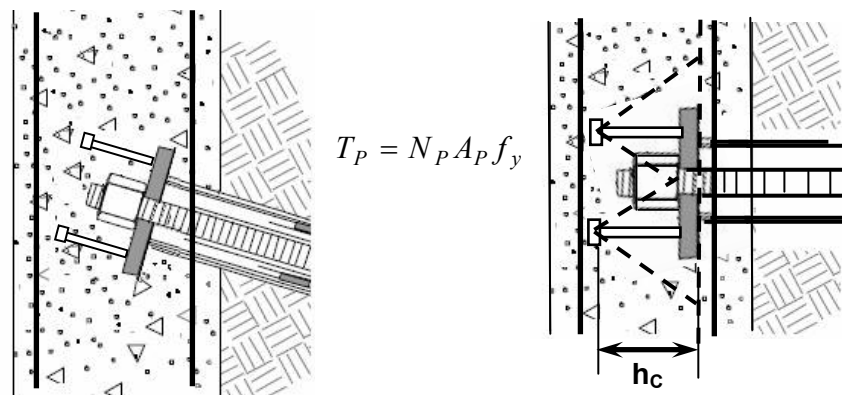


Figura 3.46. Comparación de alturas de punzonamiento.

Fuente: Ground Anchors and Anchored Systems, Geotechnical Engineering Circular N°4.

- En el caso que la placa estuviera embebida en la pantalla de concreto, sería recomendable utilizar una conexión a base de pernos colocados mediante soldadura en la placa de soporte y analizarlo como si la placa no tuviera inclinación (ver figura 3.47), de manera que con la longitud de los pernos se genere una mayor altura de punzonamiento, h_c . Además, los pernos deben revisarse por tensión para ver si resisten la fuerza actuante del tendón.



N_p = Número de pernos (generalmente 4)

A_p = Área de perno (m^2)

Figura 3.47. Cabeza con conexión emperrada.

Fuente: Ground Anchors and Anchored Systems, Geotechnical Engineering Circular N°4.

- En cuanto al análisis por flexión de la pantalla de concreto, debe revisarse si el acero requerido por flexión negativa (acero del paramento en contacto con el suelo) tiene el recubrimiento de concreto suficiente como protección contra la corrosión. También debe revisarse si la demanda de este permite que se pueda realizar la conformación estructural de la pantalla, ya que el peralte efectivo para el análisis, d_e , es muy pequeño y puede no ser suficiente para desarrollar el brazo de palanca necesario para generar una falla dúctil del acero de refuerzo. En el caso del acero por flexión positiva (acero colocado en el paramento exterior). También debe revisarse los requisitos de adherencia del acero de refuerzo (longitudes de desarrollo), de tal manera que se determine si tal discontinuidad en la pantalla es permisible. Lo antes mencionado puede verse en la figura 3.48.

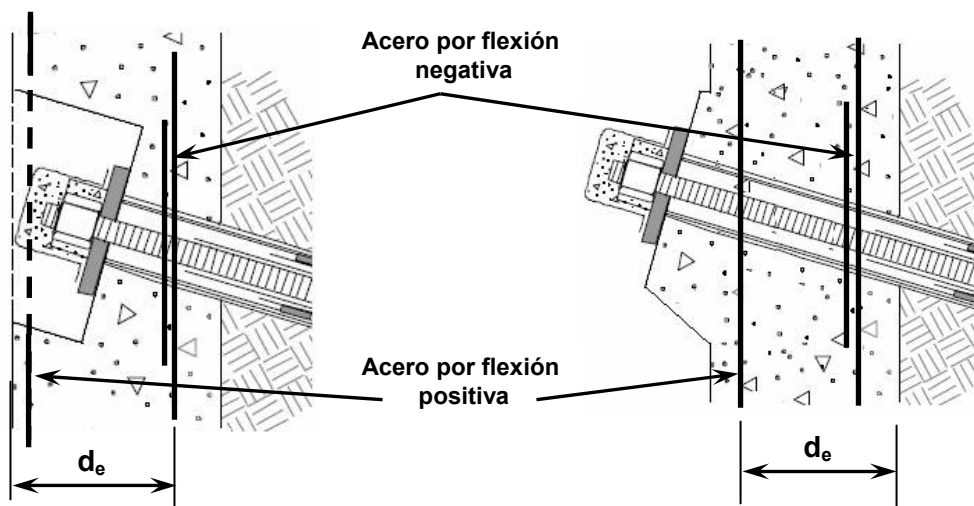


Figura 3.48. Acero por flexión negativa y positiva en dirección vertical.

Fuente: Ground Anchors and Anchored Systems, Geotechnical Engineering Circular N°4.

3.3.2.7 DISEÑO DE LA PANTALLA CONSIDERANDO LA FALLA PROGRESIVA

Existe otra metodología de diseño de muros anclados considerada por algunos autores como conservadora y que posee un carácter complementario a otros diseños, es la metodología de diseño de la falla progresiva recomendada por el cuerpo de ingenieros de E.E.U.U. Esta metodología es aplicable a sistemas de muros anclados rígidos como

el que se trató anteriormente por su capacidad de distribuir y transferir las cargas ante el fallo de un anclaje dentro del sistema.

La distribución de la presión de tierras y los momentos de flexión en la pantalla para el caso en un anclaje ha fallado se ilustra en la Figura 3.49. Esto demuestra que las presiones de la tierra en el lapso de anclaje se concentran en los lugares de anclaje adyacentes, y los momentos de flexión aumentan en los lugares adyacentes del anclaje.

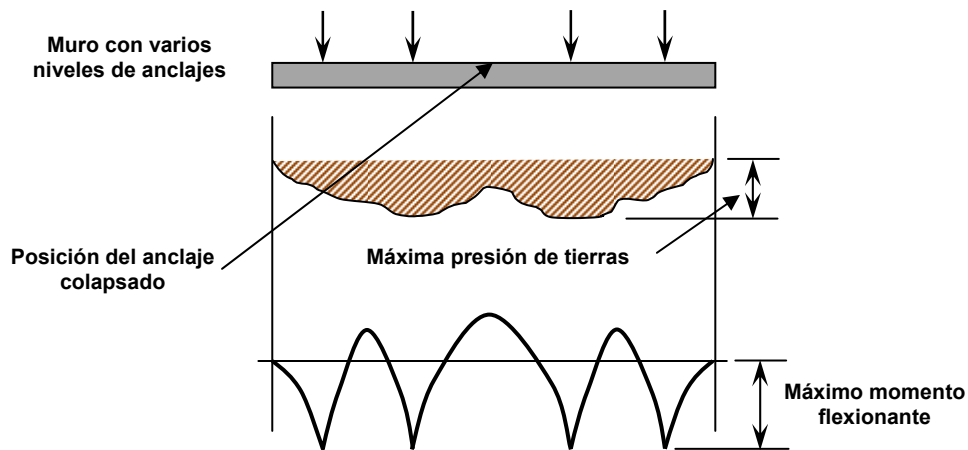


Figura 3.49. Diagrama de momento para el método de falla progresiva.

Fuente: Methods Used in Tieback Wall Design and Construction To Prevent Local Anchor Failure, Strom, Ebeling, 2002.

Para mayores detalles refiérase a la investigación “Methods Used in Tieback Wall Design and Construction to Prevent Local Anchor Failure, Progressive Anchorage Failure, and Ground Mass Stability Failure”, de Ralph W. Strom and Robert M. Ebeling, 2002.

3.3.3 OTRAS CONSIDERACIONES DE DISEÑO

3.3.3.1 Centralizadores

Los centralizadores son elementos de plástico que se encargan de mantener la barra de acero completamente centrada y además, asegurarse de que tenga el recubrimiento adecuado de grout. Estos son instalados a distancias regulares, sin exceder los **2.5 m** en la longitud intermedia del tendón y a **0.5 m** desde cada extremo del mismo.

3.3.3.2 Espaciadores

Estos usualmente son hechos de plástico o acero y se utilizan en la longitud libre y en la longitud de bulbo del anclaje, encargándose de mantener los elementos del anclaje de manera paralela, así como también mantienen su alineamiento y los protegen de daños por la fricción que podría generarse entre ellos. Los espaciadores son colocados en un intervalo de **4 m a 8 m**, respectivamente.

3.3.3.3 Drenaje

En El Salvador se usa comúnmente el sistema de lloraderos, que consiste en la utilización de tuberías de PVC (generalmente de **2" a 4"**) con una sección ranurada cubierta de geotextil y que están embebidas en el suelo a cierta inclinación (**10° a 15°**), y que sobresalen de la pantalla de revestimiento (al menos **5 cm**), de tal manera que el agua entre en la sección ranurada y salga por fuera de la cara del muro. Además se deben usar drenajes superficiales en la corona y el pie del muro conformados por canaletas colectoras de agua producto de la escorrentía (ver figura 3.50).

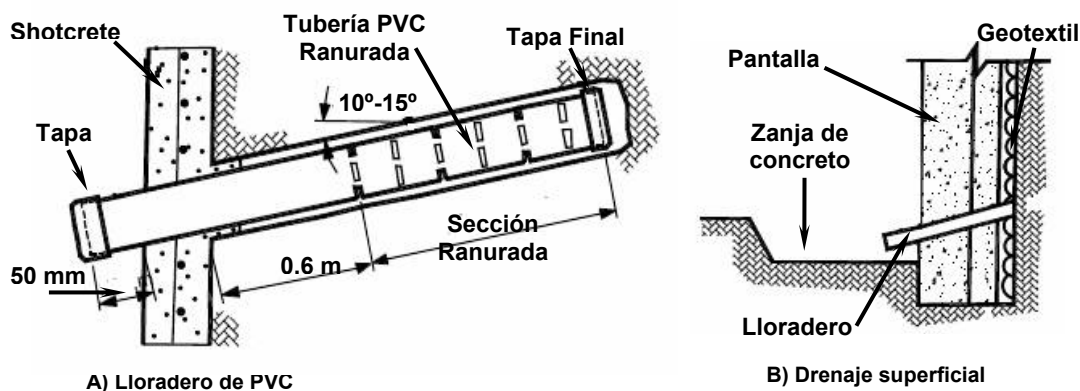


Figura 3.50. Lloradero de PVC y drenaje superficial.

Fuente: Deslizamientos, Técnicas de Remediación, Cap. 5, Jaime Suárez, 2008.

3.3.3.4 Trompeta

El tipo y el tamaño de las anclas deben decidirse antes del diseño de la longitud de bulbo porque el diámetro del agujero varía en función del tamaño del tendón. La tabla 3.11 sirve para estimar un tamaño mínimo de trompeta para cables o barras según su protección a la corrosión.

TABLA 3.11. RELACIÓN ENTRE ABERTURA DE TROMPETA Y TAMAÑO DEL TENDÓN (SABATINI, BACHUS, 1999)		
TIPO DE TENDÓN	TAMAÑO MINIMO SUGERIDO DE TROMPETA (mm)	
	PROTECCIÓN CONTRA LA CORROSIÓN CLASE II	PROTECCIÓN CONTRA LA CORROSIÓN CLASE I
Nº DE CABLES DE 15 mm		
4	102	150
7	115	165
9	127	178
11	140	191
13	153	203
17	165	216
DIÁMETRO DE BARRA (mm)		
26	64	89
32	70	95
36	76	102

3.3.3.5 DISEÑO DE LOS SISTEMAS DE PROTECCIÓN CONTRA LA CORROSIÓN

Los sistemas de protección consisten en la combinación de componentes que proveen una barrera inquebrantable a cada parte del tendón y en las transiciones entre ellas. Los componentes de acero del ancla incluyen: la cabeza de ancla, la placa de soporte, la trompeta, el acero de pre-esfuerzo y acopladores (donde sea usado). Los componentes del sistema de protección de corrosión incluyen: (1) para el anclaje, una cubierta de concreto, una trompeta y compuestos o lechada de grout que inhiben la corrosión; (2) para la longitud libre, lechada y una vaina llena de algún compuesto o lechada que se encargue de inhibir la corrosión; y (3) para la longitud del bulbo, lechada y encapsulaciones con centralizadores y/o cubiertas de materiales epóxicos. Estos componentes son aplicables tanto para la barra como para los tendones de cables. En la tabla 3.12 se describe de forma breve estos componentes. Se han especificado tres niveles de protección contra la corrosión para anclas de tierra.

En orden descendente, estos niveles son: Protección de Clase I, Protección de Clase II y sin protección (Clase III). Para el anclaje y la longitud libre, las protecciones Clase I y II asumen que existen condiciones de tierra agresivas y requieren que múltiples barreras o capas se coloquen en el tendón. Para la longitud de bulbo, la protección Clase I asume que existen condiciones agresivas y debido a eso provee múltiples

capas protectoras, mientras que la protección de Clase II proporciona sólo una capa de protección. Los tendones protegidos por los sistemas de la Clase I y la Clase II también son conocidos como tendones encapsulados y tendones protegidos por lechada (Grout), respectivamente. No se requiere ninguna protección contra la corrosión en condiciones que se consideran no agresivas para anclas usadas en muros de retención temporales para excavaciones.

TABLA 3.12. COMPONENTES DE LOS SISTEMA DE PROTECCIÓN CONTRA LA CORROSIÓN (SABATINI, PASS, BACHUS, 1999)	
COMPONENTE	DESCRIPCIÓN
Cubiertas de anclaje	Las cubiertas de anclaje protegen la cabeza del ancla y el acero de refuerzo expuesto de la corrosión y otros daños y son fabricadas de acero o de plástico.
Trompeta	La trompeta protege la parte de atrás de la placa de soporte y el acero de pre-esfuerzo en la transición del anclaje a la longitud libre y es fabricada de tubo de PVC o de acero.
Compuestos que inhiben la Corrosión	Estos compuestos protegen los componentes de acero del anclaje y la longitud libre, no se endurecen e incluyen grasas y ceras especiales.
Lechada o grout	La lechada protege el acero de pre-esfuerzo, la longitud libre y la longitud del bulbo y puede o ser a base de cemento o de resinas compuestas de otros materiales. Las lechadas también son usadas para llenar vainas protectoras, encapsulaciones, cubiertas, y trompetas.
Vainas	Estas pueden ser de tubo plástico liso o corrugado, solamente de tubo liso, o de tubería extruida y es comúnmente usada para proteger el acero de pre-esfuerzo en la longitud libre del anclaje. Los anclajes de hilos o cables individuales de acero contienen comúnmente compuestos que inhiben la corrosión y que pueden ser halados o extruidos. Una funda cubre todo elemento de pre-esfuerzo del tendón y es halado o llenado con grout.
Mangas protectoras	Estas mangas principalmente son usadas para proteger los acopladores que unen o conectan las longitudes de la barra de pre-esfuerzo y las vainas para los tendones.
Encapsulaciones	Son tubos corrugados de plástico que protegen el acero del tendón en el bulbo de grout.
Centralizadores	Los centralizadores comúnmente son hechos de acero o de plástico y son usados para apoyar el tendón en el agujero perforado o dentro de una encapsulación de modo que proporcione una cubierta de lechada mínima alrededor del tendón.

En la figura 3.51 se muestran secciones de tendones de cables con los sistemas de protección Clase I y Clase II. En la tabla 3.13 se resumen los sistemas de protección contra la corrosión para anclajes de tierra.

TABLA 3.13. CLASES DE PROTECCIÓN CONTRA LA CORROSIÓN (SABATINI, PASS, BACHUS, 1999)			
CLASE	REQUERIMIENTOS DE PROTECCIÓN		
	ANCLAJE (CABEZA)	LONGITUD LIBRE	LONGITUD DEL BULBO
I (TENDÓN ENCAPSULADO)	<ol style="list-style-type: none"> 1. Trompeta 2. Recubrimiento si hay exposición 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Encapsular los tendones con mangas o vainas lisas individuales llenas de grasa en los cables del tendón con una vaina lisa común para todo el tendón 2. Encapsular los tendones compuestos por cables individuales con mangas o vainas lisas llenas de grasa con una vaina lisa común para todo el tendón llena de grout 3. Usar un rompe-adherencia sobre la vaina de la barra llena de grout 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Encapsulaciones llenas de grout 2. Usar cubiertas de materiales epóxicos
II (TENDÓN PROTEGIDO CON GROUT)	<ol style="list-style-type: none"> 1. Trompeta 2. Recubrimiento si hay exposición 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Vainas llenas de grasa 2. Mangas protectoras 	Grout
III (SIN PROTECCIÓN)	No se requiere	No se requiere	No se requiere

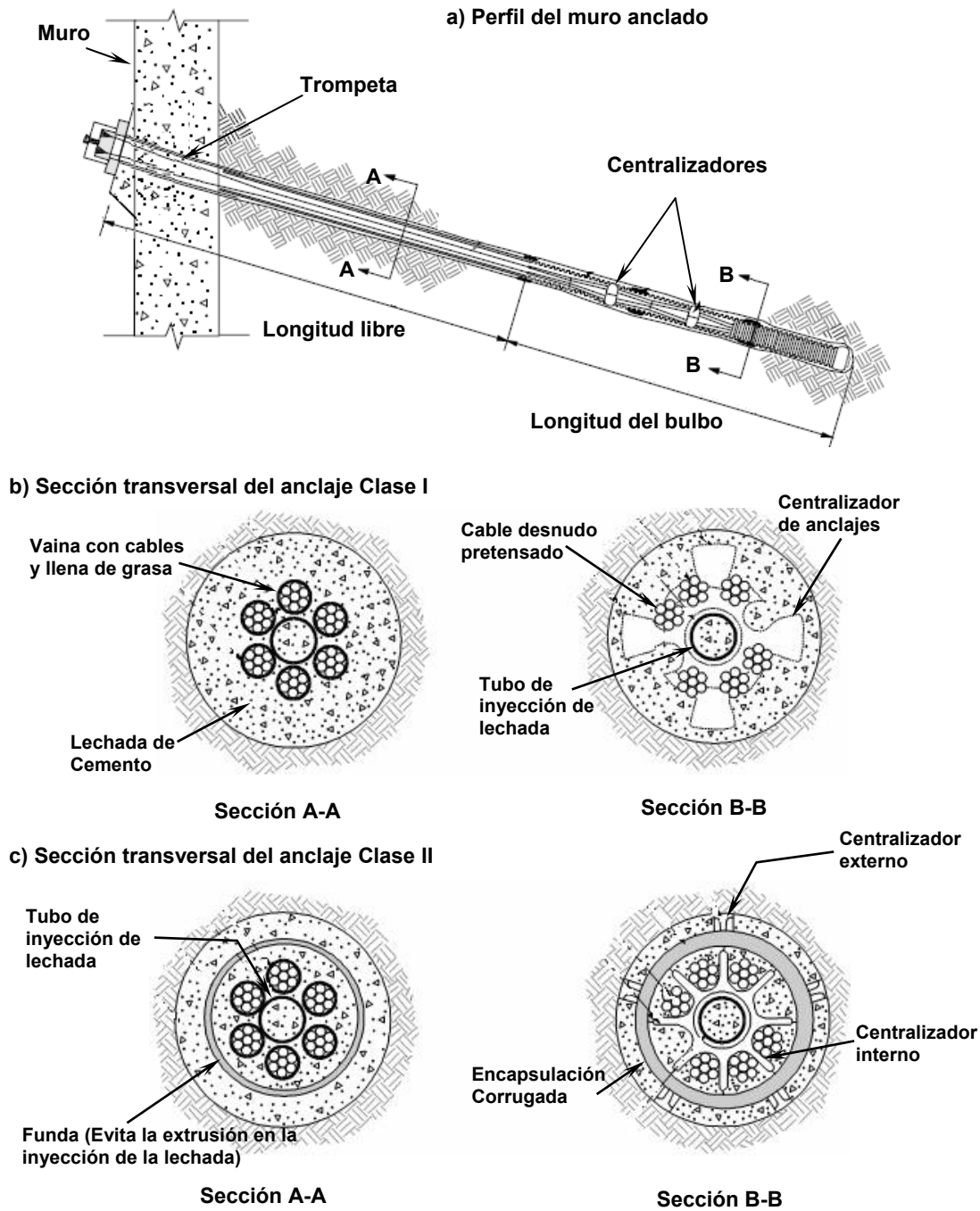
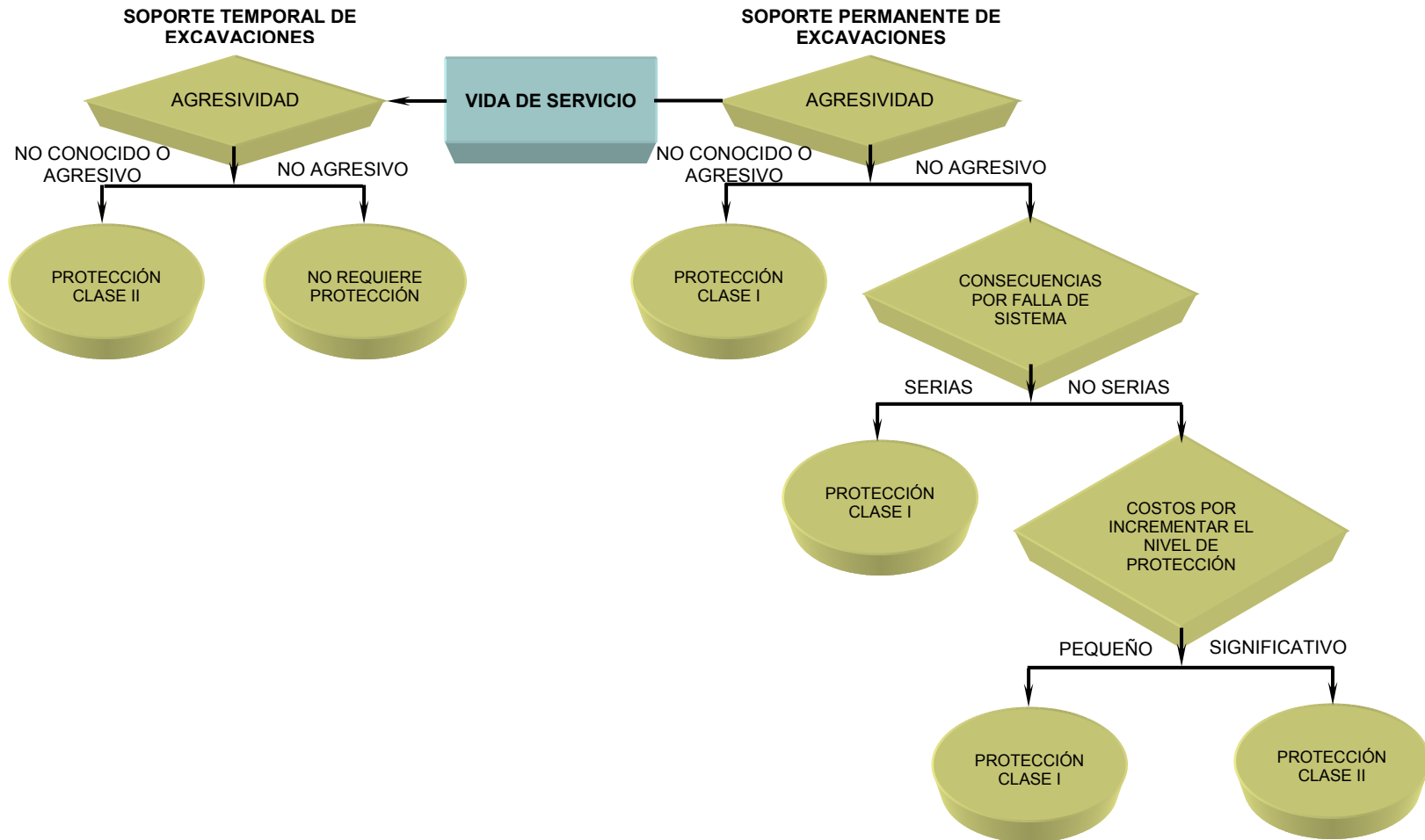


Figura 3.51. Sección de anclaje Clase I y Clase dos para tendón y bulbo respectivamente
 Fuente: Ground Anchors and Anchored Systems, Geotechnical Engineering Circular N°4.

En la figura 3.52, se muestra un esquema de selección del nivel de protección contra la corrosión, ante las condiciones de agresividad del suelo, consecuencias de falla del sistema y costos de construcción.

Figura 3.52. Esquema de selección de protección contra la corrosión



3.3.3.6 CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS EN EL MURO ANCLADO

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 3.53 fueron recomendados por Clough y O'Rourke (1990) para estimar los asentamientos superficiales del terreno adyacente a excavaciones 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.

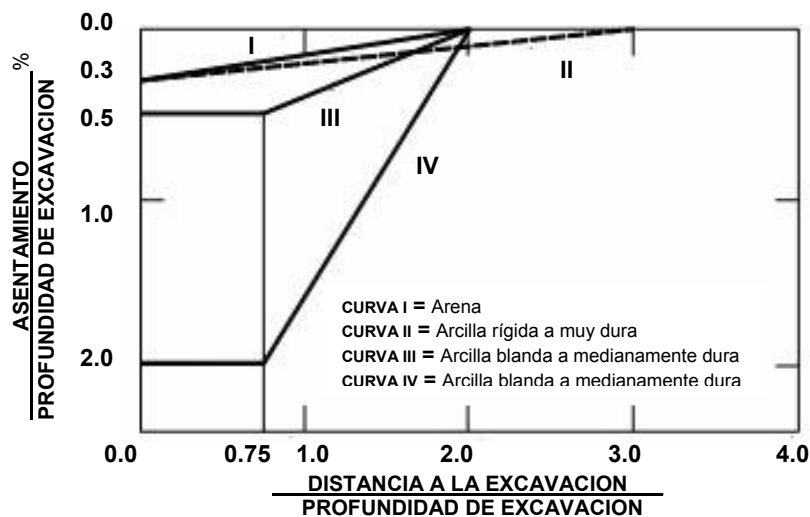
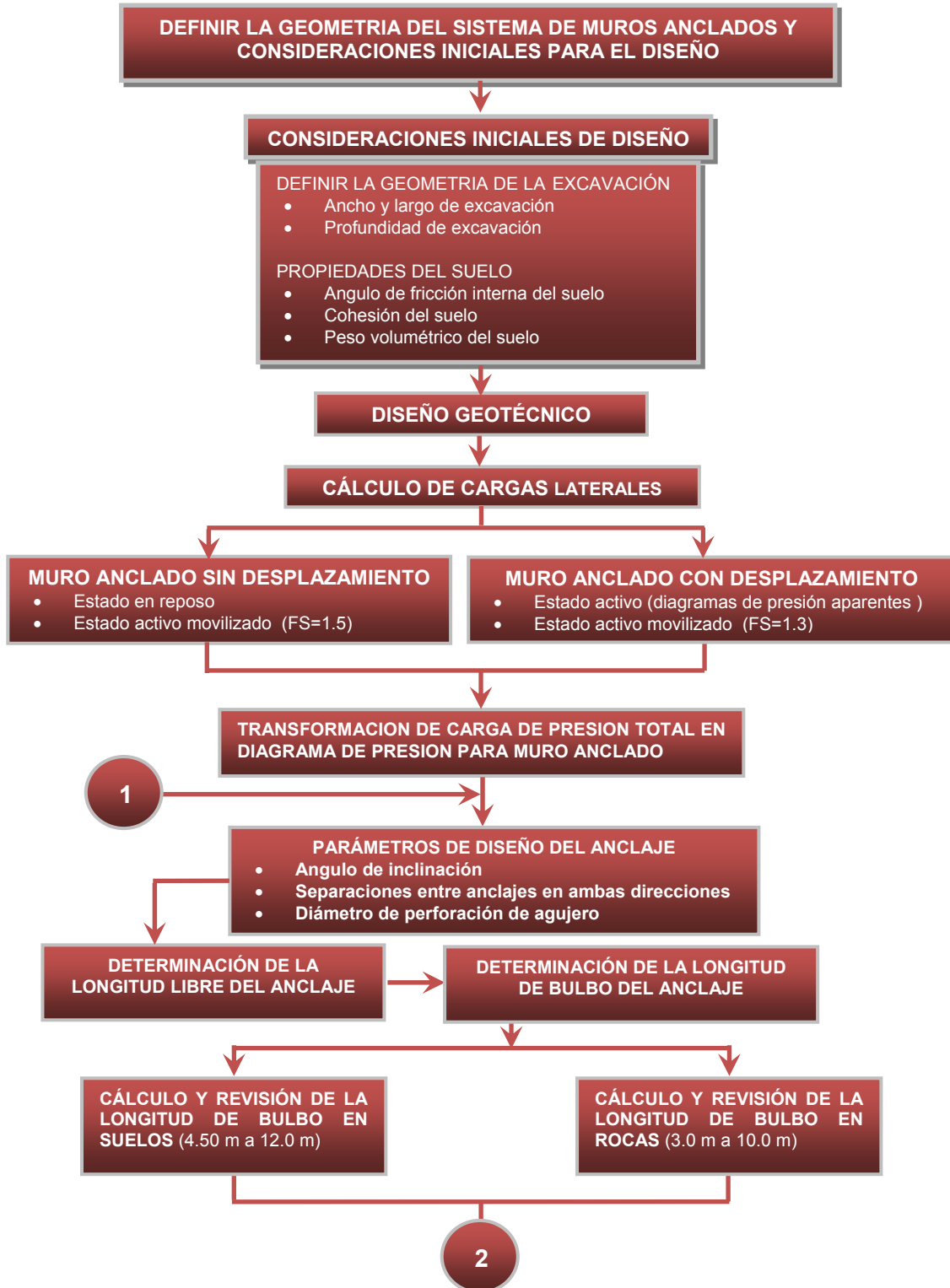
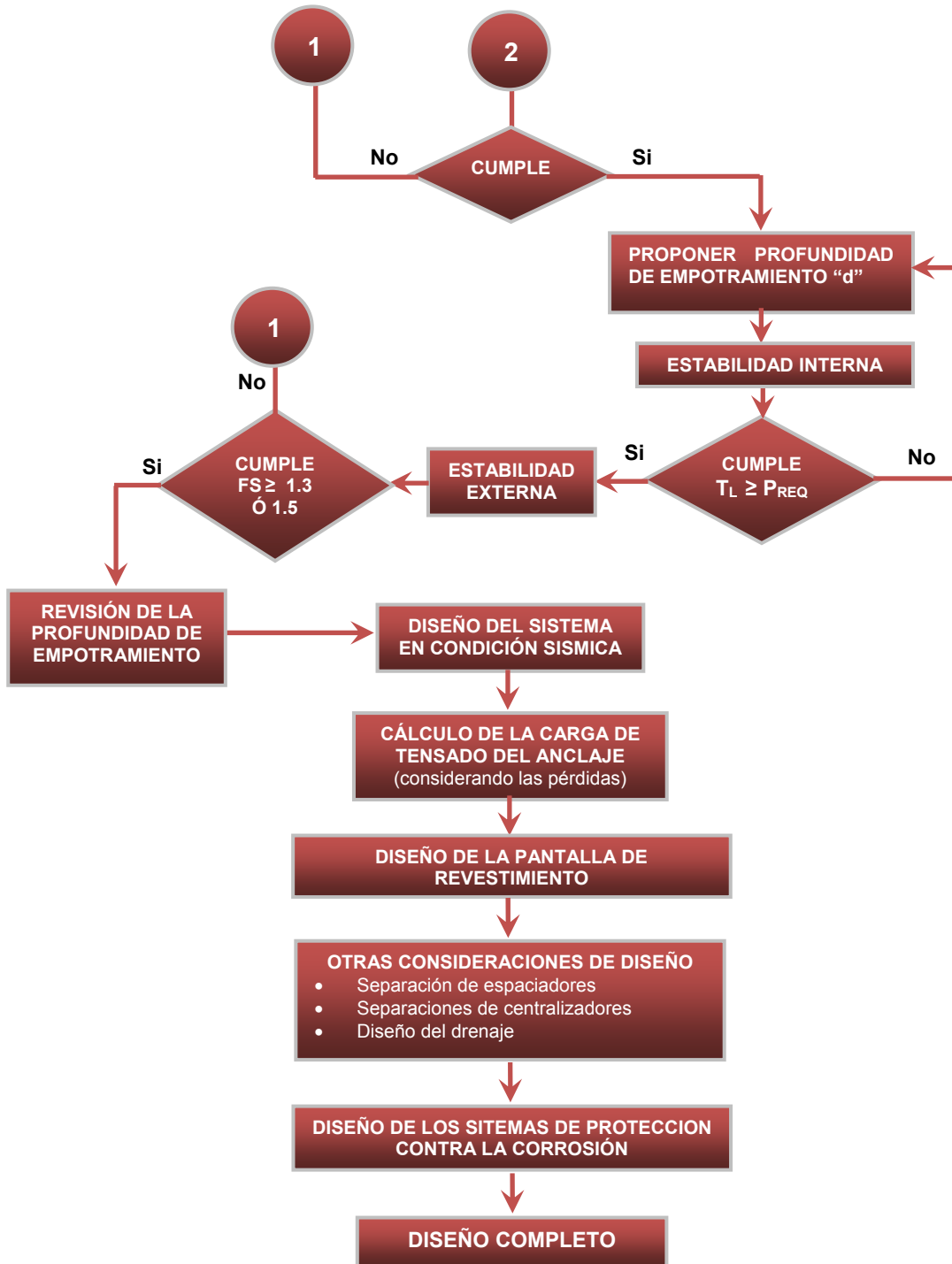


Figura 3.53. Perfil de asentamientos de tierras detrás del muro anclado.

Fuente: Ground Anchors and Anchored Systems, Geotechnical Engineering Circular N°4.

3.4 PROCESO DE DISEÑO DEL SISTEMA DE MURO ANCLADO





3.4.1 EJEMPLO DE MURO ANCLADO

Diseñar un muro anclado de concreto reforzado continuo para la excavación que se muestra en la figura siguiente. 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 E3.1:

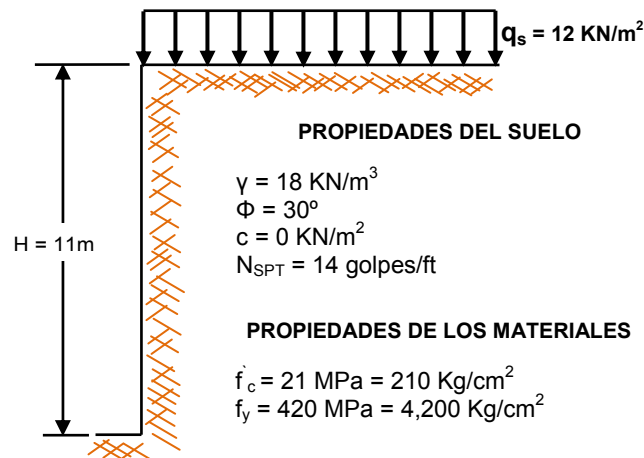


Figura E3.1. Excavación proyectada considerando sobrecarga uniformemente distribuida.

Solución:

Resolviendo por el método RIGID 1 (Método de soportes rígidos)

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:

$$\phi_{mob} = \tan^{-1}\left(\frac{\tan \phi}{FS}\right)$$

$$\phi_{mob} = \tan^{-1}\left(\frac{\tan 30^\circ}{1.5}\right) = 21.05^\circ$$

Una vez calculado el ángulo afectado por el factor de seguridad y considerando que la cara frontal del muro no posee inclinación ($\theta = 0^\circ$ 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:

$$K_{Amob} = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi_{mob}}{2}\right)$$

$$K_{Amob} = \tan^2\left(45^\circ - \frac{21.05^\circ}{2}\right) = 0.47$$

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):

$$T_L = \frac{1}{2} K_0 \gamma H^2 = \frac{1}{2} (0.5)(18)(11)^2 = 544.5 \approx 545 \text{ KN/m}$$

Usando herramienta en Excel (Hoja de cálculo) $T_L = 544.50 \text{ KN/m}$

Determinación de los espaciamientos verticales entre los anclajes

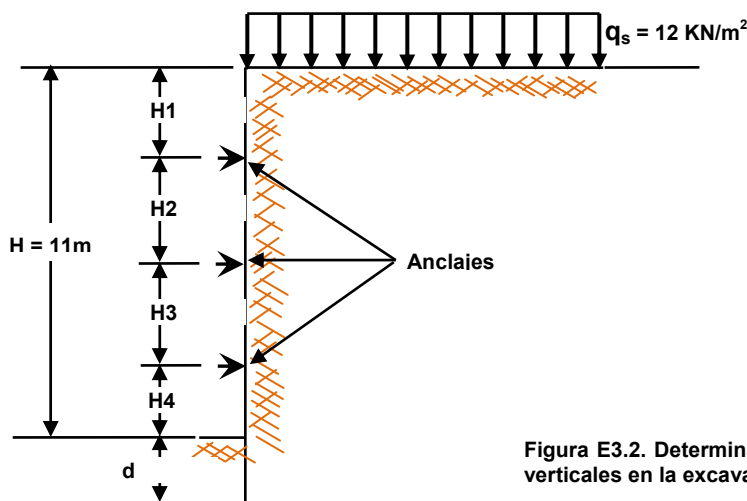


Figura E3.2. Determinación de espaciamientos verticales en la excavación proyectada.

Los intervalos verticales de los anclajes pueden ser determinados mediante el balance de momentos flexionantes, tal como se muestra a continuación:

$$MN_{pos1} = MN_{neg1}$$

$$\frac{1}{10} PH_{(2,3,4)}^2 = \frac{13}{54} PH_1^2$$

En donde $H_{(2,3,4)}$ denota las distancias verticales entre los anclajes (ver figura E3.2), las cuales se asume sean iguales, $H_2=H_3=H_4$. Entonces tenemos:

$$H_{(2,3,4)} = \sqrt{\frac{130}{54}} H_1 = 1.5516 H_1$$

$$H = H_1 + H_2 + H_3 + H_4$$

$$H = H_1 + 3(1.5516 H_1) = 5.6548 H_1$$

Dado que $H = 11m$, tenemos:

$$11 = 5.6548 H_1 \Rightarrow H_1 = \frac{11}{5.6548} = 1.9453m$$

Entonces las demás alturas o intervalos quedan de la siguiente manera:

$$H_2 = H_3 = H_4 = 1.55 H_1 = 1.5516(1.9453) = 3.0183m$$

Redistribuyendo los intervalos tenemos:

$$H_1 = 2m \text{ y } H_2 = H_3 = H_4 = 3m, \text{ respectivamente}$$

CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS DEL MURO ANCLADO

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 de este capítulo.

- Asentamientos promedios y máximos para arenas y arcillas rígidas.

$$\delta_{(prom)} = 0.0015H = 0.0015(11.0) = 0.017 \text{ m} = 17.0 \text{ mm}$$

$$\delta_{(max)} = 0.005H = 0.005(11.0) = 0.055 \text{ m} = 55.0 \text{ mm}$$

- 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 E3.3.

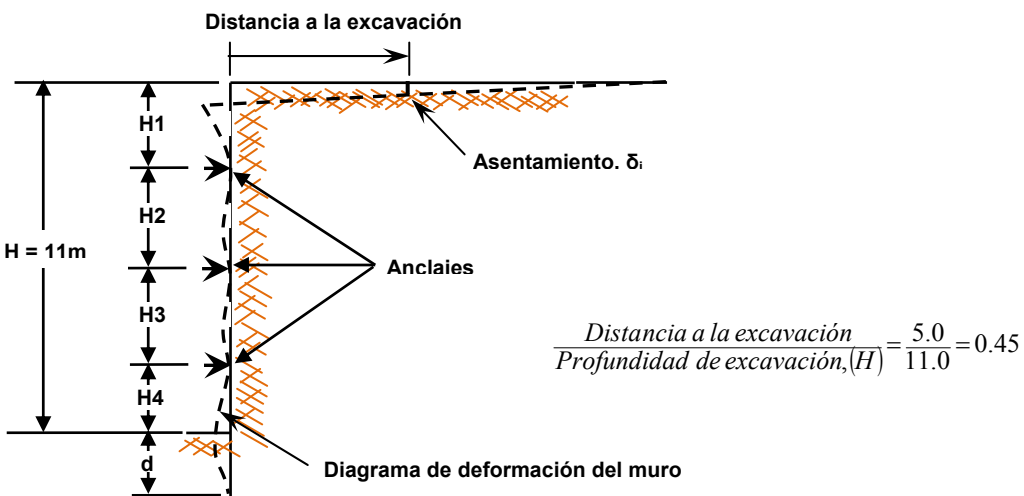


Figura E3.3. Diagrama de deformación lateral y asentamiento del muro anclado.

Esta relación debe ser planteada hasta tocar la curva I que se muestra en la figura E3.4 (para muros permanentes).

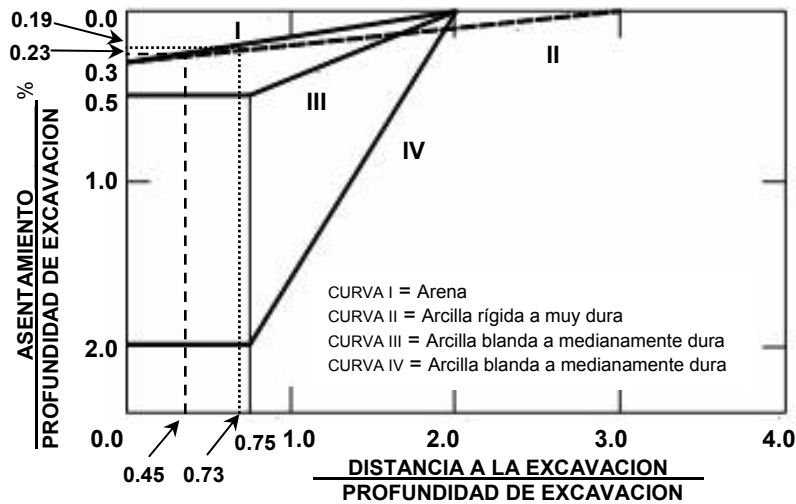


Figura E3.4. Gráfico de asentamientos para un muro anclado.

De gráfico de asentamientos se obtiene:

$$\frac{\text{Asentamiento}(\delta)}{\text{Profundidad de excavación,}(H)} \% = 0.23 \Rightarrow \delta_{(5m)} = 11.0 \times \left(\frac{0.23}{100} \right) = 0.0253 m = 25.3 mm$$

NOTA: El cálculo de la relación anterior puede realizarse con la relación de triángulos.

Como:

$$\delta_{(prom)} = 17 mm \leq \delta_{(5m)} = 25.3 mm \leq \delta_{(max)} = 55.0 mm \quad OK$$

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:

$$\frac{\text{Asentamiento}(\delta)}{\text{Profundidad de excavación,}(H)} \% = 0.19 \Rightarrow \delta_{(8m)} = 11.0 \times \left(\frac{0.19}{100} \right) = 0.0209 m = 20.9 mm$$

Como:

$$\delta_{(prom)} = 17 \text{ mm} \leq \delta_{(5m)} = 20.9 \text{ mm} \leq \delta_{(max)} = 55.0 \text{ mm} \quad OK$$

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 E3.5:

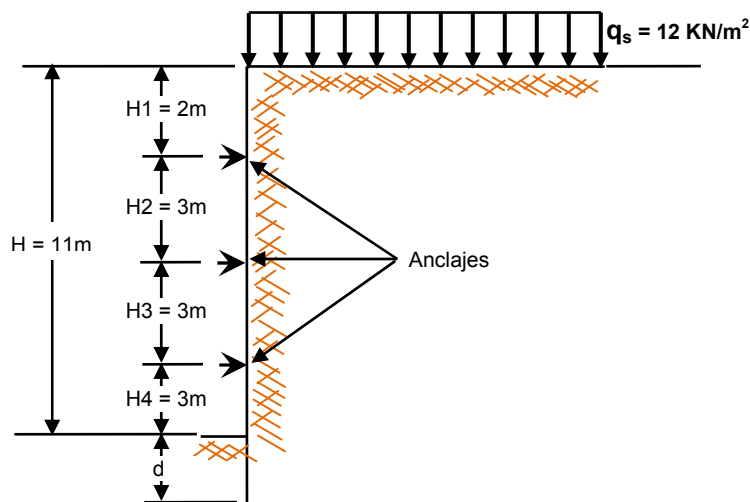


Figura E3.5. Distribución lateral de los diferentes niveles de anclajes

La presión que estabiliza el corte involucra la carga T_L que fue calculada anteriormente:

$$P = \frac{T_L}{H - \frac{1}{3}H_1 - \frac{1}{3}H_4} = \frac{545}{11 - \frac{1}{3}(2) - \frac{1}{3}(3)} = 58.39 \text{ KN/m}^2$$

Usando herramienta en Excel (Hoja de cálculo) $P = 58.34 \text{ KN/m}^2$

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_0) tal como se muestra a continuación:

$$q_s = 12 \text{ KN/m}^2$$

$$P_s = K_0 q_s = (0.5)(12) = 6 \text{ KN/m}^2$$

Usando herramienta en Excel (Hoja de cálculo) $P_s = 6.0 \text{ KN/m}^2$

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 E3.6:

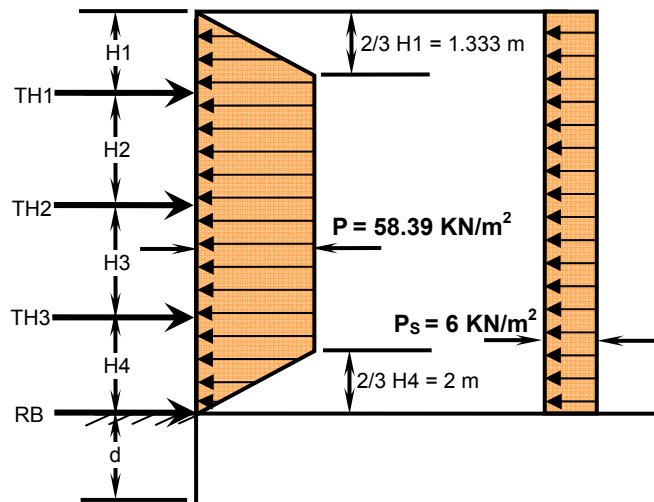


Figura E3.6. Diagrama de presión de suelos y por sobrecarga actuante en el muro anclado.

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**

$$T_{H1} = \left(\frac{2}{3} H_1 + \frac{1}{2} H_2 \right) P + \left(H_1 + \frac{1}{2} H_2 \right) P_s$$

$$T_{H1} = \left[\frac{2}{3} (2) + \frac{1}{2} (3) \right] (58.39) + \left[2 + \frac{1}{2} (3) \right] (6) = 186.45 \text{ KN/m}$$

Usando herramienta en Excel (Hoja de cálculo) $T_{H1} = 186.29 \text{ KN/m}$

- **Fuerza horizontal en el anclaje nº 2**

$$T_{H2} = \left(\frac{1}{2} H_2 + \frac{1}{2} H_3 \right) P + \left(\frac{1}{2} H_2 + \frac{1}{2} H_3 \right) P_s$$

$$T_{H2} = \left[\frac{1}{2}(3) + \frac{1}{2}(3) \right] (58.39) + \left[\frac{1}{2}(3) + \frac{1}{2}(3) \right] (6) = 193.18 \text{ KN/m}$$

Usando herramienta en Excel (Hoja de cálculo) $T_{H2} = 193.02 \text{ KN/m}$

- **Fuera horizontal en el anclaje n° 3**

$$T_{H3} = \left(\frac{1}{2}H_3 + \frac{23}{48}H_4 \right) P + \left(\frac{1}{2}H_3 + \frac{1}{2}H_4 \right) P_s$$

$$T_{H3} = \left[\frac{1}{2}(3) + \frac{23}{48}(3) \right] (58.39) + \left[\frac{1}{2}(3) + \frac{1}{2}(3) \right] (6) = 189.53 \text{ KN/m}$$

Usando herramienta en Excel (Hoja de cálculo) $T_{H3} = 189.37 \text{ KN/m}$

- **Cálculo de la fuerza de reacción en la base**

$$R_B = \left(\frac{3}{16}H_4 \right) P + \left(\frac{1}{2}H_4 \right) P_s$$

$$R_B = \left[\frac{3}{16}(3) \right] (58.39) + \left[\frac{1}{2}(3) \right] (6) = 41.85 \text{ KN/m}$$

Usando herramienta en Excel (Hoja de cálculo) $R_B = 41.82 \text{ KN/m}$

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 n° 1**

$$T_{H1} = 186.45 \text{ KN/m}$$

$$T_{D1} = \frac{T_{H1}S_H}{\cos \psi} = \frac{(186.45)(2.0)}{\cos(15^\circ)} = 386.05 \text{ KN}$$

Usando herramienta en Excel (Hoja de cálculo) $T_{D1} = 385.73 \text{ KN}$

- **Carga de diseño del anclaje n° 2**

$$T_{H2} = 193.18 \text{ KN/m}$$

$$T_{D2} = \frac{T_{H2}S_H}{\cos \psi} = \frac{(193.18)(2.0)}{\cos(15^\circ)} = 399.99 \text{ KN} \cong 400 \text{ KN}$$

• **Carga de diseño del anclaje n° 3**

$$T_{H3} = 189.53 \text{ KN/m}$$

$$T_{D3} = \frac{T_{H3} S_H}{\cos \psi} = \frac{(189.53)(2.0)}{\cos(15^\circ)} = 392.53 \text{ KN} \cong 395 \text{ KN}$$

Usando herramienta en Excel (Hoja de cálculo) $T_{D3} = 392.10 \text{ KN}$

Usar $T_D = 400 \text{ KN}$ como carga de diseño por ser la de mayor magnitud.

Cálculo de la longitud libre del anclaje

La longitud libre del anclaje " L_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 E3.7.

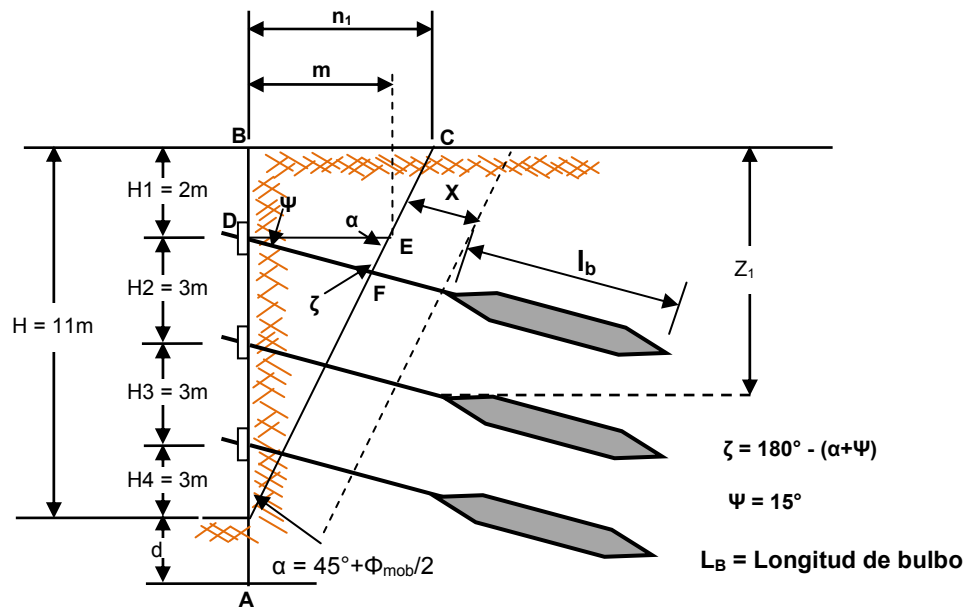


Figura E3.7. Diagrama utilizado para el cálculo de la longitud libre del anclaje.

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 ”

$$\frac{n_1}{H} = \tan(90^\circ - \alpha) \Rightarrow n_1 = H \tan(90^\circ - \alpha)$$

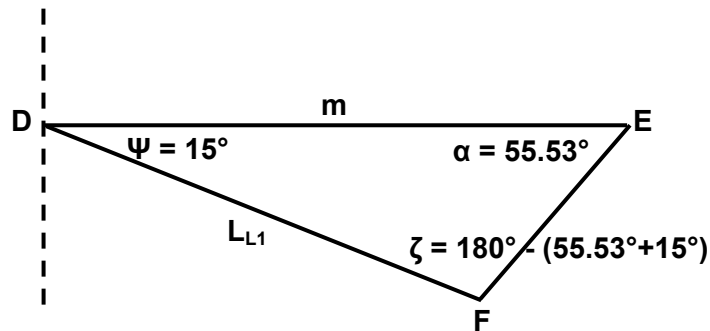
$$n_1 = H \tan(90^\circ - \alpha) = 11 \tan(90^\circ - 55.53^\circ) = 7.55m$$

Por geometría del muro y la relación de triángulos tenemos:

$$\frac{n_1}{m} = \frac{H}{(H - H_1)}$$

$$m = \frac{n_1(H - H_1)}{H} = \frac{(7.55)(11 - 2)}{11} = 6.18m$$

Haciendo un acercamiento al triángulo **DEF**, tenemos:



Encontrando L_{L1} tenemos:

$$\frac{\text{sen}(180^\circ - \alpha - \psi)}{m} = \frac{\text{sen}(\alpha)}{L_{L1}}$$

$$L_{L1} = \frac{m \text{sen}(\alpha)}{\text{sen}(180^\circ - \alpha - \psi)} = \frac{(6.18) \text{sen}(55.53^\circ)}{\text{sen}(180^\circ - 55.53^\circ - 15^\circ)} = 5.4m$$

Usando herramienta en Excel (Hoja de cálculo) $L_L = 6.66m$

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** ó **0.2H** (Peck), el que sea mayor. Entonces tenemos:

$$X = 1.5m$$

$$X = 0.2H = 0.2(11) = 2.2m, \text{ usar entonces } \mathbf{X = 2.2m}$$

Entonces la longitud libre total se calcula de la siguiente manera:

$$L_L = L_{L1} + X = 5.4 + 2.2 = 7.6 \approx 8.0m$$

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**:

$$T_{MAX} = \frac{l_{b\max} Q_u}{FS} = \frac{(12)(100)}{2} = 600KN > T_D = 400KN \Rightarrow OK$$

Entonces, para una carga $T_D = 400 KN$, la longitud del bulbo es:

$$l_b = \frac{T_{MAX} FS}{Q_u} = \frac{(400)(2)}{(100)} = 8.0m$$

Usando herramienta en Excel (Hoja de cálculo) $l_b = 8.0 m$

Chequeando la longitud de bulbo

De anexos (tabla A 3.1, capacidad de suelos granulares), para anclajes en suelos granulares inyectados a bajas presiones, se utiliza la fórmula siguiente:

$$Pu = p' D_b L_b \tan \phi \Rightarrow P_u = FS(T_D)$$

Donde $D_b=0.15m$ es el diámetro del bulbo efectivo del anclaje, respectivamente, p' es la presión de la lechada en (**14 KN/m²**) 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 E3.8):

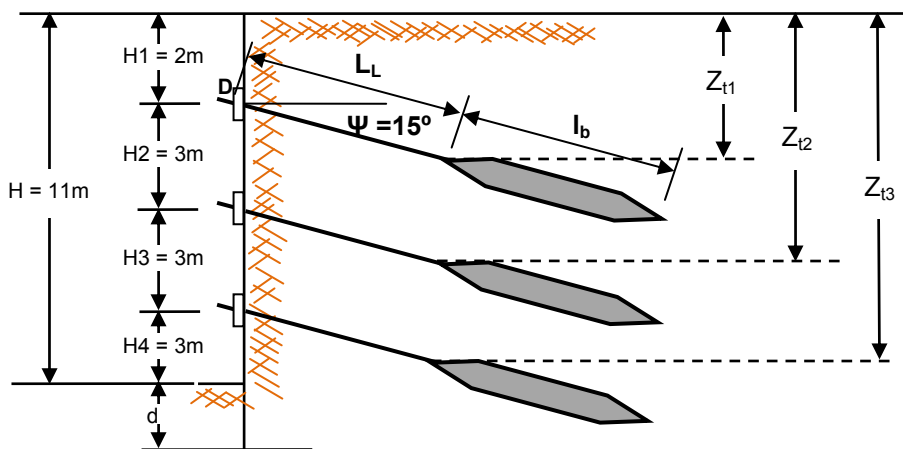


Figura E3.8. Chequeo de la longitud de bulbo en un muro anclado.

$$z_{t1} = H_1 + L_{1L} \text{sen } \psi = 2 + 8 \text{sen } 15^\circ = 4.07 \text{ m}$$

$$z_{t2} = H_1 + H_2 + L_{2L} \text{sen } \psi = 2 + 3 + 8 \text{sen } 15^\circ = 7.07 \text{ m}$$

$$z_{t3} = H_1 + H_2 + H_3 + L_{3L} \text{sen } \psi = 2 + 3 + 3 + 8 \text{sen } 15^\circ = 10.07 \text{ m}$$

$$z_t = \frac{z_{t1} + z_{t2} + z_{t3}}{3} = \frac{4.07 + 7.07 + 10.07}{3} = 7.07 \text{ m}$$

Para $T_D = 400 \text{ KN}$, un ángulo de fricción interna ϕ de 30° y un factor de seguridad de **2.0**, tenemos:

$$l_b = \frac{FS(T_D)}{p' \pi D_b \tan \phi} = \frac{2 \times 400}{14(3.28)\pi(7.07)(0.15) \tan 30^\circ} = 9.0 \text{ m}$$

Usar longitud de bulbo de **9.0 m**

Cálculo de la longitud total del anclaje

La longitud total del anclaje se calcula sumando la longitud libre y la longitud del bulbo:

$$L_T = L_L + l_b = 8.0 + 9.0 = 17.0 \text{ m}$$

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 E3.9):

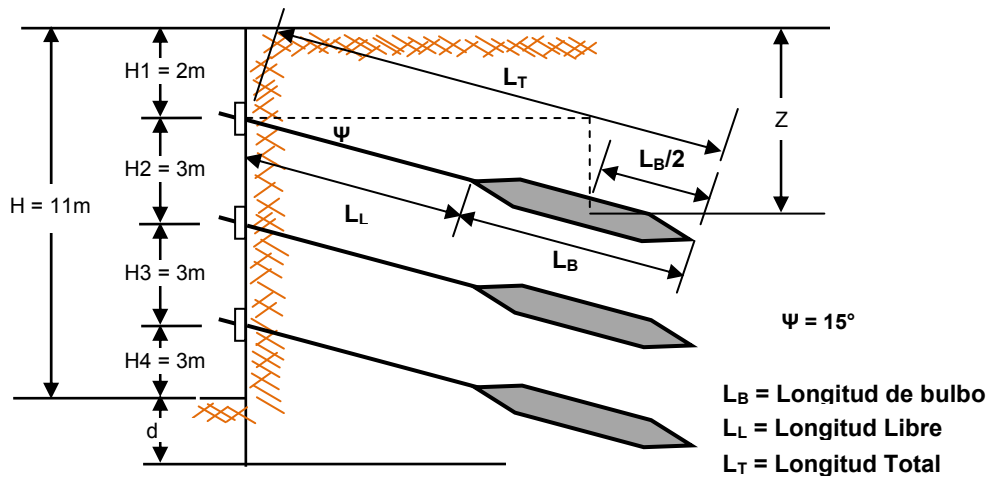


Figura E3.9. Verificación de altura mínima de sobrecarga de suelo sobre el primer anclaje.

$$Z = H_1 + \left(L_T - \frac{1}{2} L_B \right) \text{sen} \psi = 2 + \left[17 - \frac{1}{2} (9.0) \right] \text{sen}(15^\circ) = 5.23\text{m} > 4.5\text{m} \Rightarrow \text{OK}$$

CÁLCULO DE ESTABILIDAD INTERNA DE UN MURO ANCLADO

Calculando la fuerza externa requerida para estabilizar el corte o excavación para los datos del presente problema y haciendo referencia a la figura E3.10:

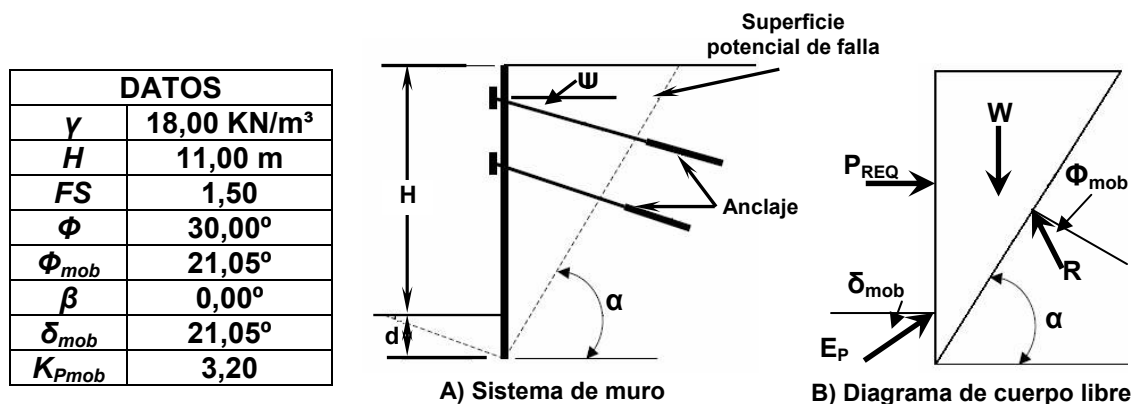


Figura E3.10. Superficie de falla y fuerzas actuantes consideradas en la estabilidad interna del sistema de muro anclado.

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 P_{REQ} , considerando que el valor del coeficiente de presión pasiva K_p 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.

$$P_{REQ} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\frac{(1 + \xi)^2}{\tan \alpha - \tan \beta} - K_{P_{mob}} \xi^2 \left(\text{sen } \delta_{mob} + \frac{\cos \delta_{mob}}{\tan(\alpha - \phi_{mob})} \right) \right] \tan(\alpha - \phi_{mob})$$

Dónde: $\xi = \frac{d}{H}$

PRUEBA 1	
d	1,50
H	11,00
ξ	0,136

PRUEBA 2	
d	1,60
H	11,00
ξ	0,145

PRUEBA 3	
d	1,61
H	11,00
ξ	0,146

PRUEBA 4	
d	2,00
H	11,00
ξ	0,182

α (°)	P_{REQ}
50,00	579,334
51,00	582,207
52,00	584,374
53,00	585,845
54,00	586,629
55,00	586,729
56,00	586,149
57,00	584,887
58,00	582,940
59,00	580,301
60,00	576,961
61,00	572,907

α (°)	P_{REQ}
50,00	579,713
51,00	582,567
52,00	584,702
53,00	586,129
54,00	586,855
55,00	586,887
56,00	586,224
57,00	584,868
58,00	582,813
59,00	580,053
60,00	576,579
61,00	572,377

α (°)	P_{REQ}
50,00	579,719
51,00	582,571
52,00	584,703
53,00	586,125
54,00	586,846
55,00	586,870
56,00	586,199
57,00	584,833
58,00	582,767
59,00	579,995
60,00	576,507
61,00	572,290

α (°)	P_{REQ}
50,00	575,543
51,00	578,278
52,00	580,241
53,00	581,443
54,00	581,894
55,00	581,596
56,00	580,553
57,00	578,762
58,00	576,219
59,00	572,916
60,00	568,842
61,00	563,983

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 $d = 1.60 m$ 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 a se retoma la relación $\xi = 0.182$ para confirmar la profundidad de empotramiento:

$$d = \xi \times H = 0.145 \times 11 \cong 1.6 \Rightarrow \text{Usar : } d = 2.0m$$

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 2:

$$P_{REQ} = 586.887 \text{ KN} \leq 601.39 \text{ KN} \quad \text{OK}$$

Usando herramienta en Excel (Hoja de cálculo) $P_{REQ} = 586.89 \text{ KN}$

El sistema es adecuado para resistir la fuerza producida por la falla interna de dicha estructura.

Revisión de la longitud libre considerando la profundidad de empotramiento “d”

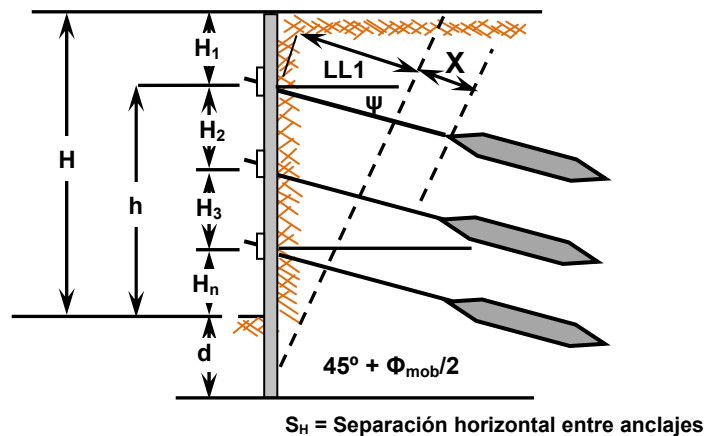


Figura E3.11. Verificación de la longitud libre ante falla por estabilidad interna.

De acuerdo a la figura E3.11, el cálculo de la longitud libre preliminar L_{L1} se determina de la siguiente manera:

$$\frac{L_{L1}}{(h+d)} = \frac{\text{sen}(90^\circ - \alpha)}{\text{sen}(\alpha + \psi)}$$

Sustituyendo los datos tenemos:

$$L_{L1} = (h + d) \frac{\text{sen}(90^\circ - \alpha)}{\text{sen}(\alpha + \psi)} = (9.0 + 1.6) \frac{\text{sen}(90^\circ - 55^\circ)}{\text{sen}(55^\circ + 15^\circ)} = 6.47 \text{ m}$$

Entonces la longitud libre total L_L es:

$$L_L = L_{L1} + X = 6.47 + 2.2 = 8.67 \text{ m} \approx 9.0 \text{ m}$$

Entonces, si mantenemos la longitud de bulbo invariable ($l_b = 9 \text{ m}$), la longitud total de todos los anclajes será:

$$L_T = L_L + l_b = 9 + 9 = 18 \text{ m}$$

Usando herramienta en Excel (Hoja de cálculo) $L_T = 18.0 \text{ m}$

CÁLCULO DE ESTABILIDAD EXTERNA DEL MURO ANCLADO

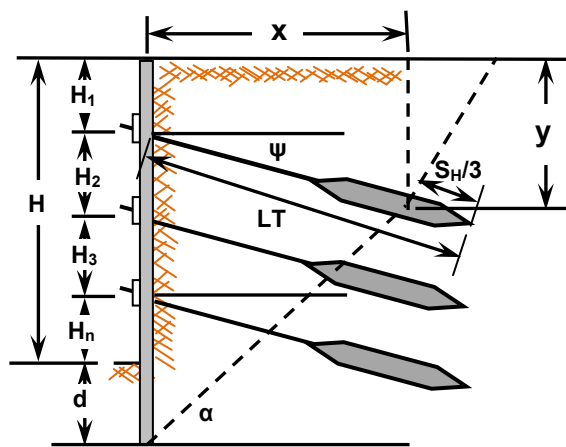
Se procede a calcular el factor de seguridad con el ángulo que satisface la siguiente ecuación:

$$(1 + \xi + \lambda)X - K_{Pmob} \xi^2 \text{sen}(\delta_{mob}) + \frac{K_{Pmob} \xi^2 \cos(\delta_{mob}) - K_{Amob} \lambda^2}{\tan(\phi_{mob} - \alpha)} = 0$$

Dónde:

$$X = \frac{x}{H}, \quad \lambda = \frac{y}{H}, \quad \xi = \frac{d}{H}$$

Encontrando el factor de seguridad para el **primer anclaje**, según figura E3.12:



S_H = Separación horizontal entre anclajes

Figura E3.12. Superficie de falla considerada para la estabilidad externa del muro anclado.

Utilizar los siguientes datos para la primera fila de anclajes:

$$\Phi=30^\circ$$

$$\Phi_{mob}=21.05^\circ (FS=1.5) (inicial)$$

$$\delta_{mob}=21.05^\circ (inicial)(\delta=2\Phi/3 \text{ para calcular } K_p \text{ con Coulomb})$$

$$S_H=2 \text{ m}$$

$$\Psi=15^\circ$$

$$q_s=12 \text{ KN/m}^2$$

$$\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$$

$$H_1=2 \text{ m}$$

$$H=11 \text{ m}$$

Hay que considerar que la sobrecarga puede ser transformada a una altura equivalente de suelo, n , la cual debe ser adicionada a la altura H del muro

$$n = \frac{q_s}{\gamma} = \frac{12}{18} = 0.67 \text{ m}$$

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 :

$$y = \left(L_T - \frac{S_H}{3} \right) \text{sen} \psi + H_1 + n$$

$$y = \left(18 - \frac{2}{3} \right) \text{sen} 15^\circ + 2 + 0.67 = 7.15 \text{ m}$$

$$x = \left(L_T - \frac{S_H}{3} \right) \text{cos} \psi$$

$$x = \left(18 - \frac{2}{3} \right) \text{cos} 15^\circ = 16.74 \text{ m}$$

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{H + d + n - y}{x} \right)$$

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{11 + 2 + 0.67 - 7.15}{16.74} \right) = 21.26^\circ$$

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 importante 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 ser $(2/3)\phi$. 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 ($A+B \approx 0$):

$$(1 + \xi + \lambda)X - K_{Pmob}\xi^2 \text{sen}(\delta_{mob}) + \frac{K_{Pmob}\xi^2 \cos(\delta_{mob}) - K_{Amob}\lambda^2}{\tan(\phi_{mob} - \alpha)} = 0$$

$$A = (1 + \xi + \lambda)X - K_{Pmob}\xi^2 \text{sen}(\delta_{mob}) \quad \text{y} \quad B = \frac{K_{Pmob}\xi^2 \cos(\delta_{mob}) - K_{Amob}\lambda^2}{\tan(\phi_{mob} - \alpha)}$$

Entonces haciendo uso de la herramienta, tenemos:

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

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:

$$FS = \frac{\tan \phi}{\tan \phi_{mob}} = \frac{\tan 30^\circ}{\tan 23^\circ} = 1.36 \leq 1.5 \text{ No cumple}$$

Cambiando longitud total de anclaje a **19.5 m** e iterando nuevamente para dicha longitud, tenemos:

$$y = \left(L_T - \frac{S_H}{3} \right) \text{sen} \psi + H_1 + n$$

$$y = \left(19.5 - \frac{2}{3} \right) \text{sen} 15^\circ + 2 + 0.67 = 7.54 \text{ m}$$

$$x = \left(L_T - \frac{S_H}{3} \right) \text{cos} \psi$$

$$x = \left(19.5 - \frac{2}{3} \right) \text{cos} 15^\circ = 18.19 \text{ m}$$

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{H + d + n - y}{x} \right)$$

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{11 + 2 + 0.67 - 7.54}{18.19} \right) = 18.61^\circ$$

Ahora se calculan las relaciones entre las coordenadas y la altura, así como la relación entre profundidad de empotramiento y altura:

$$X = \frac{x}{H+n} = \frac{18.61}{11.67} = 1.559$$

$$\lambda = \frac{y}{H+n} = \frac{7.54}{11.67} = 0.646$$

$$\xi = \frac{d}{H+n} = \frac{2}{11.67} = 0.171$$

Entonces, una vez más haciendo uso de la herramienta tenemos:

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

Por lo tanto el factor de seguridad para la nueva longitud de anclaje es:

$$FS = \frac{\tan \phi}{\tan \phi_{mob}} = \frac{\tan 30^\circ}{\tan 21^\circ} = 1.5 = 1.5 \quad Ok$$

Usando herramienta en Excel (Hoja de cálculo) $FS = 1.5$

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:

$$L_L = L_T - l_b = 19.5 - 9.0 = 10.5 m$$

Usando herramienta en Excel (Hoja de cálculo) $L_L = 10.5 m$

Encontrando el factor de seguridad para el **anclaje inferior**, según figura E3.13:

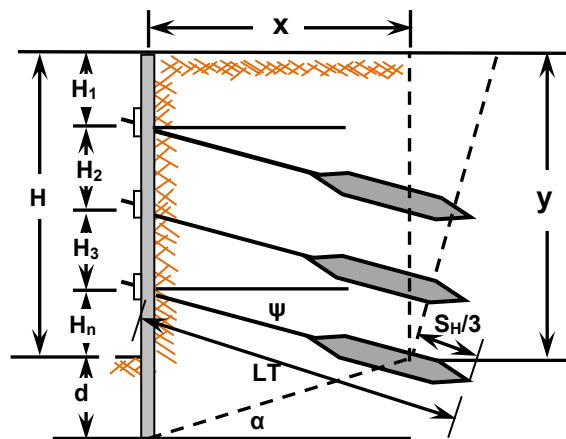


Figura E3.13. Verificación de la estabilidad externa del último anclaje.

Utilizar los siguientes datos para la fila inferior de anclajes:

$$\Phi=30^\circ$$

$$\Phi_{mob}=21.05^\circ (FS=1.5) (inicial)$$

$$\delta_{mob}=21.05^\circ (inicial)(\delta=2\Phi/3 \text{ para calcular } K_p \text{ con Coulomb})$$

$$S_H=2 \text{ m}$$

$$\Psi=15^\circ$$

$$q_s=12 \text{ KN/m}^2$$

$$\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$$

$$H_4=3 \text{ m}$$

$$H=11 \text{ m}$$

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**:

$$y = \left(L_T - \frac{S_H}{3} \right) \text{sen} \psi + (H - H_4) + n$$

$$y = \left(18 - \frac{2}{3} \right) \text{sen} 15^\circ + (11.67 - 3) = 13.15 \text{ m}$$

$$x = \left(L_T - \frac{S_H}{3} \right) \text{cos} \psi$$

$$x = \left(18 - \frac{2}{3} \right) \text{cos} 15^\circ = 16.74 \text{ m}$$

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{H + d + n - y}{x}\right)$$

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{11 + 2 + 0.67 - 13.15}{16.74}\right) = 1.76^\circ$$

Ahora se calculan las relaciones entre las coordenadas y la altura, así como la relación entre profundidad de empotramiento y altura:

$$X = \frac{x}{H + n} = \frac{16.74}{11.67} = 1.435$$

$$\lambda = \frac{y}{H + n} = \frac{13.15}{11.67} = 1.127$$

$$\xi = \frac{d}{H + n} = \frac{2}{11.67} = 0.171$$

Entonces, usando la herramienta tenemos:

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

Encontrando el factor de seguridad tenemos:

$$FS = \frac{\tan \phi}{\tan \phi_{mob}} = \frac{\tan 30^\circ}{\tan 14^\circ} = 2.316 > 1.5 \quad Ok$$

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:

$$L_L = L_T - l_b = 18 - 9.0 = 9.0m$$

Usando herramienta en Excel (Hoja de cálculo) $L_L = 9.0 m$

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD INTERNA EN CONDICIÓN SÍSMICA

Calculando el ángulo que relaciona los coeficientes sísmicos horizontal y vertical (ω_1) con la siguiente ecuación (de tabla 3.2, para la Zona I $k_h=0.16$ y $k_v=0.0$):

$$\omega_1 = \tan^{-1}\left(\frac{k_h}{1-k_v}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{0.16}{1-0.0}\right) = 9.09^\circ$$

Calculando el coeficiente de presión de tierra combinado, para $\delta=0^\circ$, $\beta=0^\circ$, $\theta=0^\circ$, $\phi=30^\circ$ y $\omega_1=9.09^\circ$.

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \omega_1 - \theta)}{\cos \omega_1 \cos^2 \theta \cos(\theta + \delta + \omega_1) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \omega_1 - \beta)}{\cos(\delta + \theta + \omega_1) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2}$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(30^\circ - 9.09^\circ - 0^\circ)}{\cos(9.09^\circ) \cos^2(0^\circ) \cos(0^\circ + 0^\circ + 9.09^\circ) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(30^\circ + 0^\circ) \text{sen}(30^\circ - 9.09^\circ - 0^\circ)}{\cos(0^\circ + 0^\circ + 9.09^\circ) \cos(0^\circ - 0^\circ)}} \right]^2}$$

$$K_{AE} = 0.4407$$

Calculando el empuje activo combinado E_{AE} con la siguiente ecuación, tenemos:

$$E_{AE} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{AE} (1 - k_v) \left\{ 1 + \frac{2q_s}{\gamma H} \left[\frac{\cos \theta}{\cos(\beta - \theta)} \right] \right\}$$

$$E_{AE} = \frac{1}{2} \times 18 \times 11^2 \times 0.4407 (1 - 0) \left\{ 1 + \frac{2 \times 12}{18 \times 11} \left[\frac{\cos 0^\circ}{\cos(0^\circ - 0^\circ)} \right] \right\} = 538.05 \text{ KN} / m$$

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:

$$K_A = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) = \tan^2\left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2}\right) = 0.333 \Rightarrow E_A = \frac{1}{2} \gamma K_A H^2$$

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma K_A H^2 = \frac{1}{2} (18)(0.333)(11)^2 = 363 \text{ KN} / m$$

Empuje activo por sobrecarga (E_s), debe ser:

$$E_s = q_s H K_A = 12(11)(0.333) = 43.96 \text{ KN} / m$$

Empuje sísmico por sobrecarga ($E_{s \text{ sismo}}$), se calcula como:

$$E_{s \text{ sismo}} = q_s H (K_{AE} - K_A) = 12(11)(0.4407 - 0.333) = 14.18 \text{ KN} / m$$

Cálculo de empuje sísmico de tierra (E_E), se calcula como:

$$E_E = E_{AE} - E_A - E_s - E_{s \text{ sismo}} = 538.05 - 363 - 43.96 - 14.18 = 116.91 \text{ KN} / m$$

Transformando a diagrama de presión aparente de tierras, tenemos:

$$P = \frac{E_A}{H - 1/3H_1 - 1/3H_4} = \frac{363}{11 - 1/3(2.0) - 1/3(3.0)} = 38.89 \text{ KN} / m^2$$

De diagrama aparente de presión activa de tierras, por área tributaria, tenemos:

$$T_{H1A} = \left(\frac{2}{3} H_1 + \frac{1}{2} H_2 \right) P = \left(\frac{2}{3} (2.0) + \frac{1}{2} (3.0) \right) (38.89) = 110.19 \text{ KN} / m$$

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 E3.14 se muestran los diagramas de presiones correspondientes al estado activo del suelo y al estado activo bajo condición sísmica.

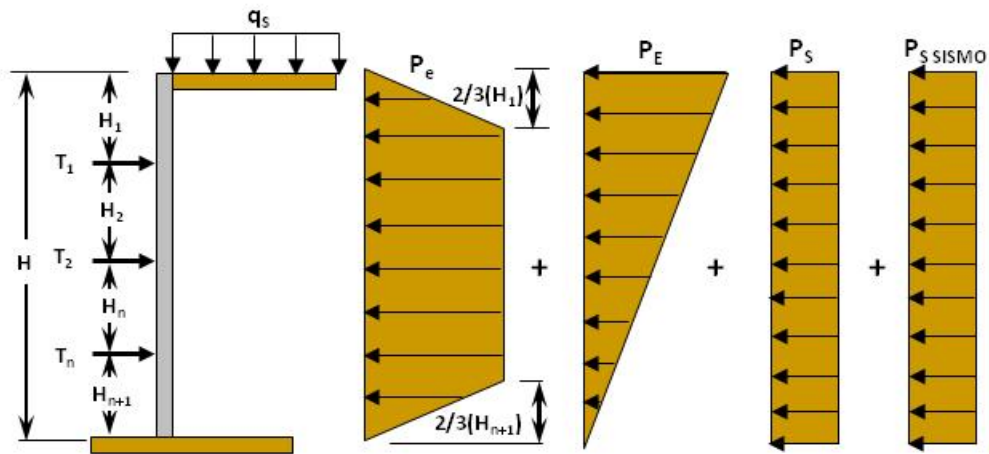


Figura E3.14. Diagramas de presión en condición sísmica en el muro anclado.

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:

$$T_{H1E} = \left[\frac{P_E \left(2H - H_1 - \frac{H_2}{2} \right)}{2H} \right] \left(H_1 + \frac{H_2}{2} \right) = \left[\frac{21.26 \left(2(11) - 2.0 - \frac{3.0}{2} \right)}{2(11)} \right] \left(2.0 + \frac{3.0}{2} \right)$$

$$T_{H1E} = 62.67 \text{ KN} / \text{m}$$

Por área tributaria para la sobrecarga total (condición activa y sismo):

$$P_{sT} = \frac{(E_s + E_s \text{ sismo})}{H} = \frac{(43.96 + 14.18)}{11} = 5.29 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$T_{H1sT} = \left(H_1 + \frac{1}{2} H_2 \right) P_{sT} = \left(2.0 + \frac{1}{2} (3.0) \right) (5.29) = 18.51 \text{ KN} / \text{m}$$

Entonces la fuerza horizontal del primer anclaje (T_{H1}) es:

$$T_{H1} = T_{H1A} + T_{H1E} + T_{H1sT} = 110.19 + 62.67 + 18.51 = 191.37 \text{ KN} / \text{m}$$

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:

$$T_{D1} = \frac{T_{H1}S_H}{\cos\psi} = \frac{(191.37)(2.0)}{\cos(15^\circ)} = 396.24\text{KN} \leq T_D = 400\text{KN} \quad \text{OK}$$

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 ($T_{D1} = 396.24\text{ KN}$).

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EXTERNA EN CONDICIÓN SÍSMICA

Encontrando 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:

$$\rho_A = (\phi - \omega_1) + \tan^{-1} \left(\frac{\{A(A^2 + 1)(A + B)\}^{1/2} - A^2}{1 + B(A^2 + 1)} \right)$$

$$\rho_A = 36.99^\circ$$

Usando herramienta en Excel (Hoja de cálculo) $\rho_A = 36.99^\circ$

Calculando la longitud libre por falla externa por condición sísmica (L_L) y luego comparamos la longitud libre obtenida por estabilidad externa en condición gravedad. De acuerdo a la figura E3.15, por trigonometría tenemos:

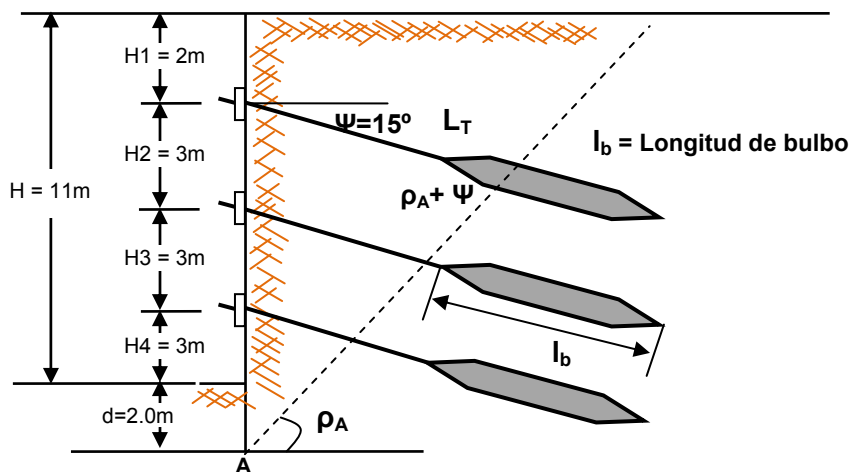


Figura E3.15. Verificación de la estabilidad externa del sistema en condición sísmica.

- Primer línea de anclaje:

$$\frac{(H + d - H_1)}{\text{sen}(\rho_A + \psi)} = \frac{L_{2L}}{\text{sen}(90^\circ - \rho_A)} \Rightarrow L_{2L} = \frac{(H + d - H_1)\text{sen}(90^\circ - \rho_A)}{\text{sen}(\rho_A + \psi)}$$

$$L_{1L} = \frac{(H + d - H_1)\text{sen}(90^\circ - \rho_A)}{\text{sen}(\rho_A + \psi)} = \frac{(11 + 2 - 2)\text{sen}(90^\circ - 36.99^\circ)}{\text{sen}(36.99^\circ + 15^\circ)} = 13.50\text{m} \geq L_{1L} = 9.0\text{m}$$

Utilizar una longitud libre de **13.5 m** con una longitud de bulbo de **9.0 m**

- Segunda línea de anclaje:

$$L_{2L} = \frac{(H_3 + H_4 + d)\text{sen}(90^\circ - \rho_A)}{\text{sen}(\rho_A + \psi)} = \frac{(3 + 3 + 2)\text{sen}(90^\circ - 36.99^\circ)}{\text{sen}(36.99^\circ + 15^\circ)} = 10.50\text{m} \leq L_{2L} = 9.0\text{m}$$

OK

- Tercer línea de anclaje:

$$L_{3L} = \frac{(H_4 + d)\text{sen}(90^\circ - \rho_A)}{\text{sen}(\rho_A + \psi)} = \frac{(3 + 2)\text{sen}(90^\circ - 36.99^\circ)}{\text{sen}(36.99^\circ + 15^\circ)} = 7.50\text{m} \leq L_{3L} = 9.0\text{m}$$

Por lo tanto usar 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.

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 son obtenidas 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**

$$T_{H2} = \left(\frac{1}{2}H_2 + \frac{1}{2}H_3 \right)P + \frac{P_E}{8H} \left(4HH_2 - 3H_2^2 - 4H_1H_2 + 4H_3H - 4H_1H_3 - 3H_2H_3 - H_3^2 \right) + \left(\frac{1}{2}H_2 + \frac{1}{2}H_3 \right)P_{sT}$$

$$T_{H2} = 169.49 \text{ KN/m}$$

- **Fuerza horizontal en el anclaje nº 3**

$$T_{H3} = \left(\frac{1}{2}H_3 + \frac{23}{48}H_4 \right)P + \frac{P_E}{8H} \left(4H_4H_3 + 3H_4^2 + H_3^2 \right) + \left(\frac{1}{2}H_3 + \frac{1}{2}H_4 \right)P_{sT}$$

$$T_{H3} = 147.50 \text{ KN/m}$$

- **Cálculo de la fuerza 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 mayoral por los factores de carga, entonces pueden sumarse, caso contrario a los momentos flectores, en donde cada efecto va mayorizado por su factor de carga correspondiente.

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	$R_B = 41.85 \text{ KN}$	$R_B = 31.98 \text{ KN}$

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.

- **Carga de diseño del anclaje n° 1**

$$T_{H1} = 191.37 \text{ KN/m}$$

$$T_{D1} = \frac{T_{H1}S_H}{\cos\psi} = \frac{(191.37)(2.0)}{\cos(15^\circ)} = 396.24 \text{ KN}$$

- **Carga de diseño del anclaje n° 2**

$$T_{H2} = 169.49 \text{ KN/m}$$

$$T_{D2} = \frac{T_{H2}S_H}{\cos\psi} = \frac{(169.49)(2.0)}{\cos(15^\circ)} = 350.94 \text{ KN}$$

- **Carga de diseño del anclaje n° 3**

$$T_{H3} = 147.50 \text{ KN/m}$$

$$T_{D3} = \frac{T_{H3}S_H}{\cos\psi} = \frac{(147.50)(2.0)}{\cos(15^\circ)} = 305.41 \text{ KN}$$

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.

DISEÑO ESTRUCTURAL

Cálculo de área de acero en el tendón del anclaje

Para $T_D = 400 \text{ KN}$ de tabla 3.6 (Propiedades de cables de acero de diámetro 15 mm ó 0.6 in) se escoge una fuerza de presfuerzo ($0.6f_{pu}A_p$) mayor a la carga de diseño, tenemos:

TABLA 3.6: PROPIEDADES DE CABLES DE ACERO DE DIAMETRO 15 mm (ASTM A416, GRADO 270)										
Nº	Área nominal		Resistencia T _{PU}		Fuerza de presfuerzo					
					0.8f _{pu} A _{ps}		0.7f _{pu} A _{ps}		0.6f _{pu} A _{ps}	
	(in ²)	(mm ²)	(Kips)	(kN)	(Kips)	(kN)	(Kips)	(kN)	(Kips)	(kN)
1	0.217	140	58.6	260.7	46.9	209	41.0	182	35.2	156
3	0.651	420	175.8	782.1	140.6	626	123.1	547	105.5	469
4	0.868	560	234.4	1043	187.5	834	164.1	730	140.6	626
5	1.085	700	293.0	1304	234.4	1043	205.1	912	175.8	782
7	1.519	980	410.2	1825	328.2	1460	287.1	1277	246.1	1095
9	1.953	1260	527.4	2346	421.9	1877	369.2	1642	316.4	1408
12	2.604	1680	703.2	3128	562.6	2503	492.2	2190	421.9	1877
15	3.255	2100	879.0	3911	703.2	3128	615.3	2737	527.4	2346
19	4.123	2660	1113.4	4953	890.7	3963	779.4	3467	668.0	2972

Como: $0.6f_{pu}A_{ps} = 469 \text{ KN} > T_D = 400 \text{ KN}$ OK.

Estimación de presfuerzo inicial en anclajes

Para calcular el presfuerzo inicial en el anclaje se debe calcular la elongación del tendón en la longitud libre del primer y segundo nivel (L_L) producida por la fuerza de diseño (T_D) en los 3 cables (ver área de tabla anterior), considerando un módulo de elasticidad del acero de presfuerzo de $E_e = 0.2 \times 10^6 \text{ MPa}$ en la siguiente ecuación:

- Primer nivel de anclajes ($L_L = 13.5 \text{ m}$)

$$\Delta L = \frac{T_D \times L_L}{A_s \times E_e} = \frac{400(13.5 \times 1000)}{420(0.2 \times 10^6)} = 64.3 \text{ mm}$$

- Segundo y tercer nivel de anclajes ($L_L = 10.5 \text{ m}$)

$$\Delta L = \frac{T_D \times L_L}{A_s \times E_e} = \frac{400(10.5 \times 1000)}{420(0.2 \times 10^6)} = 50.0 \text{ mm}$$

Considerando **6.35 mm (¼ in)** de pérdidas de presfuerzo de manera instantánea (pérdida por deslizamiento del anclaje) y un **8%** de pérdidas en la carga de diseño, producidas a largo plazo en el anclaje, tenemos:

- Primer nivel

$$\Delta L_T = 1.08 \times \Delta L + 6.35 = 1.08(64.3) + 6.35 = 75.79 \text{ mm}$$

- Segundo y tercer nivel

$$\Delta L_T = 1.08 \times \Delta L + 6.35 = 1.08(50) + 6.35 = 60.35 \text{ mm}$$

Entonces con la elongación total se procede a calcular la carga inicial de presfuerzo (Carga de Lock-Off), la cual debe ser comparada con la carga máxima de Lock off (**$0.7f_{pu}A_{ps} = 547 \text{ KN}$**) de la tabla anterior.

- Primer nivel

$$T = \frac{A_s \times E_e (\Delta L_T)}{L_L} = \frac{420(0.2 \times 10^6)(75.79)}{13.5 \times 1000} = 471.58 \text{ KN} < 547 \text{ KN} \quad \text{OK}$$

- Segundo y tercer nivel

$$T = \frac{A_s \times E_s (\Delta L_T)}{L_L} = \frac{420(0.2 \times 10^6)(60.35)}{10.5 \times 1000} = 482.80 \text{ KN} < 547 \text{ KN} \quad \text{OK}$$

Encontrando el nivel de esfuerzo real en el cable que debe producir el Jack para garantizar la carga de diseño considerando todas las pérdidas de presfuerzo, con la siguiente ecuación:

- Primer nivel

$$f_j = \frac{T}{T_{pu}} (f_{pu}) = \frac{471.58}{781.2} (270) = 163.0 \text{ Ksi}$$

- Segundo y tercer nivel

$$f_j = \frac{T}{T_{pu}} (f_{pu}) = \frac{482.80}{781.2} (270) = 166.87 \text{ Ksi}$$

Entonces, utilizar tres cables de acero grado 270, diámetro nominal 15 mm con un área total 420 mm² (0.651 in²), con una tensión del Jack de 163.0 Ksi para el primer nivel y 166.87 Ksi para el segundo y tercer nivel.

DISEÑO DE PANTALLA DE REVESTIMIENTO

En la figura E3.16 se muestra un diagrama de presiones para el diseño de la pantalla de revestimiento del muro.

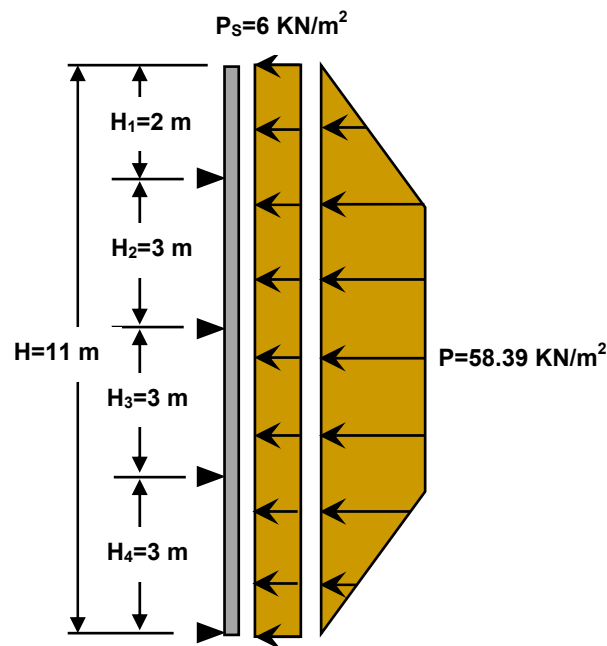


Figura E3.16. Diagrama de presiones para el diseño de la pantalla de revestimiento.

- **Cálculo del momento máximo positivo en la dirección vertical**

Según la AASHTO, el factor de amplificación de cargas (Γ_{EH}) debido a cargas de presión de tierras horizontales, para condición de reposo es $\Gamma_{EH} = 1.35$ y $\Gamma_s = 1.50$ para sobrecarga. Entonces tenemos:

$$M_{u(Pos)} = \frac{1}{10} H_2^2 (\Gamma_{EH} P + \Gamma_s P_s)$$

$$M_{u(Pos)} = \frac{1}{10} H_2^2 (\Gamma_{EH} P + \Gamma_s P_s) = \frac{1}{10} (3^2) [(1.35)(58.39) + (1.5)(6)] = 79.04 \text{ KN.m / m}$$

Usando herramienta en Excel (Hoja de cálculo) $M_{u(Pos)} = 78.98 \text{ KN-m / m}$

Cálculo de momento flexionante por la condición sísmica

Se debe calcular el momento flexionante para la condición sísmica (empuje activo de suelo más empuje sísmico con sobrecarga), el cual deberá ser comparado con el momento flexionante positivo de la condición en reposo.

A continuación, en la figura E3.17 se presentan secciones de los diagramas de presiones activas de tierras con sobrecarga y sísmico con sobrecarga, necesarios para calcular el momento flector positivo de la pantalla.

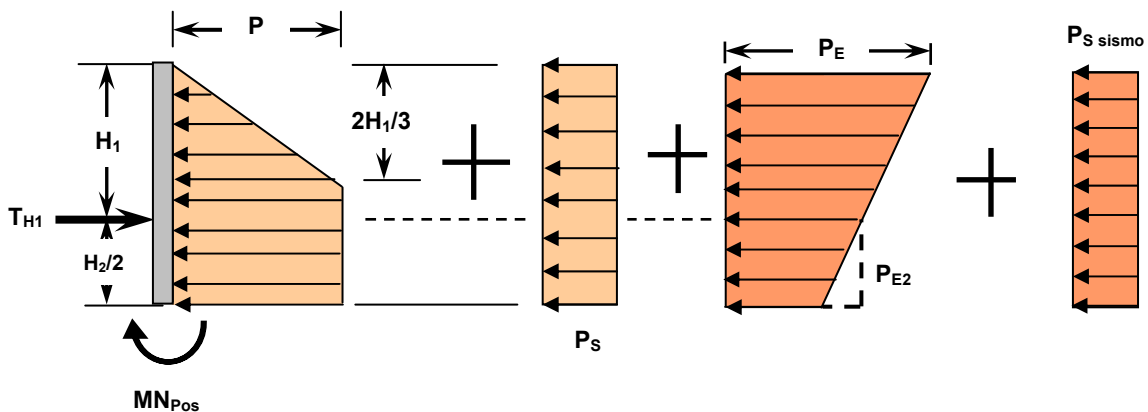


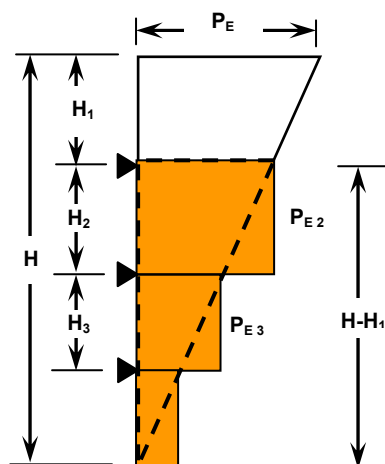
Figura E3.17. Secciones de diagramas de presión para el cálculo del momento flexionante positivo.

El diagrama de presión de la condición sísmica, es aproximado a un diagrama rectangular uniforme de presión (con el valor de presión por sísmico en la cabeza del anclaje, P_{E2}), para simplificación del cálculo del momento positivo del claro inferior del primer anclaje.

Para esta condición, los valores de los factores de carga son: $\Gamma_{EH} = 1.50$ y $\Gamma_{EQ} = 1.00$

$$M_{u(Pos)} = \frac{1}{10} (\Gamma_{EH} P_A + \Gamma_s P_s + \Gamma_{EQ} P_{E2} + \Gamma_{EQ} P_{s \text{ sismo}}) H_2^2$$

Donde el cálculo de la presión uniforme (P_{E2}) en el claro H_2 se por semejanza de triángulos (ver figura E3.18):



POR SEMEJANZA DE TRIÁNGULOS TENEMOS

$$\frac{P_{E2}}{P_E} = \frac{H - H_1}{H}$$

$$P_{E2} = \frac{P_E(H - H_1)}{H}$$

SUSTITUYENDO VALORES, TENEMOS

$$P_{E2} = \frac{21.26(11.0 - 2.0)}{11.0} = 17.39 \text{ KN/m}^2$$

Figura E3.18. Aproximación de diagrama de presión para el cálculo de momento flector.

$$M_{u(Pos)} = \frac{1}{10} [(1.5)(38.89) + (1.5)(4.0) + (1.0)(17.39) + (1.0)(1.29)](3.0)^2 = 74.71 \text{ KN.m/m}$$

Comparando con el momento flexionante calculado en la condición de reposo, tenemos:

$$M_{u(Pos)} = 74.71 \text{ KN.m/m} < 79.04 \text{ KN.m/m}$$

Ya que este momento es menor que el momento flexionante calculado por la condición de reposo, entonces usar $M_{u(Pos)} = 79.04 \text{ KN-m/m}$.

Cálculo de área de acero requerido para la pantalla por flexión positiva

Asumiendo un muro con una pantalla de revestimiento de espesor de **30 cm** ($t_f = 30 \text{ cm}$) y un recubrimiento de **5 cm** (AASHTO), entonces la profundidad efectiva es $d_e = 25 \text{ cm}$. Además se asume una franja del muro cuyo ancho es de 1 metro ($b = 100 \text{ cm}$). Entonces, de acuerdo a lo anterior tenemos:

$$M_{u(Pos)} = \phi_f MN \Rightarrow MN = \omega f'_c (1 - 0.59\omega) b d_e^2; \text{ donde } \phi_F = 0.9 \text{ (AASHTO)}$$

Sustituyendo para el momento positivo $M_{u(Pos)} = 79.04 \times 10^3 \text{ MN.m/m}$ en la ecuación tenemos:

$$M_{u(Pos)} = \phi_f \omega f'_c (1 - 0.59\omega) b d_e^2 \Rightarrow 79.04 \times 10^{-3} = 0.9(21)\omega(1 - 0.59\omega)(1.0)(0.25)^2$$

Resolviendo para ω , tenemos:

$$\omega - 0.59\omega^2 = \frac{79.04 \times 10^{-3}}{0.9(21)(1.0)(0.25)^2} \Rightarrow 0.59\omega^2 - \omega + 0.0669 = 0$$

$$\omega_1 = 1.6251 \text{ y } \omega_2 = 0.0698, \quad \text{Usar } \omega = \mathbf{0.0698}$$

$$\text{Como: } \rho = \frac{\omega f'_c}{f_y} = \frac{0.0769(21)}{420} = 0.0035$$

Calculando porcentaje mínimo de refuerzo (ρ_{min}), tenemos:

$$\rho_{min} = \frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.25\sqrt{21}}{420} = 0.0027$$

Calculando porcentaje de refuerzo máximo ($\rho_{m\acute{a}x}$) en funci3n de la falla balanceada tenemos:

$$\rho_{max} = 0.75\rho_b = 0.75 \left[0.85\beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \right]$$

En donde $\beta_1 = \mathbf{0.85}$ (para $f'_c = \mathbf{21 MPa}$)

$$\rho_{max} = 0.75\rho_b = 0.75 \left[0.85(0.85) \left(\frac{21}{420} \right) \left(\frac{600}{600 + 420} \right) \right] = 0.0159$$

Comparando con porcentaje de refuerzo máximo y mínimo, tenemos:

$$\rho_{min} = 0.0027 \leq \rho = 0.0035 \leq \rho_{max} = 0.0159 \quad \text{OK}$$

Calculando el 3rea de acero requerida tenemos:

$$A_{s req} = \rho b d_e = 0.0035(1.0)(0.25) = 8.72 \times 10^{-4} \text{ m}^2 / \text{m} = 872.36 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

Propuesta de acero

Proponer acero **N° 16** ($A_v = 199 \text{ mm}^2 = 1.99 \text{ cm}^2$ de tabla 3.7). Calculando la separación del acero para $b=1.0m$ tenemos:

Separación de acero propuesto

$$S = \frac{A_v(b)}{A_{sreq}} = \frac{199(1.0)}{872.36} = 0.23m < 0.3m \Rightarrow OK \therefore Usar 200mm$$

Por lo tanto usar varilla **N° 16 @ 200 mm** (ver detalle de sección de anclaje)

Cálculo de momento máximo vertical negativo en el voladizo

El factor de amplificación de cargas (Γ_{EH}) debido a cargas de presión de tierras horizontales, para condición de reposo es $\Gamma_{EH} = 1.35$ y $\Gamma_s = 1.50$ para sobrecarga. Entonces tenemos:

$$M_{u(Neg)} = \frac{13}{54} (H_1^2) \Gamma_E P + P_s \Gamma_s (H_1) \left(\frac{1}{2} H_1 \right)$$

$$M_{u(Neg)} = \frac{13}{54} (2.0)^2 (58.39)(1.35) + 6(2.0/2)^2 (1.5) = 93.91KN.m/m$$

$$M_{u(Neg)} = 93.91KN.m/m \equiv 93.91 \times 10^{-3} MN.m/m$$

Revisión por flexión del voladizo por condición de gravedad y sismo

Calculando la flexión negativa en la dirección vertical, por área tributaria de diagrama de presión de tierras por sismo y por condición activa para el voladizo con $H_1=2.0m$, tenemos:

$$M_{uE} = \frac{P_E \Gamma_{EQ} (3H - H_1)(H_1)^2}{6H} = \frac{(21.26)(1.0)(3 \times 11 - 2.0)(2.0)^2}{6(11.0)} = 39KN.m/m$$

$$M_{uA} = \frac{13}{54} (H_1^2) \Gamma_E P_A + P_{ST} \Gamma_s \left(\frac{H_1^2}{2} \right) = \frac{13}{54} (2.0)^2 (1.5)(38.89) + 5.29(1.5) \left(\frac{2^2}{2} \right)$$

$$M_{uA} = 71.68KN.m/m$$

Sumando las contribuciones de momentos de los diagramas de presión de tierras, tenemos:

$$M_{u(Neg)} = M_{uE} + M_{uA} = 39.0 + 71.68 = 110.68 \text{ KN.m / m}$$

Este valor es mayor que el utilizado anteriormente de $M_{u(Neg)} = 93.91 \text{ KN-m/m}$, entonces utilizar $M_{u(Neg)} = 110.68 \text{ KN-m/m}$

Cálculo de área de acero requerido para la pantalla por flexión negativa

Con el espesor total de la pantalla de revestimiento ($t_f = 30\text{cm}$), se procede a calcular el área de acero con una profundidad efectiva $d_e = 22.5\text{cm}$ (recubrimiento de 7.5 cm, por ser la cara en contacto con el suelo). Sustituyendo para $M_{Req} = 110.68 \times 10^3 \text{ MN.m/m}$ en la ecuación tenemos:

$$M_{u(Neg)} = \phi_f \omega f'_c (1 - 0.59\omega) b d_e^2 \Rightarrow 110.68 \times 10^3 = 0.9(21)\omega(1 - 0.59\omega)(1.0)(0.225)^2$$

Resolviendo para ω tenemos:

$$\omega - 0.59\omega^2 = \frac{104.01 \times 10^{-3}}{0.9(21)(1.0)(0.225)^2} \Rightarrow 0.59\omega^2 - \omega + 0.1157 = 0$$

$$\omega_1 = 1.5700 \text{ y } \omega_2 = 0.1249, \quad \text{Usar } \omega = 0.1249$$

$$\text{Como: } \rho = \frac{\omega f'_c}{f_y} = \frac{0.1249(21)}{420} = 0.0062$$

Comparando con porcentaje de refuerzo máximo y mínimo, tenemos:

$$\rho_{\min} = 0.0027 \leq \rho = 0.0062 \leq \rho_{\max} = 0.0159 \quad \text{OK}$$

Calculando el área de acero requerida:

$$A_{s \text{ req}} = \rho b d_e = 0.0062(1.0)(0.225) = 14.05 \times 10^{-4} \text{ m}^2 / \text{m} = 1404.86 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

Propuesta de acero

Dado que es una cantidad grande de acero, se propone correr un porcentaje de refuerzo que sea un poco mayor al mínimo, el cual es $\rho = 0.0028$ y con un peralte efectivo $d_e = 22.5\text{cm}$ (7.5 cm de recubrimiento por ser la cara en contacto con el suelo, AASHTO). Luego se procede a calcular el área de acero remanente para bastones:

$$A_{s \text{ corr}} = \rho b d_e = 0.0028(1.0)(0.225) = 630 \times 10^{-6} \text{ m}^2 / \text{m} = 630 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

Proponer varilla **N°13** ($A_v = 129 \text{ mm}^2$) como acero corrido

Separación de acero corrido propuesto

$$S = \frac{A_v(b)}{A_{s \text{ corr}}} = \frac{129(1.0)}{630} = 0.205 \text{ m} \leq 0.30 \text{ m} \Rightarrow \text{OK} \quad \therefore \text{Usar } 200 \text{ mm}$$

Por lo tanto usar varilla **N° 13 @ 200mm** como acero corrido ($A_{s \text{ prop}} = 635 \text{ mm}^2/\text{m}$) como se detalle de sección de anclaje).

Encontrando el acero remanente o acero de bastones por flexión negativo

$$A_{sb} = A_{s \text{ req}}(\text{negativo}) - A_{s \text{ corr}} = 1404.86 - 635 = 769.86 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

Separación de acero remanente

Proponiendo varilla **N° 16** ($A_v = 199 \text{ mm}^2$), calculando el número de varillas por metro:

$$N^\circ = \frac{A_{sb}}{A_v} = \frac{769.86}{199} = 3.86 \text{ varillas} / \text{m} \quad \therefore \text{Usar } 4 \text{ varillas} / \text{m}$$

Calculando la separación de las 4 varillas dentro de la longitud de la placa mínima (**200 mm**), la cual debe ser mayor que el diámetro nominal de la barra **N° 16** (tabla 3.8), entonces:

$$S = \frac{b}{N^\circ} = \frac{200}{4} = 50 \text{ mm} \geq d_b = 15 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

Por lo tanto, utilizar bastones **4 N° 16** en la zona de anclaje (ver detalle)

Cálculo de longitud de desarrollo para bastones por momento negativo

Calculando la contribución de momento nominal negativo proporcionada con el área de acero corrido propuesto, **N° 13 @ 200 mm** ($A_{\text{Prop}} = 635 \text{ mm}^2/\text{m}$), entonces:

$$\rho = \frac{A_{s \text{ Prop}}}{bd_e} = \frac{635}{(1000)(225)} = 0.0028 \Rightarrow \rho = \frac{\omega f'_c}{f_y}$$

Sustituyendo y despejando ω de la ecuación anterior se tiene:

$$\omega = \frac{\rho f_y}{f'_c} = \frac{(0.0028)(420)}{21} = 0.0560$$

Sustituyendo ω en la ecuación de momentos nominales, para $d_e = 225 \text{ mm}$, tenemos:

$$Mu = \phi_f \omega f'_c (1 - 0.59\omega) b d_e^2 = 0.9(21)(0.0560)[1 - 0.59(0.0560)](1000)(225)^2$$

$$Mu(res) = 51.81 \text{ KN.m/m}$$

Ahora igualando, la contribución de momento nominal negativo ($M_{u(res)} = 51.81 \text{ KN-m/m}$), con la ecuación de momento actuante para el primer anclaje, (obtenido por el método de áreas tributarias), para un valor x en dirección vertical (dicho valor representa la distancia a la que contribuye el acero corrido por flexión negativa), el cual debe ser calculado con la ecuación de momentos con la que se diseñó el voladizo anteriormente, entonces:

$$M_{u(res)} = \frac{13}{54} \Gamma_{EH} (x^2) P + P_s \Gamma_s (x) \left(\frac{1}{2} x \right) + \frac{\Gamma_{EQ} P_E (3H - x) (x^2)}{6H} + \Gamma_{EQ} P_s \text{ sismo} \left(\frac{1}{2} x^2 \right)$$

$$51.81 = \frac{13}{54} (1.35) (x^2) (38.89) + (6)(1.5)(x) \left(\frac{1}{2} x \right) + \frac{(1.0)(21.26)[3(11) - x](x^2)}{6(11)} +$$

$$+ (1.0)(1.29) \left(\frac{1}{2} x^2 \right)$$

Despejando el valor de x de la ecuación, se tiene:

$$x = 1.33 \text{ m} = 1330 \text{ mm} \quad (\text{A partir del extremo del voladizo, ver grafica de momentos})$$

Calculando la longitud de desarrollo para las barras propuesta como bastones para momento negativo (**Nº 16**), escogiendo el mayor valor de:

$$l_d = (H_1 - x) + 12d_v = (2000 - 1330) + 12(15.9) = 860 \text{ mm}$$

$$l_d = (H_1 - x) + d_e = (2000 - 1330) + 225 = 895 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

El mayor valor seleccionado es $l_d = 895 \text{ mm}$, este valor debe ser comparado con el valor obtenido de la fórmula del *capítulo 12, sección 12.2.2 del ACI*, para barras menores que la **N° 19**, la cual es:

$$l_d = \left(\frac{18 f_y \Psi_t \Psi_e \lambda}{25 \sqrt{f'_c}} \right) d_v$$

Definiendo los factores, tenemos:

$\Psi_e = 1.0$ (refuerzo sin revestimiento epóxico)

$\Psi_t = 1.0$ (no existe 30 cm. de concreto debajo de la barra)

$\lambda = 1.0$ (concreto de peso normal)

Sustituyendo:

$$l_d = \left(\frac{18 f_y \Psi_t \Psi_e \lambda}{25 \sqrt{f'_c}} \right) d_v = \left(\frac{18(420)(1.0)(1.0)(1.0)}{25 \sqrt{21}} \right) (15.9) = 1049 \text{ mm}$$

Dado que este valor es mayor que los encontrados anteriormente, entonces rige el cálculo. Entonces usar l_d de **1049 mm**, ahora calculando la longitud total de bastones, que puede considerarse como:

$$L_{Tb} = 2l_d = 2(1049) \approx 2100 \text{ cm}$$

Por lo tanto usar 4 bastones **varilla N° 16** con una longitud total de **2100 mm** en la dirección vertical.

En la figura E3.19 se muestra la metodología para determinar la longitud de desarrollo de los bastones de la pantalla del muro.

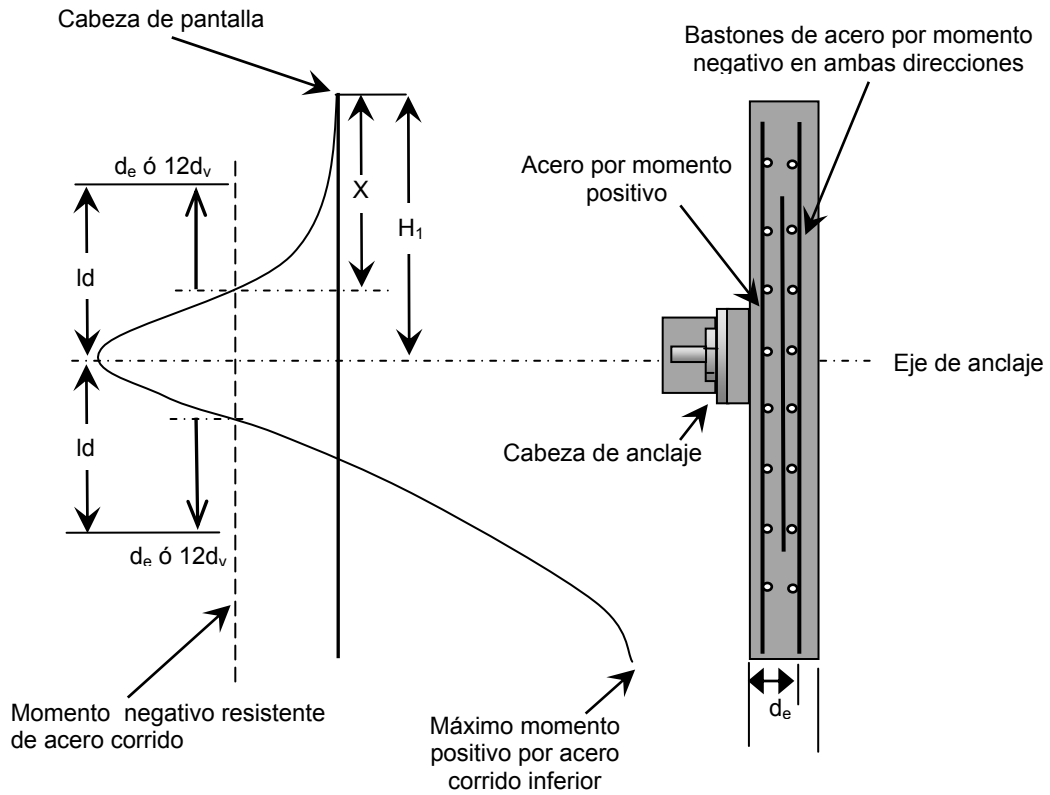


Figura E3.19. Longitud de desarrollo para refuerzo por flexión en la dirección vertical de la pantalla

- **Revisión de acero por flexión en la dirección horizontal**

En la figura E3.20 se muestra el diagrama para determinar el acero de refuerzo en la dirección horizontal

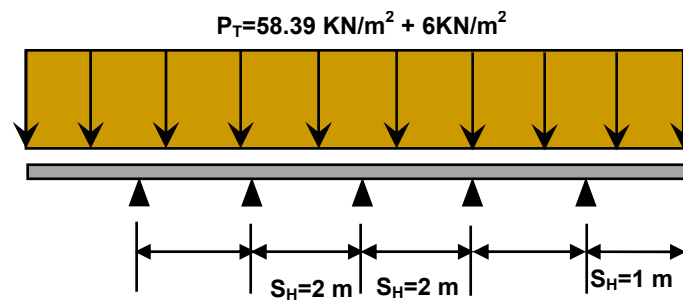


Figura E3.20. Revisión de acero por flexión en la dirección horizontal.

Cálculo del momento máximo positivo en la dirección horizontal

Mayorando la carga con el factor (Γ_{EH}) debido a cargas de presión de tierras horizontales, para condición de reposo es $\Gamma_{EH}=1.35$ y $\Gamma_s=1.50$ para sobrecarga. Utilizando la separación horizontal (S_H) entre anclajes igual a **2.0 m**, tenemos:

$$M_{u(Pos)} = \frac{1}{10} \Gamma_{EH} S_H^2 (P) + \frac{1}{10} \Gamma_s S_H^2 (P_s)$$

$$M_{u(Pos)} = \frac{1}{10} (1.35)(2)^2 (58.39) + \frac{1}{10} (1.5)(2)^2 (6) = 35.13 \text{ KN.m / m}$$

Usando herramienta en Excel (Hoja de cálculo) $M_{u(Pos)}=35.13 \text{ KN-m / m}$

Resolviendo la ecuación de momento requerido ($M_{u(Pos)} = 35.13 \times 10^{-3} \text{ MN.m/m}$) y despejando ω , para un peralte efectivo $d_e = 25 \text{ cm}$ tenemos:

$$\omega_1 = 1.6646 \text{ y } \omega_2 = 0.0303, \quad \text{Usar } \omega = 0.0303$$

En donde:

$$\rho = \frac{\omega f'_c}{f_y} = \frac{0.0303(21)}{420} = 0.0015 \leq \rho_{\min} = 0.0027 \quad \text{usar } \rho_{\min} = 0.0027$$

$$A_{s \min} = \rho_{\min} b d_e = 0.0027(1000)(250) = 675 \text{ cmm}^2 / m$$

Propuesta de acero

Usar $A_{s \min} = 675 \text{ mm}^2 / m$, proponiendo varilla **N° 16** ($A_v = 199 \text{ mm}^2$)

Separación de acero propuesto

$$S = \frac{A_v(b)}{A_{s \min}} = \frac{199(1.0)}{675} = 0.293 \text{ m} \leq 0.30 \text{ m} \Rightarrow \text{OK} \quad \therefore \text{Usar } 250 \text{ mm}$$

Usar varilla **N° 16 @ 250 mm** en la dirección longitudinal (ver detalle estructural en la figura E3.23).

Cálculo del momento máximo nominal negativo en la dirección horizontal

Calculando el momento negativo en el primer anclaje, considerando un voladizo igual a $(S_H/2)$, es decir para el primer anclaje la separación horizontal total de la zona de influencia del anclaje es (S_H) , tenemos:

$$M_{u(Neg)} = \frac{1}{8} S_H^2 (\Gamma_{EH})(P) + \frac{1}{8} S_H^2 (\Gamma_s)(P_s)$$

Mayorando la carga por condición de reposo, tenemos:

$$M_{u(Neg)} = \frac{1}{8} (2)^2 (1.35)(58.39) + \frac{1}{8} (2)^2 (1.5)(6) = 43.91 \text{KN.m / m} = 43.91 \times 10^{-3} \text{MN.m / m}$$

Usando herramienta en Excel (Hoja de cálculo) $M_{u(Neg)} = 43.91 \text{KN-m / m}$

Resolviendo la ecuación de momento requerido $M_{u(Neg)}$ y despejando ω , para un peralte efectivo $d_e = 22.5 \text{cm}$:

$$\omega_1 = 1.6477 \text{ y } \omega_2 = 0.0472, \quad \text{Usar } \omega = 0.0472$$

En donde:

$$\rho = \frac{\omega f_c}{f_y} = \frac{0.0472(21)}{420} = 0.0024 \leq \rho_{\min} = 0.0027$$

Usar $\rho_{\min} = 0.0027$, luego calculando el área de acero, tenemos:

$$A_{s \min} = \rho_{\min} b d_e = 0.0027(1000)(225) = 607.5 \text{mm}^2 / \text{m}$$

Propuesta de acero

Usar $A_{s \min} = 607.5 \text{mm}^2 / \text{m}$, proponer varilla **N° 13** ($A_v = 129 \text{mm}^2$)

Separación de acero propuesto

$$S = \frac{A_v(b)}{A_{s \min}} = \frac{(129)(1.0)}{607.5} = 0.21 \text{m} \leq 0.30 \text{m} \Rightarrow \text{OK} \quad \therefore \text{Usar } 200 \text{mms}$$

Usar acero corrido **N° 13 @ 200 mm** en la dirección longitudinal (ver detalle estructural en la figura E3.23).

Diseño de la placa de apoyo

Diseñando la placa con $f_y = 250 \text{ MPa}$ y $f'_c = 21 \text{ MPa}$. Calculando la sección crítica de la placa para una tensión de diseño (T_D) de **400 KN**.

$$A_{crit} = \left(\frac{T_D}{350 f'_c} \right) = \left(\frac{400}{350 \times 21} \right) = 50 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

El diámetro de la cabeza del anclaje en función del número de cables utilizados es $D = 8.5 \text{ cm}$. Se necesita encontrar la longitud de la placa considerando una distancia m que se extienda más allá del diámetro D y donde se establece que actúa el momento flector M . Entonces, despejando m de la ecuación tenemos:

$$A_{crit} = (D + 2m) \times (D + 2m) \Rightarrow 50 \times 10^{-3} = (0.085 + 2m) \times (0.085 + 2m)$$

$$4m^2 + 0.34m + 0.0072 = 50 \times 10^{-3} \Rightarrow m^2 + 0.07m - 0.0472 = 0$$

$$m_1 = 0.0741m \quad \wedge \quad m_2 = -0.1591m \quad \text{usar } m = 0.0741m \approx 8.25 \text{ cm}$$

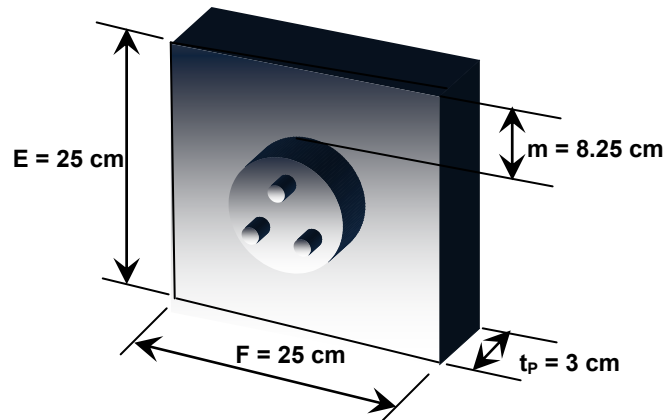


Figura E3.21. Placa y cabeza de apoyo o reacción del anclaje

Donde el área de la placa será diseñada de acuerdo a la figura E3.21:

$$A_p = (D + 2m) \times (D + 2m) = (0.085 + 2 \times 0.0825)(0.085 + 2 \times 0.0825)$$

$$A_p = (D + 2m) \times (D + 2m) = (0.25)(0.25) = 0.0625 \text{ m}^2$$

$$A_p = 0.0625 \text{ m}^2 > 0.0500 \text{ m}^2 \Rightarrow OK$$

Considerando que los lados de la placa nunca deben ser mayores que dos veces el diámetro de perforación y nunca ser menores de **20 cm**, tenemos:

Diámetro de perforación: 4" = 15 cm < E = F = 25 cm, OK

Dos veces el diámetro de perforación: 2(15 cm) = 30 cm > E = F = 25 cm; OK

Una vez aceptada la superficie de la placa, se procede al cálculo del momento flector generado por la reacción que ejerce la superficie soportante (ver figura E3.22):

$$M = \left(\frac{T_D}{A_p} \right) (m) \left(\frac{m}{2} \right) = 0.0218 MN.m$$

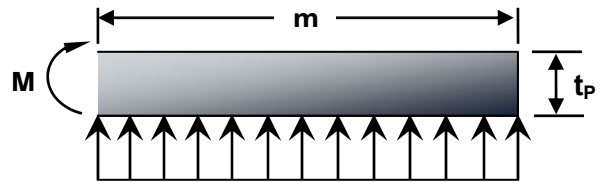


Figura E3.22. Sección para revisión a flexión en placa de apoyo.

Usando el valor del momento, se calcula el espesor de la placa:

$$t_p = \sqrt{\frac{6M}{F_b}} = \sqrt{\frac{6(0.0218)}{0.75(250)}} = 0.0264m = 26.4mm \Rightarrow \text{usar } t_p = 1 \frac{1}{16} \text{ in}$$

El detalle estructural final del muro se muestra en la figura E3.23

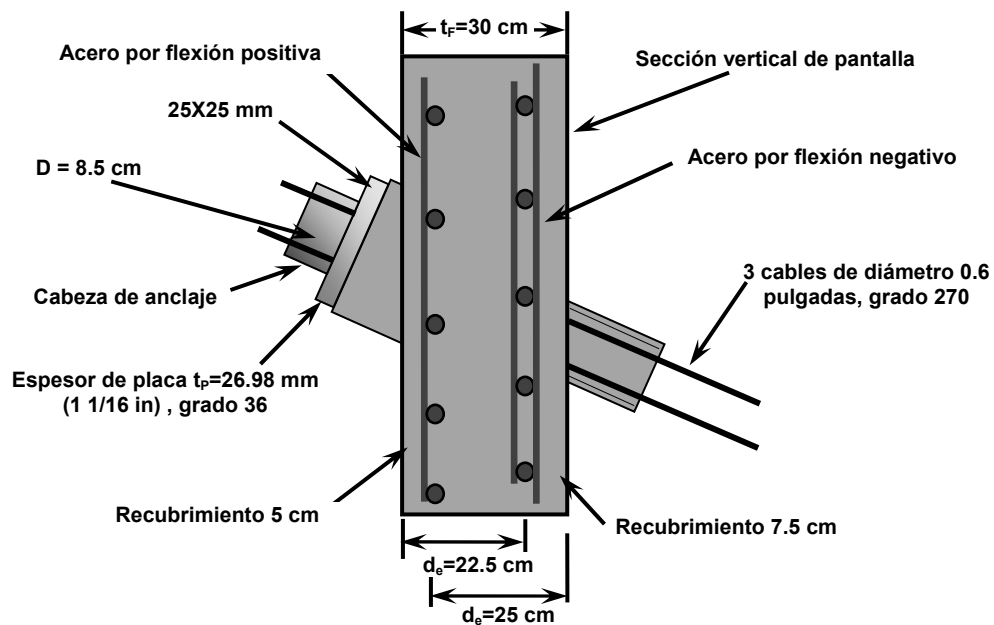


Figura E3.23. Detalle de sección placa de apoyo y pantalla de revestimiento.

En el anexo 5 se muestran los planos constructivos del sistema de muro anclado para este ejemplo.

Cálculo de capacidad a punzonamiento de la pantalla

La resistencia que la sección de concreto proporciona puede calcularse de la siguiente manera:

$$D'_c = L_p + t_F \Rightarrow L_p = E = F$$

$$D'_c = L_p + t_F = 0.25 + 0.30 = 0.55 \text{ m}$$

Sustituyendo en la ecuación anterior tenemos:

$$\phi_p V_c = \phi_p 330 \sqrt{f'_c} \pi D'_c t_F = (0.9)(330) \sqrt{21} \pi (0.55)(0.30) = 705.5 \text{ KN}$$

Para muros anclados permanentes (**FS=1.5**) y una fuerza de anclaje de diseño (**T_D**) de **400KN**, tenemos:

$$(FS)T_D = 1.5(400.0) = 600.0 \text{ KN} < \phi_p V_p = 705.5 \text{ KN} \quad \text{OK}$$

Revisando punzonamiento con la mayor carga de transferencia (**T = 482.80KN**) y aplicando un factor de seguridad de 1.35 por tratarse de una carga temporal, tenemos:

$$(FS)T = 1.35(482.80) = 651.78 \text{ KN} < \phi_p V_p = 705.5 \text{ KN} \quad \text{OK}$$

RESUMEN DE DISEÑO DE MURO ANCLADO	
ANCLAJES	
Número de niveles	3
Ángulo de inclinación de anclajes	15°
Separación horizontal entre anclajes (m)	2.0
Profundidad de anclajes	2.0 m (primer nivel), 5.0 m (segundo nivel) y 8.0 m (ultimo nivel).
Diámetro de perforación de anclajes	6" (15cm)
Longitud de bulbo de los anclajes (m)	9.0
Longitud libre de primer nivel (m)	13.5
Longitud libre de segundo y tercer nivel (m)	10.5
Refuerzo de tendón	3 Ø 15mm. Cables grado 270
Trompeta	6" (150mm)
Espaciadores (m)	@ 2.0
Diámetro de cabeza de anclaje (cm)	8.5
Centralizadores (m)	@ 2.0
Presión de Jack para carga de transferencia en primer nivel anclaje	163 Ksi (1123 MPa)
Presión de Jack para carga de transferencia en segundo y tercer nivel anclaje	166.87 Ksi (1149 MPa)
PANTALLA DE REVESTIMIENTO	
LECHO EXTERIOR	
Dirección vertical	N° 5 @ 20 cm
Dirección horizontal	N° 5 @ 25 cm
LECHO INTERIOR	
Dirección vertical	N° 4 @ 20 cm
Dirección horizontal	N° 4 @ 20 cm
Malla adicional para momento negativo	4 N°5 de longitud 210 cm en la dirección vertical.
Placa de apoyo	25x25 cm de 26.98 mm (1 1/16 in) de espesor. Acero grado 36 (250 MPa)
DRENAJES	
Drenaje en pantalla	2.5 m de longitud, 5 cm sobresalen de pantalla, 0.6 m de sección no ranurada y 1.35 m de sección ranurada recubierta con geotextil
Drenaje en pie y en corona de muro	Canaletas de concreto simple ($f'_c = 180 \text{ Kg/cm}^2$)

CAPITULO IV

MÉTODO DE MURO SOIL NAILING

4.1 INTRODUCCIÓN

El presente capítulo está organizado de tal manera que el lector pueda conocer los principios y aspectos básicos concernientes al análisis y diseño de muros Soil Nailing como una alternativa para la solución de problemas que tienen que ver con el refuerzo y mejoramiento de suelos. Dentro del capítulo se establecen los conceptos básicos relacionados con el comportamiento y la respuesta de los muros Soil Nailing cuando se encuentran en operación dentro de un proyecto específico. Además se presentan como tópicos importantes la descripción de los diferentes modos de falla que pueden ocurrir en un muro Soil Nailing, tales como los externos, los internos y los relacionados con la interconexión entre la pantalla de revestimiento y el Nail, los estados límites para el diseño, propiedades necesarias de los materiales que componen el muro para un diseño adecuado de las partes componentes del mismo, análisis de deformaciones, etc. Además se detallan las ecuaciones más ampliamente utilizadas por los ingenieros diseñadores para el diseño de estructuras de este tipo, sin dejar de mencionar que se resolverá un ejemplo práctico de cómo hacer uso de la metodología de análisis y de las ecuaciones para el diseño de muros Soil Nailing basados en la metodología LRFD la cual utiliza factores de carga y resistencia, para el análisis de las cargas.

4.2 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 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 construidos 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 4.1). 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.

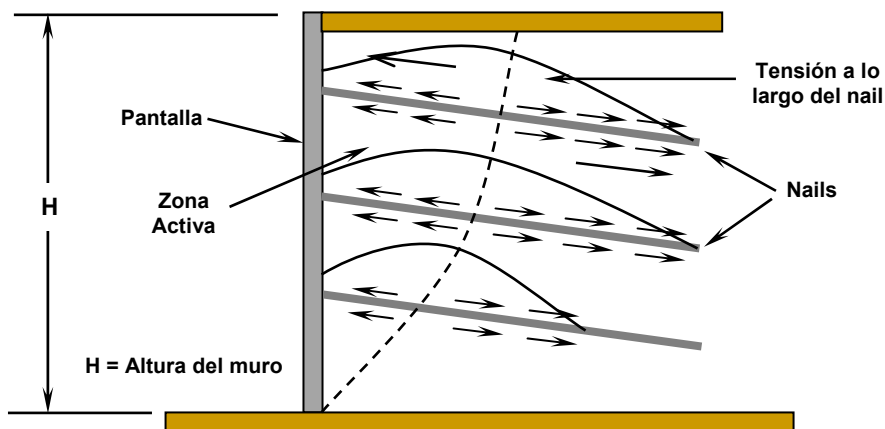


Figura 4.1. Zona Activa y Zona Resistente.

Fuente: FHWA Manual for Design & Construction Monitoring of Soil Nail Walls, Byrne, 1998

4.2.1 INTERACCIÓN NAIL-SUELO

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.

4.2.2 INTERACCIÓN NAIL-SUELO-PANTALLA

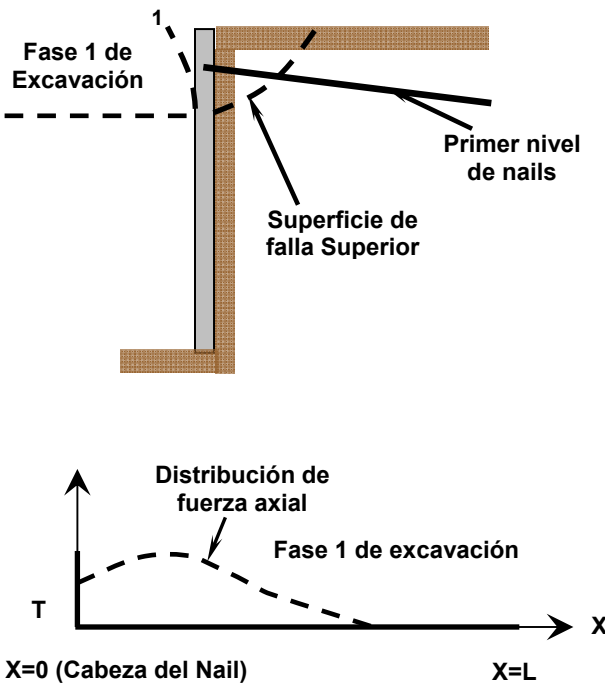
La construcción de una pantalla de revestimiento en los muros Soil Nailing se desarrolla al mismo tiempo que la excavación avanza junto con la instalación de los nails, ya que estos son conectados estructuralmente a la pantalla. Por lo tanto, a medida que la excavación procede y las deformaciones laterales 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.

4.2.3 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 4.1 se muestran dichos modos de respuesta para un muro construido de manera convencional.

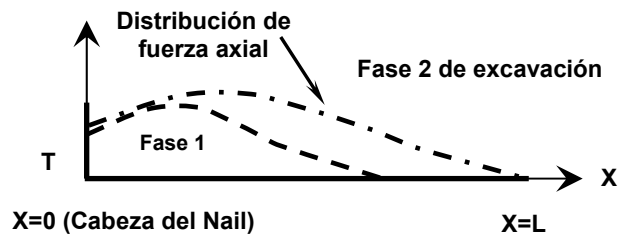
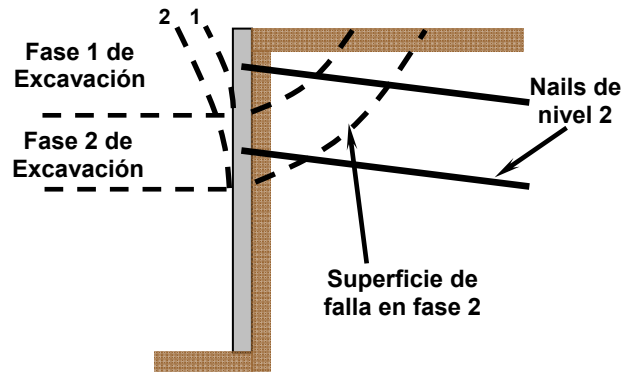
TABLA 4.1 TRANSFERENCIA DE CARGAS EN UN MURO SOIL NAILING (BYRNE, 1998)	
FASE 1 DE EXCAVACIÓN	
<p>La excavación se inicia desde la superficie del terreno hasta que la fase 1 es completada. Debido a la habilidad del suelo para permanecer estable sin soporte alguno, la parte superior se encuentra estable también antes que el primer nivel de nails sea instalado y luego la pantalla de revestimiento. La resistencia del suelo es movilizada a lo largo de la superficie crítica de falla superior para permitir que el suelo que no está soportado bajo el primer nivel pueda permanecer estable.</p> <p>Una vez el primer nivel de nails ha sido colocado junto con la pantalla de revestimiento temporal, una fracción de la carga derivada de la deformación del suelo de la parte superior es transmitida a estos nails a través de fuerzas tangenciales de tensión que se traducen a fuerzas axiales. En el esquema del nail 1 se observa la distribución de la fuerza axial cuando la fase de excavación 1 ha terminado. En este punto, la pantalla de revestimiento provee conexión entre los nails del primer nivel.</p>	 <p>El diagrama superior muestra un muro de suelo con un nivel de nails. Una línea horizontal indica la 'Superficie de falla Superior'. El primer nivel de nails está representado por una línea que se extiende desde el muro hacia el suelo. Una línea vertical indica la 'Fase 1 de Excavación'. El número '1' indica el primer nivel de nails.</p> <p>El gráfico inferior muestra la 'Distribución de fuerza axial' a lo largo del nail. El eje vertical es la fuerza (T) y el eje horizontal es la distancia (X). La fuerza axial es máxima en la cabeza del nail (X=0) y disminuye a lo largo del nail hasta X=L.</p>

TRANSFERENCIA DE CARGAS EN UN MURO SOIL NAILING

FASE 2 DE EXCAVACIÓN

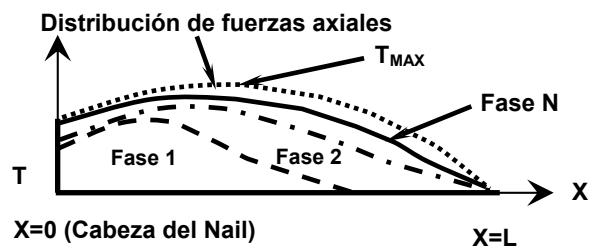
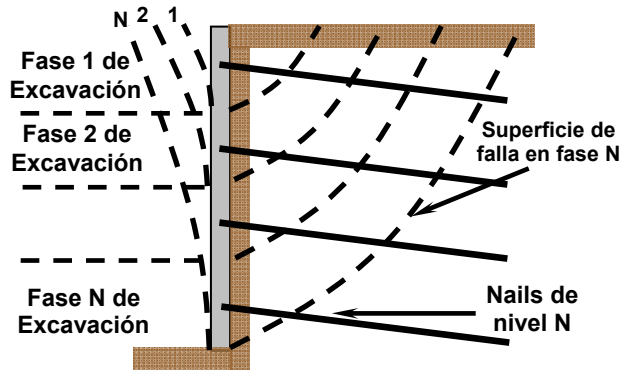
A medida que la excavación procede a la fase 2, la parte superior y las porciones sin soporte se deforman lateralmente. En este punto, surge otra superficie potencial de deslizamiento en la base de la excavación de la fase 2. Esta superficie de falla es diferente a la originada en la fase de excavación 1.

Luego el nivel 2 de nails es colocado. Subsecuentemente la pantalla de revestimiento temporal es colocada al fondo de la fase 2 de excavación y es integrada a la pantalla construida para la fase 1. Es importante destacar que movimientos subsecuentes del suelo arriba de la fase 2 van a causar cargas adicionales para los nails del nivel 1 y para los nails del nivel 2. En el esquema del nail 1 en la fase 1 de excavación se puede observar como incrementa la distribución de la fuerza axial.



FASE N DE EXCAVACIÓN

Para proveer estabilidad global, los nails deben extenderse más allá de la superficie de falla. A medida que la deformación lateral incrementa debido a la excavación, fuerzas de tensión adicionales a lo largo del nail y fuerzas axiales son movilizadas. A medida que crece la profundidad de excavación, la masa de suelo retenida se incrementa. Si la masa de suelo retenida incrementa, las fuerzas en la interfaz suelo-nail y las fuerzas axiales se incrementan. Las fuerzas de tracción inducidas son transferidas a la parte de atrás de la zona de suelo retenida, lo que hace que la masa de suelo se establezca. Mientras las fuerzas de tracción se incrementan en los niveles inferiores cuando se excava, estas fuerzas disminuyen en los niveles superiores de nails debido a una redistribución y su contribución estabilizadora disminuye (Fase N), pero reducen los desplazamientos laterales del muro.



La fuerza axial no exhibe incrementos significativos, debido a que disminuyen las fuerzas de tracción en los nails superiores.

4.3 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 este trabajo 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.

4.3.1 MODOS DE FALLA EN 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 4.2.

4.3.1.1 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.

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 4.2a).

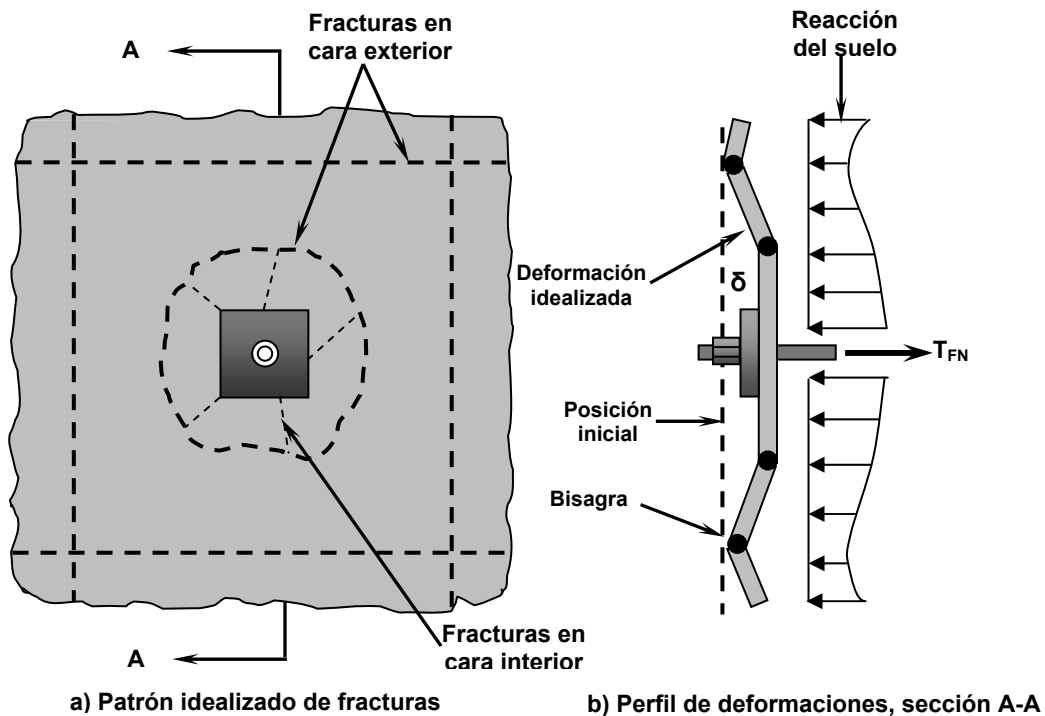


Figura 4.2. Representación geométrica usada en el análisis de la falla por flexión.
Fuente: FHWA Geotechnical Engineering Circular N° 7 Soil Nail Walls, Lazarte, Elías, 2003.

4.3.1.2 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 ó permanente, respectivamente.

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.

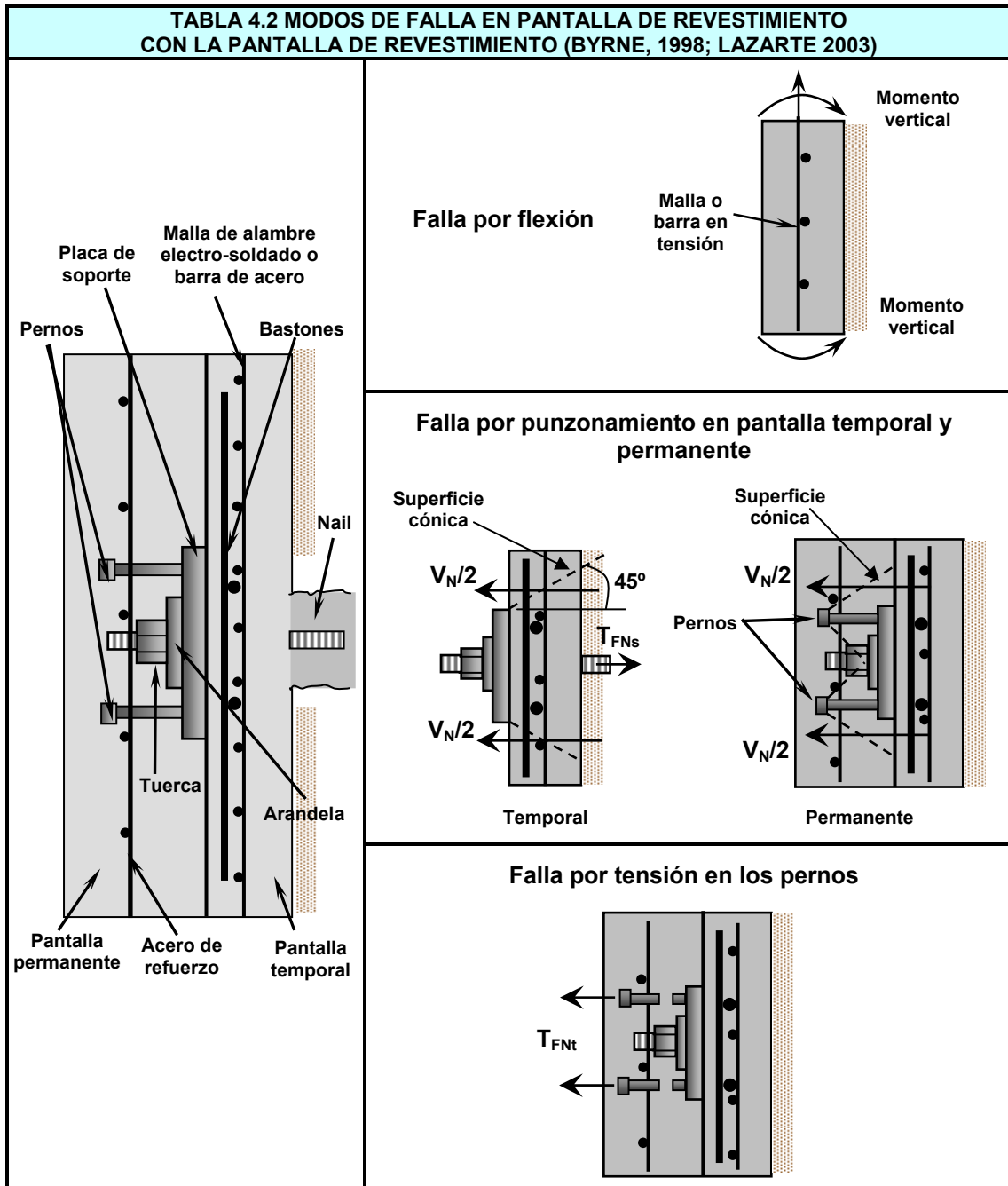
En adición a la resistencia que la pantalla de revestimiento provee a la cabeza del nail, existe también una reacción por parte del suelo que se opone al punzonamiento del cono truncado. Esta reacción del suelo se desarrolla por varios aspectos:

- 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.

4.3.1.3 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

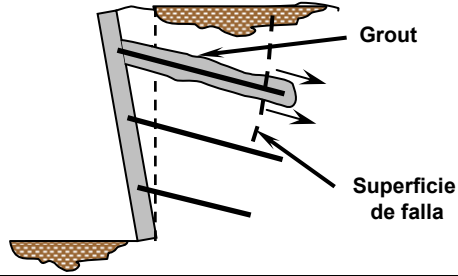
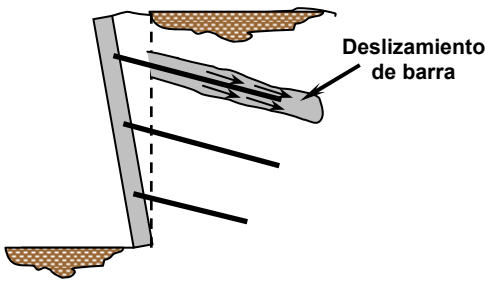
permanente, ya que es la que provee conexiones entre el nail y la misma mediante los pernos de acero soldados a la placa de acero.

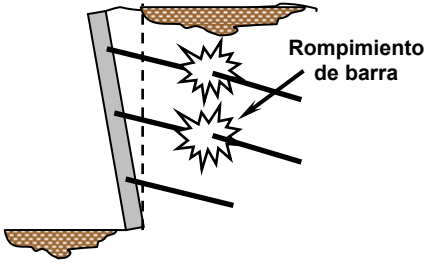
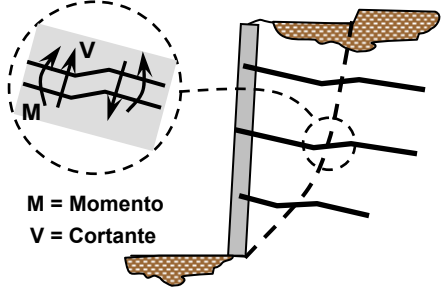


4.3.2 MODOS INTERNOS DE FALLA EN MURO SOIL NAILING

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 movilizada, 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 tipos de fallas internas. Los modos internos de falla típicos relacionados con el nail se muestran en la tabla 4.3.

TABLA 4.3. MODOS INTERNOS DE FALLA EN MURO SOIL NAILING (BYRNE, PORTERFIELD, 1998; LAZARTE, 2003)	
FALLA DEL NAIL POR ARRANCAMIENTO	
<p>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.</p>	
FALLA POR DESLIZAMIENTO EN LA INTERFAZ BARRA-GROUT	
<p>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.</p>	

FALLA DEL NAIL POR TENSION	
<p>Esta falla sucede cuando la resistencia a la tensión de la barra de acero del nail es inadecuada para soportar las cargas del suelo.</p>	
FALLA DEL NAIL POR FLEXIÓN 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>	

4.3.3 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 4.4 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.

TABLA 4.4 MODOS EXTERNOS DE FALLA (LAZARTE, 2003)	
ESTABILIDAD GLOBAL	
DESLIZAMIENTO	
CAPACIDAD DE CARGA EN LA BASE Y VOLTEO	

4.3.3.1 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 4.4, 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).

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 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).

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).

4.3.3.2 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.

4.3.3.3 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. La carga por unidad de área bajo la cual ocurre la falla por corte general se conoce como capacidad de carga última y se describirá en la

sección correspondiente a la capacidad de carga del sistema en los modos externos de falla para la estabilidad de dicho sistema. Por otra parte, la carga admisible es aquella que puede ser aplicada sin producir desperfectos en la estructura soportada, en nuestro caso el bloque de suelo reforzado producto de la utilización de un muro Soil Nailing, teniendo, además un margen de seguridad, dependiendo de los factores de carga y de la resistencia adoptada. Esta carga admisible depende del terreno, de la cimentación, las características de la estructura y de los factores adecuados.

Teorías de capacidad de carga

Las teorías más comunes son aquellas que se basan en el método de equilibrio límite y se refieren a la penetración de un sólido rígido de base plana en un medio semi-infinito, isótropo y bajo condiciones de deformación plana. Existen varias teorías para el cálculo de la capacidad de carga, entre las cuales podemos mencionar las de Terzaghi, Meyerhof, entre otras, cuyos fundamentos son tomados en cuenta en esta sección. La adopción de la capacidad de carga de las fundaciones involucra criterios de servicio y resistencia. La serviciabilidad se relaciona con las deformaciones que experimentará la estructura a largo plazo y la resistencia se refiere a la reserva de resistencia mecánica que posee el suelo para afrontar solicitaciones a corto plazo. Las expresiones algebraicas de un análisis convencional para cimentaciones que permiten calcular la capacidad de carga son en función de tres contribuciones, las cuales son: la cohesión que actúa en la superficie de falla, la sobrecarga equivalente generada por el terreno a la profundidad de desplante y el peso del suelo dentro de la superficie de falla.

Tipos de falla bajo las cimentaciones

A continuación en la tabla 4.5 se muestran los tipos más comunes de fallas del suelo que soporta una cimentación cualquiera y que pueden ayudar a comprender el análisis de capacidad de carga para muros Soil Nailing.

TABLA 4.5 TIPOS DE FALLA BAJO LAS CIMENTACIONES (DAS, 1998, AASHTO LRFD, 2005)	
FALLA POR CORTE GENERAL	
Se caracteriza por la presencia de una superficie continua de deslizamiento dentro del terreno, que se inicia en el borde de la cimentación y que avanza hasta la superficie del terreno. Esta falla es generalmente súbita y catastrófica y ocasiona en veces una inclinación en la cimentación, provocando un hinchamiento del suelo a los lados de la cimentación.	
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.	
FALLA POR CORTE LOCAL	
Representa una transición entre las dos anteriores, pues tiene características de ambas. En esta falla existe una marcada tendencia al bufamiento del suelo a los lados de la cimentación y la compresión debajo de la cimentación es fuerte y las superficies de falla terminan dentro de la masa de suelo, llegando raras veces hasta la superficie.	

Volteo del muro Soil Nailing

La revisión de este modo externo de falla consiste en determinar si el sistema del muro soil nailing es estable frente a los momentos actuantes que generan las fuerzas desestabilizadoras en el sistema (empujes activos del suelo, sobrecargas, fuerzas de impacto, fuerzas hidrostáticas, etc.) y para ello se deben revisar los momentos que generan las fuerzas verticales que contribuyen a la estabilidad del sistema. En las secciones posteriores se muestra cómo evaluar la estabilidad contra el volteo o volcamiento, utilizando los factores de carga y de resistencia adecuados de acuerdo al ASSTHO LRFD.

4.4 METODOLOGÍA DE DISEÑO DEL MURO SOIL NAILING POR FACTOR DE CARGA Y RESISTENCIA (LRFD)

El diseño por 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 cuantificar 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 4.3. 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.

4.4.1 ARREGLO DE LA GEOMETRÍA DEL MURO

Establecer el arreglo del muro Soil Nailing, incluye: 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. 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.

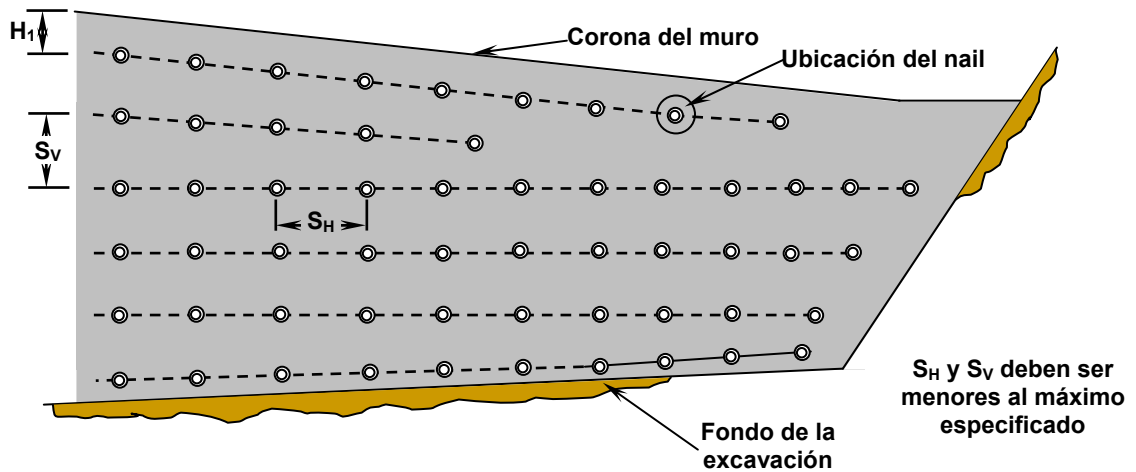


Figura 4.3. Ejemplo de arreglo de Nails para superficie no horizontal.
Fuente: Soil Nail Walls, Geotechnical Engineering Circular N°7. Carlos A. Lazarte, et al. 2003

4.4.2 ARREGLO PRELIMINAR DEL 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 4.4 a) se muestra un caso en el cual se ubican 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 4.4 b). 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.

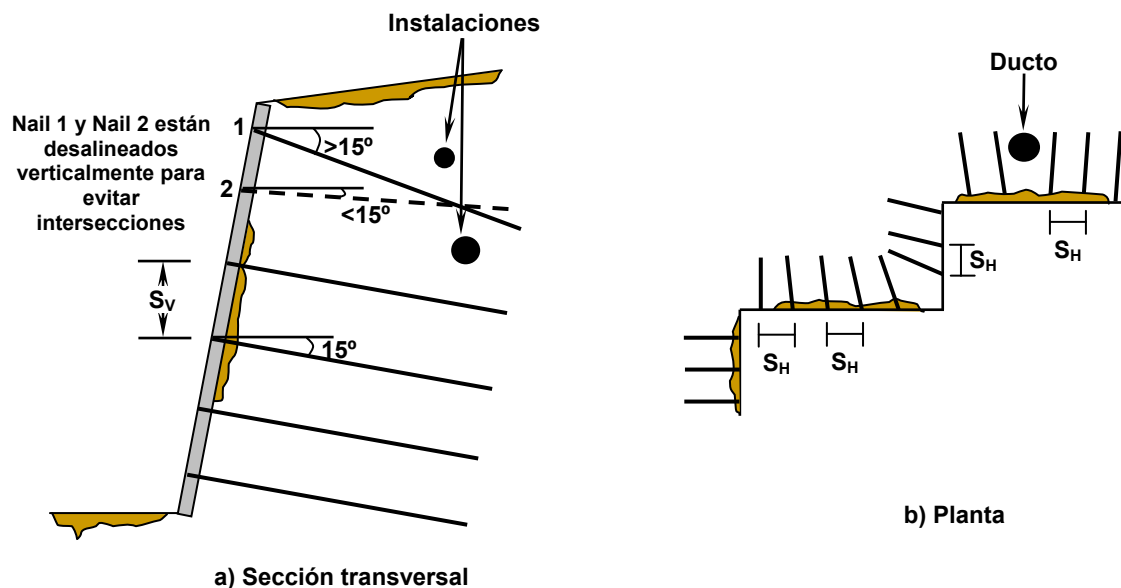


Figura 4.4. a) Variación de la inclinación de Nail. b) Variación del espaciado en planta del Nail.
Fuente: Soil Nail Walls, Geotechnical Engineering Circular N°7. Carlos A. Lazarte, et al. 2003

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 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.

Es importante mencionar que las fuerzas de diseño de los nails y el diseño de la pantalla de revestimiento del muro se ven afectados por las separaciones verticales y horizontales que se le designen a los nails. En general, a mayores separaciones, mayores fuerzas se generan para el diseño del sistema.

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 4.5 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.

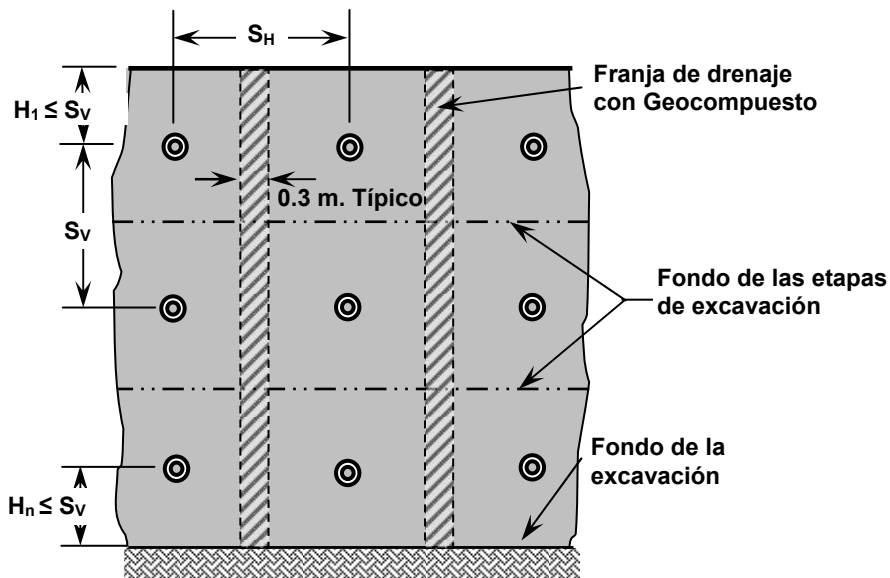


Figura 4.5. Separaciones de los nails y patrón de distribución cuadrado.

Fuente: Soil Nail Walls, Geotechnical Engineering Circular N°7. Carlos A. Lazarte, et al. 2003

El patrón cuadrado de distribución es el más comúnmente adoptado, porque proporciona una mayor facilidad para la construcción de las juntas verticales en la pantalla de revestimiento del muro. Además, permite la instalación vertical de geocompuestos utilizados para drenaje detrás de la pantalla.

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 4.6 se muestra el patrón triangular de distribución de los nails en la cara del muro.

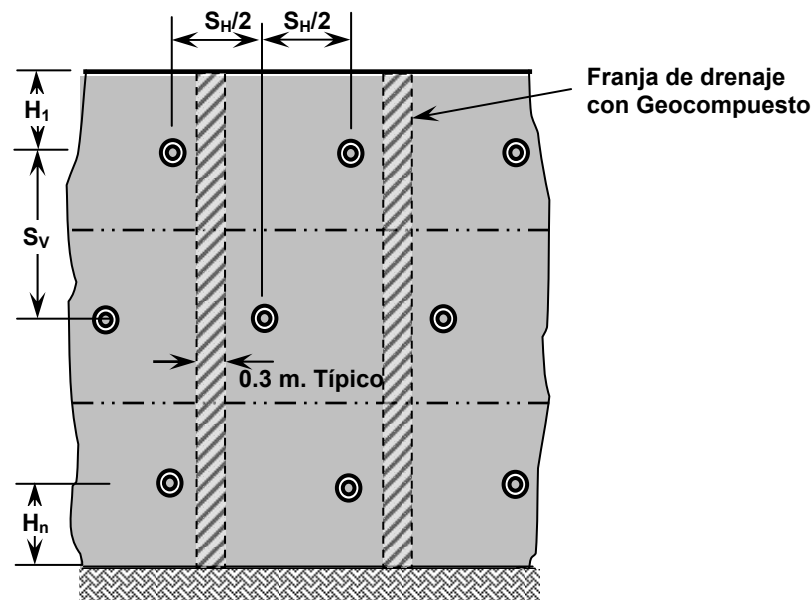


Figura 4.6. Espaciamiento uniforme de la columna de Nails.

Fuente: Soil Nail Walls, Geotechnical Engineering Circular N°7. Carlos A. Lazarte, et al. 2003

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.

- **Longitudes uniformes de los nails (ver figura 4.7a).** 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 4.7b).** 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 $2/3$ a los $3/4$ 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.

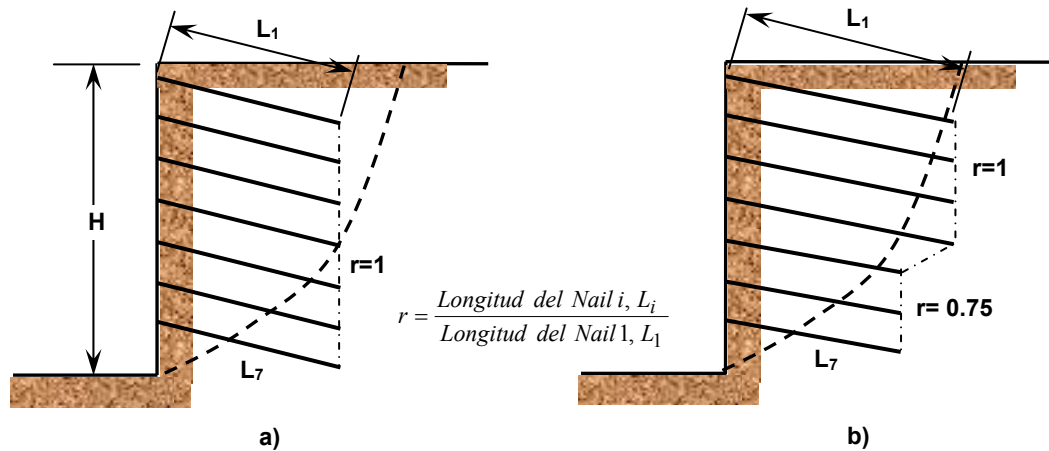


Figura 4.7. a) Muro con longitud uniforme del Nail. b) Muro con longitud variable de Nail.
Fuente: Soil Nail Walls, Geotechnical Engineering Circular N°7. Carlos A. Lazarte, et al. 2003

4.4.3 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). Las cartas de diseño simplificado se presentan en formato adimensional y pueden encontrarse en los anexos A4.1 de este documento. 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 (4.1, 4.2, 4.3 y 4.4) son presentadas en los anexos de este capítulo 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:

$$\phi_D = \tan^{-1}[\phi_\phi \tan(\phi)] \quad c_D = \phi_c c_u / (\Gamma_w \gamma H)$$

Donde:

- 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 la siguiente ecuación:

$$T_D = \frac{\phi_N T_{NN}}{\Gamma_w \gamma H (S_H)(S_v)} \Rightarrow T_{NN} = \frac{T_D [\Gamma_w \gamma H (S_H)(S_v)]}{\phi_N}$$

Donde:

- T_{NN} = Resistencia nominal requerida del Nail a tensión (KN)
- Φ_N = Factor de resistencia de tensión del tendón del Nail (ver tabla 4.7)
- 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:

$$A_s = \frac{T_{NN}}{f_y}$$

Donde:

f_y = Resistencia a la fluencia del acero de refuerzo (MPa)

A_s = Área de la sección transversal del acero de refuerzo del Nail (mm^2)

En la tabla 4.6 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 4.6. PROPIEDADES DE BARRAS DE REFUERZO ROSCADAS [ASTM A-615, GRADOS 60 Y 75 (420 MPa Y 525 MPa)], (LAZARTE, ELÍAS, 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

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 :

$$Q_D = \frac{\phi_Q Q_e}{\Gamma_w \gamma (S_V)(S_H)}$$

Donde:

- Q_e = Resistencia última de adherencia (KN/m)
 ϕ_Q = Factor de resistencia a la extracción (mm²) (ver tabla 4.7)

Luego, se procede a ingresar la relación (T_D/Q_D) en la **carta B ó C** en el juego de cartas correspondientes (ver anexo A4.1), 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 4.7 Y 4.8.

TABLA 4.7. FACTORES DE RESISTENCIA DEL NAIL - LRFD		
ELEMENTO	FACTOR DE RESISTENCIA (ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA)	FACTOR DE RESISTENCIA (SISMICO)
Resistencia en la cabeza	$\Phi_F =$ Tabla 4.8	Ver tabla 4.8
Resistencia a la tensión del tendón	$\Phi_N = 0.90$	1.00
Resistencia a la extracción Suelo - Grout	$\Phi_Q = 0.70$	0.80
Cohesión del suelo	$\Phi_c = 0.90 (0.9^*)$	1.00 (1.0 [*])
Fricción del suelo	$\Phi_\phi = 0.75 (0.65^*)$	1.00 (0.9 [*])

ELEMENTO	FACTOR DE RESISTENCIA (ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA) Φ_F	FACTOR DE RESISTENCIA (SISMICO)
Cohesión del suelo-condición temporal†	$\Phi_c = 1.0 (1.0^*)$	N/A
Fricción del suelo-condición temporal†	$\Phi_\phi = 0.85(0.75^*)$	N/A

TABLA 4.8. 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	$\Phi_r = 0.90$	1.00
Punzonamiento en la pantalla	$\Phi_s = 0.90$	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 	$\Phi_t = 0.67$ $\Phi_t = 0.80$	1.00 1.00

* 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.

4.4.3.1 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 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 conservativas 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 de 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 (gravedad 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".

4.4.3.2 ADHERENCIA EN SUELOS NO COHESIVOS (GRANULARES)

Para inyecciones de lechadas realizadas por gravedad o por bajas presiones de inyección la tabla 4.9 proporciona rangos de valores del esfuerzo unitario último de adherencia del Nail en suelos secos sin cohesión (τ_a).

TABLA 4.9. 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)

4.4.3.3 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 4.10.

TABLA 4.10. ESFUERZO ÚLTIMO DE ADHERENCIA EN SUELOS COHESIVOS (BYRNE, 1998, FHWA)		
MÉTODO DE CONSTRUCCIÓN	TIPO DE SUELO	ESFUERZO UNITARIO ÚLTIMO DE ADHERENCIA KN/m ² (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)

4.4.3.4 ADHERENCIA EN ROCA

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 4.11.

TABLA 4.11. 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)

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:

$$Q_e = (\text{Esfuerzos unitarios ultimos})(\pi)(D_a) = \tau_a \pi D_a$$

Donde:

- 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 4.8.

- Los nails localizados en la mitad superior de la altura de muro pueden tener una longitud uniforme.

- Los nails localizados en la mitad inferior de la altura de muro pueden tener una longitud inferior de acuerdo con las recomendaciones de la figura 4.8.

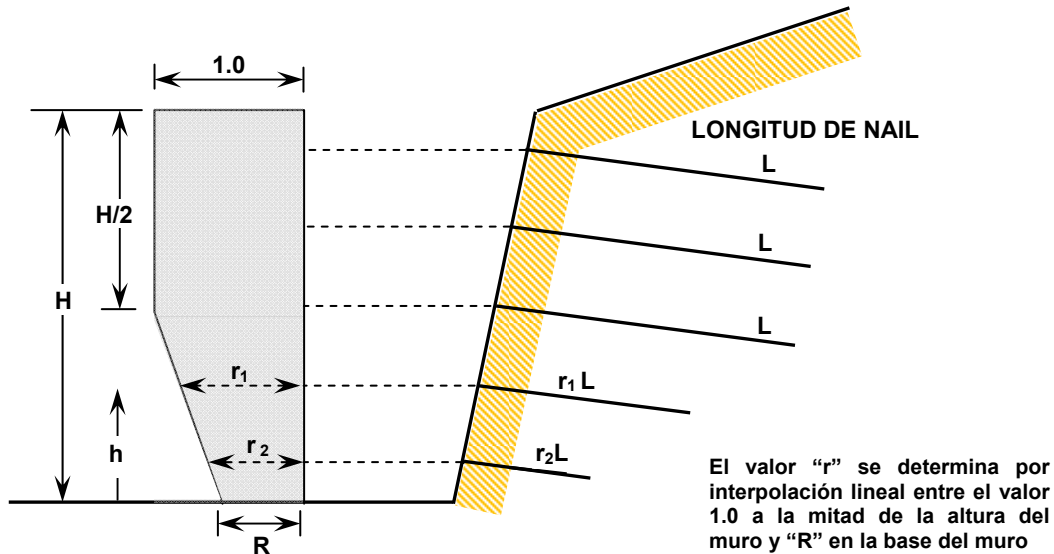


Figura 4.8. Variación de la longitud de los Nails según la elevación dentro del muro.
Fuente: Soil Nail Walls, Geotechnical Engineering Circular N°7. Carlos A. Lazarte, et al. 2003

El propósito de estas recomendaciones es asegurar que el refuerzo del Nail instalado en la parte superior del muro sea el adecuado (longitud y resistencia). En los Estados Unidos y otras partes de Europa, se han realizado numerosas actividades rigurosas de supervisión en campo de la construcción de muros Soil Nailing, en donde las cargas de los Nails y los desplazamientos fueron medidos apropiadamente y que han demostrado que el método de construcción del muro de arriba hacia abajo, generalmente tiene una mayor incidencia en los Nails de la parte superior del muro que en los Nails ubicados en la parte inferior del muro para desarrollar las cargas resistentes y en el control de desplazamientos, por lo que si el cálculo de la resistencia por el estado límite sobrepasa la contribución de los Nails inferiores, entonces indica que los Nails pueden ser más cortos.

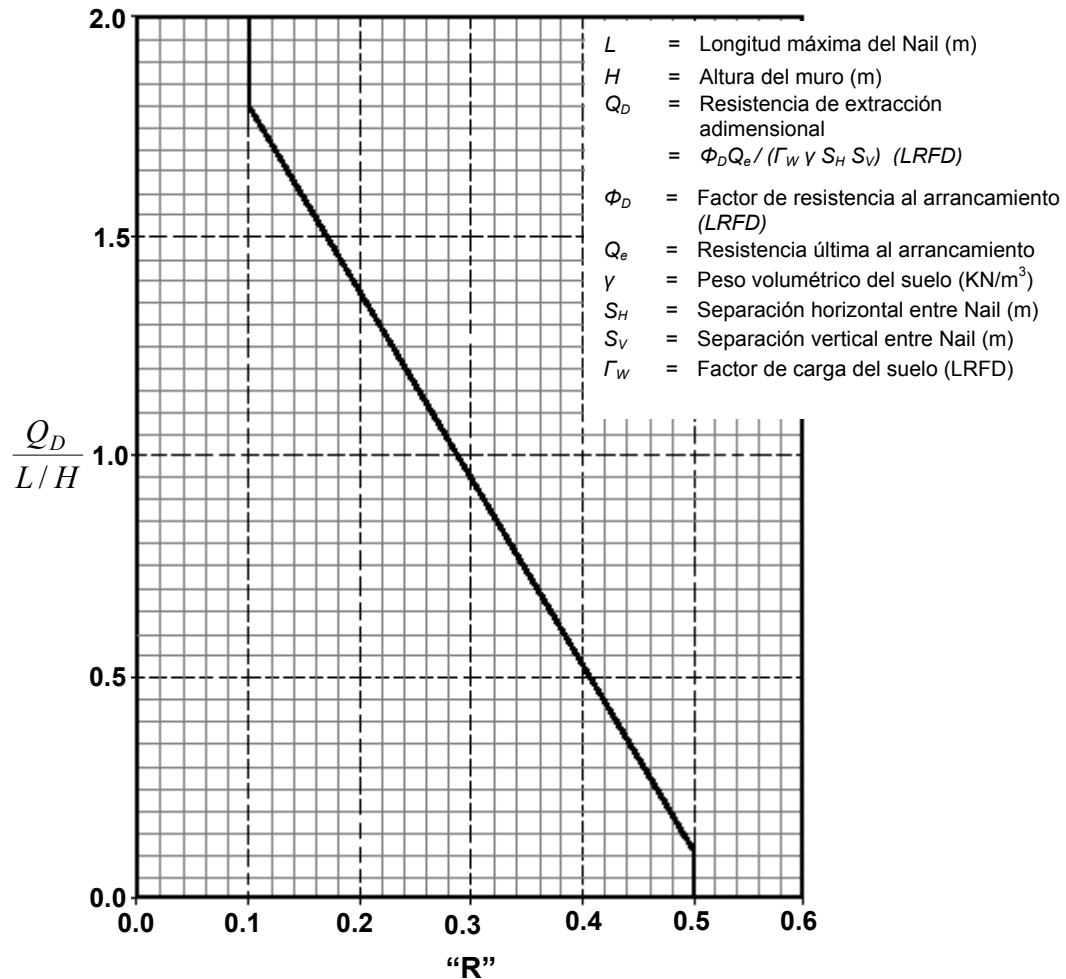


Figura 4.9. Distribución supuesta para el diseño de la longitud del Nail.

Fuente: FHWA Manual for Design and Construction Monitoring of Soil Nail Walls, Byrne. 1998.

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 4.9. 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:

$$r = \frac{h}{\left(\frac{H}{2}\right)}(1 - R) + R$$

Donde:

h = Posición para evaluar la resistencia del Nail (m)

4.4.4 DISEÑO FINAL

4.4.4.1 CÁLCULO DE LA 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 4.10, 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.

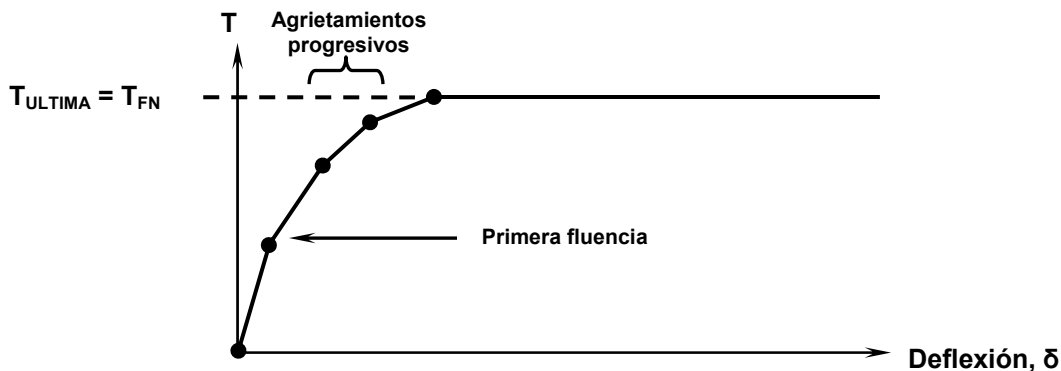


Figura 4.10. Comportamiento idealizado carga-deflexión.

Fuente: FHWA Geotechnical Engineering Circular N° 7 Soil Nail Walls, Lazarte, Elías, 2003.

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_{FN}) 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:

$$M = \frac{A_s f_y}{b} \left(d_e - \frac{A_s f_y}{1.7 f'_c b} \right)$$

Donde:

- A_s = Área de acero de refuerzo en tensión (mm²)
- b = Espaciamiento horizontal o vertical entre nails ($b = S_H$ 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.

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 4.11), las cuales son colocadas detrás de la placa de soporte y entre la capa de revestimiento de concreto lanzado.

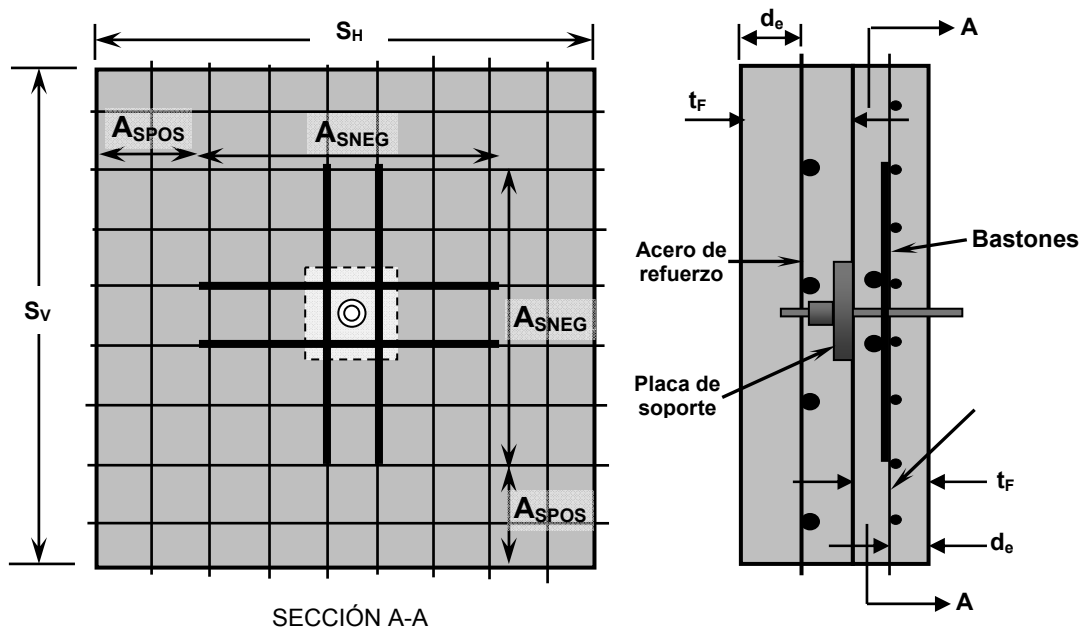


Figura 4.11. Acero de refuerzo en pantallas de revestimiento.

Fuente: FHWA Geotechnical Engineering Circular N° 7 Soil Nail Walls, Lazarte, Elías, 2003.

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.

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:

$$A_{s\ neg} = A_{wm}b + 2A_{sb} = A_{wm}S_H + 2A_{sb}$$

Donde:

- 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 S_H por S_V :

$$A_{s\ neg} = A_{wm}b + 2A_{sb} = A_{wm}S_V + 2A_{sb}$$

Donde:

- 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:

$$A_{s\ pos} = A_{wm}b = A_{wm}S_H$$

Donde:

- $A_{s\ pos}$ = Área de acero de refuerzo positivo (mm²)

Para la *dirección horizontal* en la misma zona se sustituye S_H por S_V :

$$A_{s\ pos} = A_{wm}b = A_{wm}S_V$$

En las tablas 4.12 y 4.13 se aprecian algunas propiedades de las mallas de alambre electro-soldado liso y corrugado.

TABLA 4.12. PROPIEDADES DE MALLA DE ALAMBRE ELECTRO-SOLDADO LISO (BYRNE, 1998; LAZARTE, 2003)					
DESIGNACIÓN DE MALLA		ÁREA DE LA SECCIÓN		PESO POR UNIDAD DE ÁREA	
SISTEMA MÉTRICO	SISTEMA INGLÉS	SISTEMA MÉTRICO	SISTEMA INGLÉS	SISTEMA MÉTRICO	SISTEMA INGLÉS
(mm x mm – mm ² x mm ²)	(in x in – in ² x in ²)	(mm ² /m)	(in ² /ft)	(Kg/m ²)	(lb/m ²)
102x102-MW 9 x MW 9	4x4-W 1.4 x W 1.4 (10/10)	88.9	0.042	1.51	3.1
102x102-MW 13 x MW 13	4x4-W 2.0 x W 2.0 (8/8)	127.0	0.060	2.15	4.4
102x102-MW 19 x MW 19	4x4-W 2.9 x W 2.9 (6/6)	184.2	0.087	3.03	6.2
102x102-MW 26 x MW 26	4x4-W 4.0 x W 4.0 (4/4)	254.0	0.120	4.30	8.8
152x152-MW 9 x MW 9	6x6- W 1.4 x W 1.4 (10/10)	59.3	0.028	1.03	2.1
152x152-MW 13 x MW 13	6x6- W 2.0 x W 2.0 (8/8)	84.7	0.040	1.46	3.0
152x152-MW 19 x MW 19	6x6-W 2.9 x W 2.9 (6/6)	122.8	0.058	2.05	4.2
152x152-MW 26 x MW 26	6x6-W 4.0 x W 4.0 (4/4)	169.4	0.080	2.83	5.8

TABLA 4.13. PROPIEDADES DE MALLA DE ALAMBRE ELECTRO-SOLDADO CORRUGADO (MANUAL DEL CONSTRUCTOR EDICIÓN XXII, EL SALVADOR, 2008)					
DESIGNACIÓN DE MALLA		ÁREA DE LA SECCIÓN		PESO POR UNIDAD DE ÁREA	
SISTEMA MÉTRICO	SISTEMA INGLÉS	SISTEMA MÉTRICO	SISTEMA INGLÉS	SISTEMA MÉTRICO	SISTEMA INGLÉS
(mm x mm – mm ² x mm ²)	(in x in – in ² x in ²)	(mm ² /m)	(in ² /ft)	(Kg/m ²)	(lb/ft ²)
152x152-MD 11.1 x MD 11.1	6x6- D 1.7 x D 1.7 (9/9)	75.8	0.036	1.20	2.46
152x152-MD 15.9 x MD 15.9	6x6- D 2.5 x D 2.5 (7/7)	108.0	0.051	1.68	3.44
152x152-MD 30.1 x MD 30.1	6x6-D 4.7 x D 4.7 (3/3)	201.3	0.095	3.19	6.54

De las tablas anteriores, los primeros dos números indican la separación entre alambres. El segundo par de números indican el área transversal del alambre. El prefijo “**M**” indica unidades métricas. El prefijo “**W**” indica alambre liso, mientras que el prefijo “**D**” indica alambre corrugado y se coloca en lugar de “**W**”. El valor encerrado en paréntesis representa el calibre de la malla, aunque ahora en día su utilización es menor. El área de la sección por metro de longitud se obtiene de dividir el área transversal del alambre por la separación entre alambres y multiplicado por 1000 en el caso del sistema métrico.

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** ó **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:

$$A_{s\ pos} = A_{s\ neg}$$

$$A_{s\ neg} = A_{s\ pos} = \frac{A_v S_H}{S}$$

Donde:

- 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.

$$A_{s\ neg} = A_{s\ pos} = \frac{A_v S_V}{S}$$

En la tabla 4.14 se muestran las propiedades de las barras de acero de refuerzo de grados 60 y 75 respectivamente.

TABLA 4.14. PROPIEDADES DE BARRAS DE REFUERZO [ASTM A-615, GRADOS 60 Y 75 (420 MPa Y 525 MPa)]					
DESIGNACIÓN DE BARRA		DIÁMETRO NOMINAL		ÁREA NOMINAL	
Sistema Inglés	Sistema Métrico	in (Pulgadas)	mm	in²	mm²
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

Luego se calculan los momentos resistentes positivos y negativos en la *dirección vertical* con las cantidades de acero antes definidas:

$$M_{pos} = \frac{A_s \text{ pos } f_y}{S_H} \left(d_e - \frac{A_s \text{ pos } f_y}{1.7 f'_c S_H} \right)$$

$$M_{neg} = \frac{A_s \text{ neg } f_y}{S_H} \left(d_e - \frac{A_s \text{ neg } f_y}{1.7 f'_c S_H} \right)$$

En la *dirección horizontal* los momentos resistentes se calculan de la siguiente manera:

$$M_{pos} = \frac{A_s \text{ pos } f_y}{S_V} \left(d_e - \frac{A_s \text{ pos } f_y}{1.7 f'_c S_V} \right)$$

$$M_{neg} = \frac{A_s \text{ neg } f_y}{S_V} \left(d_e - \frac{A_s \text{ neg } f_y}{1.7 f'_c S_V} \right)$$

Donde:

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:

$$T_{FNf} = C_f (M_{neg} + M_{pos}) \left(\frac{8S_H}{S_V} \right)$$

Donde:

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:

$$T_{FNf} = C_f (M_{neg} + M_{pos}) \left(\frac{8S_V}{S_H} \right)$$

Donde:

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 4.12).

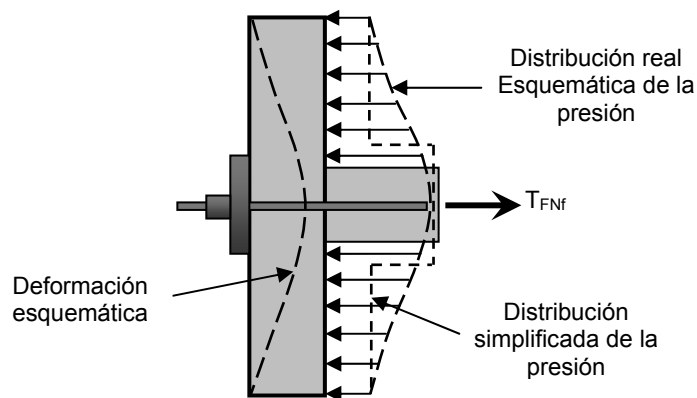


Figura 4.12. Distribución de la presión detrás de la pantalla de revestimiento.
Fuente: FHWA Manual for Design & Construction Monitoring Of Soil Nail Walls, Byrne, 1998.

TABLA 4.15. FACTORES DE PRESIÓN RECOMENDADOS PARA FLEXIÓN (C_f) (BYRNE, PORTERFIELD, 1998)		
ESESOR 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

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 4.15

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):

$$T_{Ff} = \phi_f T_{FNf}$$

Donde:

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

4.4.4.2 DISEÑO DE 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 4.13a). 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.

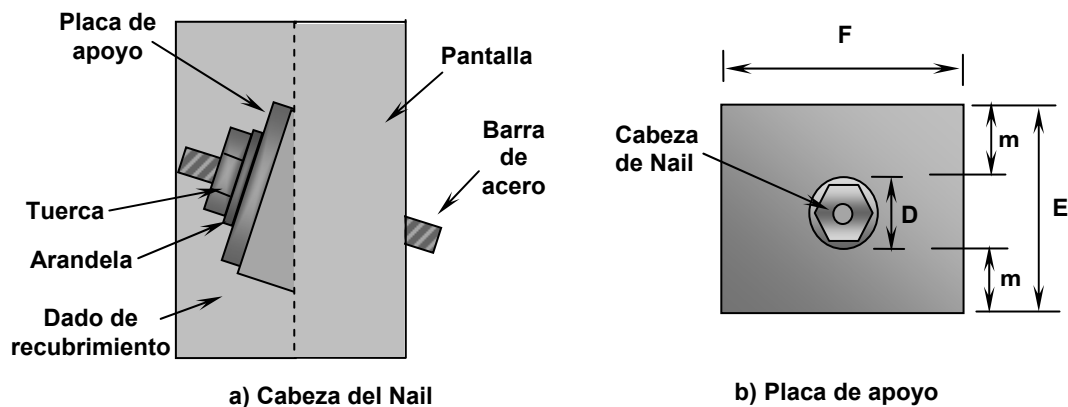
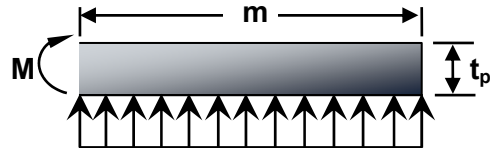


Figura 4.13. Placa de reacción del Soil Nailing

Fuente: Diseño de acero estructural, JOSEPH E. BOWLES, 1993.

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 4.13b). Para una presión uniforme y una franja $m \times 1$ unidad de ancho \times un espesor (t_p), el momento que produce esta sección es:

$$M = \left(\frac{T_N}{A_p} \right) (m) \left(\frac{m}{2} \right) \quad (\text{Ver figura adyacente})$$



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 o se puede utilizar la tabla 4.22 o 4.23.

Tuercas de acero

Las tuercas de acero a base de carbón están normadas por la especificación AASHTO M-291 y por la ASTM A 563, respectivamente. Generalmente, para muros soil nailing se utilizan tuercas hexagonales de grado **B** en la conexión de la barra o nail con el resto de la cabeza del mismo (placa, arandela de presión, pernos). En la tabla 4.16 se muestran algunas dimensiones de tuercas de acero hexagonales, las cuales son referenciadas en la figura 4.14.

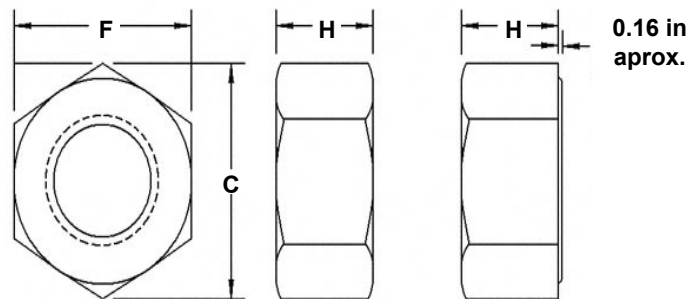


Figura 4.14. Dimensiones de tuercas hexagonales de acero.
Fuente: PORTLAND BOLT & MANUFACTURING COMPANY

TABLA 4.16. DIMENSIONES DE TUERCAS HEXAGONALES GRADO B SEGÚN AASHTO M 291 Y ASTM A 563 (PORTLAND BOLT & MANUFACTURING COMPANY)								
TAMAÑO NOMINAL (in)	F			C		H		
	ANCHO DESDE ARISTA (in)			ANCHO DESDE ESQUINAS (in)		ESPESOR (in)		
	BÁSICO	MÁXIMO	MÍNIMO	MÁXIMO	MÍNIMO	BÁSICO	MÁXIMO	MÍNIMO
3/8	9/16	0.562	0.551	0.650	0.628	21/64	0.337	0.320
1/2	3/4	0.750	0.736	0.866	0.840	7/16	0.448	0.427
5/8	15/16	0.938	0.922	1.083	1.051	35/64	0.559	0.535
3/4	1-1/8	1.125	1.088	1.299	1.240	41/64	0.665	0.617
7/8	1-5/16	1.312	1.269	1.516	1.447	¾	0.776	0.724
1	1-1/2	1.500	1.450	1.732	1.653	55/64	0.887	0.831
1-1/8	1-11/16	1.688	1.631	1.949	1.859	31/32	0.999	0.939
1-1/4	1-7/8	1.875	1.812	2.165	2.066	1-1/16	1.094	1.030
1-3/8	2-1/16	2.062	1.994	2.382	2.273	1-11/64	1.206	1.138
1-1/2	2-1/4	2.250	2.175	2.598	2.480	1-9/32	1.317	1.245

Arandelas de acero

Este es otro elemento muy importante para obtener un soporte adecuado y una transmisión de cargas y con mejor distribución de presiones en toda la conexión de la cabeza del nail. La norma que rige estos elementos es la ASTM A 436. En la tabla 4.17 se muestran algunas dimensiones de arandelas comunes de acero en función de la barra de acero del tendón (grado 75). Dichas dimensiones son referenciadas a la figura 4.15.

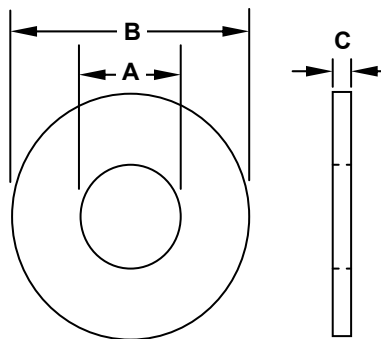


Figura 4.15. Arandelas de acero según ASTM A 436.
Fuente: WILLIAMS FORM ENGINEERING CORPORATION

TABLA 4.17. DIMENSIONES DE ARANDELAS DE ACERO SEGÚN ASTM A 436 PARA BARRAS GRADO 75 (WILLIAMS FORM ENGINEERING CORPORATION)				
DIÁMETRO NOMINAL DE LA BARRA	DIÁMETRO EXTERNO (B) (in)	DIÁMETRO INTERNO (A) (in)	ESPESOR (C) (in)	
			MÁXIMO	MÍNIMO
#6 - 3/4" (20 mm)	1-3/4" (45 mm)	15/16" (24 mm)	0.177	0.122
#7 - 7/8" (22 mm)	2" (51 mm)	1-1/8" (28 mm)	0.177	0.136
#8 - 1" (25 mm)	2-1/4" (57 mm)	1-1/4" (32 mm)	0.177	0.136
#9 - 1-1/8" (28 mm)	2-1/4" (57 mm)	1-1/4" (32 mm)	0.177	0.136
#10 - 1-1/4" (32 mm)	2-1/4" (57 mm)	1-3/8" (35 mm)	0.177	0.136
#11 - 1-3/8" (35 mm)	3" (76 mm)	1-5/8" (41 mm)	0.177	0.136
#14 - 1-3/4" (45 mm)	3-3/8" (86 mm)	1-7/8" (48 mm)	0.28	0.178

Muchas veces en muros soil nailing se utilizan arandelas que tienen un bisel especial que se adapta a la inclinación de la conexión en la cabeza del nail (figura 4.16), la cual está afectada por la inclinación de los nails y de la pantalla de revestimiento.

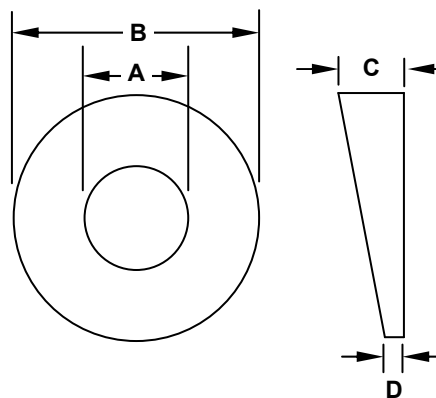


Figura 4.16. Arandelas de acero biseladas según ASTM A-436.
Fuente: WILLIAMS FORM ENGINEERING CORPORATION

En la tabla 4.18 se detallan algunas dimensiones para este tipo de arandelas (para barras de tendón de grado 75), en donde se incluye la inclinación del bisel.

TABLA 4.18 DIMENSIONES DE ARANDELAS DE ACERO SEGÚN ASTM A 436 PARA BARRAS GRADO 75 (WILLIAMS FORM ENGINEERING CORPORATION)					
DIÁMETRO NOMINAL DE LA BARRA	ÁNGULO DEL BISEL	DIÁMETRO EXTERNO (B) (in)	DIÁMETRO INTERNO (A) (in)	ESPESOR MÁXIMO (C)	ESPESOR MÍNIMO (D)
#6 - 3/4" (20 mm)	9°	2" (50.8 mm)	1" (25.4 mm)	17/32" (13.5 mm)	15/64" (6.1 mm)
#7 - 7/8" (22 mm)	9°	2" (50.8 mm)	1-3/16" (30.2 mm)	9/16" (14.3 mm)	1/4" (6.4 mm)
#8 - 1" (25 mm)	15°	2-13/16" (71.4 mm)	1-5/16" (33.3 mm)	1" (25 mm)	5/16" (7.9 mm)
#9 - 1-1/8" (28 mm)	15°	2-13/16" (71.4 mm)	1-5/16" (33.3 mm)	1" (25 mm)	5/16" (7.9 mm)
#10 - 1-1/4" (32 mm)	15°	3-3/8" (85.7 mm)	1-9/16" (39.7 mm)	1-15/64" (43.9 mm)	3/8" (9.7 mm)
#11 - 1-3/8" (35 mm)	15°	3-1/2" (88.9 mm)	1-3/4" (44.5 mm)	1-1/4" (31.8 mm)	3/8" (9.7 mm)

Para el cálculo del espesor de la placa se debe utilizar el valor del momento con la ecuación siguiente:

$$f_b = F_b = \frac{M}{S} = \frac{6M}{t_p^2} \Rightarrow t_p = \sqrt{\frac{6M}{F_b}}$$

Donde:

- M = Momento necesario para calcular espesor de placa (MN-m)
- T_N = Carga de mínima de la cabeza del Nail (KN)
- F_b = Esfuerzo permisible del acero de la placa (**0.75 f_y**) (MPa)
- t_p = Espesor de la placa de apoyo (m)
- A_p = Área de la placa (**ExF**) (m²)
- m = Incremento de longitud de sección crítica de la placa (m)
- A_{crit} = Sección crítica de placa de apoyo (m²)
- D = Diámetro de la arandela o elemento de apoyo para los nails (m)
- S = Módulo de sección de la placa de apoyo (m³)
- f'_c = Resistencia a la compresión simple del concreto (MPa)

El ancho de la placa de apoyo será al menos el **doblo del diámetro** de la perforación realizada en la estructura y en ningún caso será inferior a **20 cm**. Su espesor será al menos **19 mm**.

4.4.4.3 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 4.17. 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.

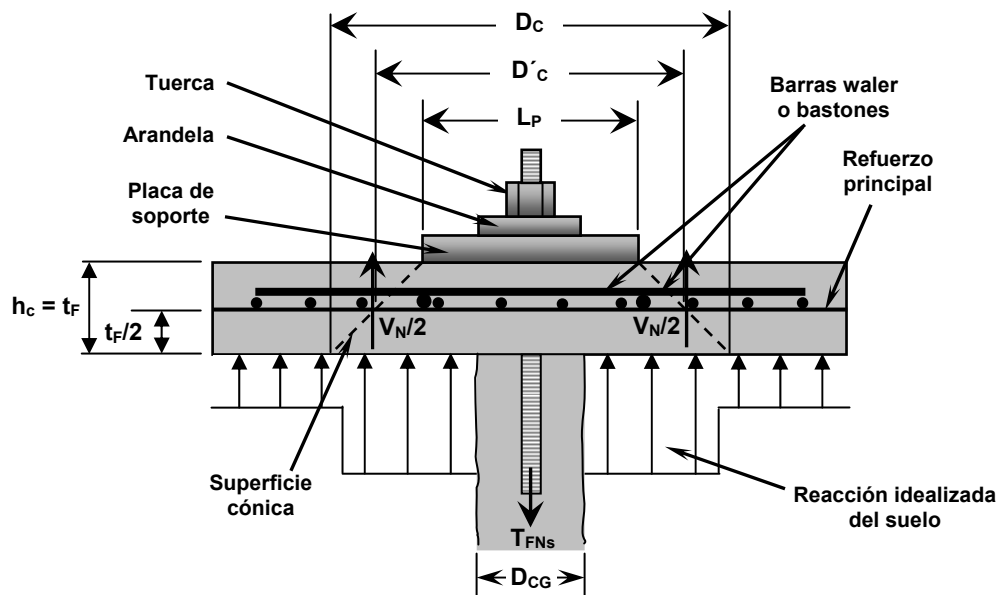


Figura 4.17. Punzonamiento en conexión con placa de soporte.

Fuente: FHWA Manual For Design & Construction Monitoring Of Soil Nail Walls, Byrne, 1998.

La resistencia interna nominal al cortante de la pantalla temporal puede calcularse de la siguiente manera:

$$V_N = 330 \sqrt{f'_c} \pi D'_c h_c ; h_c = t_F$$

Donde:

V_N = Resistencia interna nominal 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 4.17 tenemos las siguientes expresiones:

$$D'_c = L_p + 2\left(\frac{h_c}{2}\right) = L_p + h_c \ ; \ h_c = t_F$$

Donde:

- 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 4.17 para pantallas temporales:

$$A_{c1} = \frac{\pi}{4} D_c^2, \text{ donde: } D_c = D'_c + h_c = L_p + 2h_c \ ; \ h_c = t_F$$

Y

$$A_{cg} = \frac{\pi}{4} D_{cg}^2$$

Donde:

A_{c1} = Área de la superficie cónica de falla por punzonamiento (m^2)

A_{cg} = Área de la columna de grout donde está embebido el nail (m^2)

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 4.19)

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 4.18).

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.

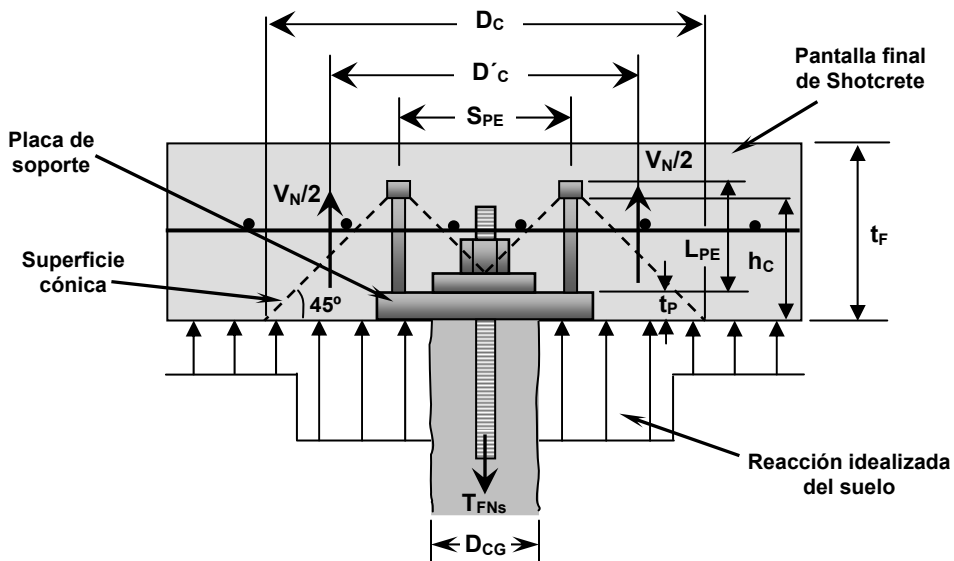


Figura 4.18. Punzonamiento en conexión emperrada de pantalla permanente.
Fuente: FHWA Manual For Design & Construction Monitoring Of Soil Nail Walls, Byrne, 1998.

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 4.19 tenemos:

$$D'_c = \text{mínimo de} \begin{cases} S_{pe} + h_c \\ 2h_c \end{cases} \quad \text{Y en donde: } h_c = L_{pe} - t_{cpe} + t_p$$

En la figura 4.19 se observa el detalle de un perno de conexión con sus dimensiones:

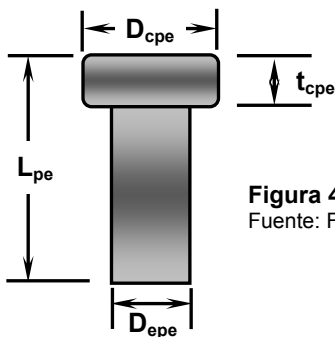


Figura 4.19. Detalle de perno conector para pantallas permanentes.
Fuente: FHWA Geotechnical Engineering Circular N° 7 Soil Nail Walls, Lazarte, Elías, 2003.

En donde, de acuerdo a las expresiones anteriores y a las figuras 4.18 y 4.19 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:

$$C_p = \left[\frac{1}{1 - C_s \frac{(A_c - A_{cg})}{(S_V S_H - A_{cg})}} \right]$$

Para pantallas permanentes, de la figura 4.18 tenemos:

$$A_{c1} = \frac{\pi}{4} D_c^2, \text{ donde: } D_c = D'_c + h_c = S_{pe} + 2h_c$$

Y

$$A_{cg} = \frac{\pi}{4} D_{cg}^2$$

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 4.19 se observan los valores de " C_s " para pantallas de revestimiento de diferentes espesores.

TABLA 4.19. 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

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):

$$T_{Fs} = \phi_s T_{FNs}$$

Donde:

- 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

4.4.4.4 FALLA POR TENSIÓN EN LOS PERNOS DE PANTALLA PERMANENTE

CÁLCULO DE LA RESISTENCIA A LA TENSIÓN EN 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:

$$T_{FNt} = \frac{N_{pe} A_{epe} f_y}{1000}$$

Donde:

- 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):

$$T_{Ft} = \phi_t T_{FNt}$$

Donde:

- 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:

$$A_{cpe} \geq 2.5 A_{epe}$$
$$t_{cpe} \geq 0.5(D_{cpe} - D_{epe})$$

Donde:

- 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 (ver sección 4.4.4.13).

En la tabla 4.20 se muestran algunas dimensiones de pernos para conexión, tomando en cuenta los detalles de la figura 4.19.

TABLA 4.20. PROPIEDADES DE PERNOS DE ACERO (BYRNE, PORTERFIELD, 2003)								
Tamaño de perno (in)	Longitud nominal (L_{pe})		Diámetro de cabeza (D_{cpe})		Diámetro del eje (D_{epe})		Espesor de la cabeza (t_{cpe})	
	mm	in	mm	in	mm	in	mm	in
1/4 x 4 1/8	105	4.125	12.7	0.5	6.4	0.25	4.7	0.19
3/8 x 4 1/8	105	4.125	19.1	0.75	9.7	0.38	7.1	0.28
3/8 x 6 1/8	156	6.125	19.1	0.75	9.7	0.38	7.1	0.28
1/2 x 4 1/8	105	4.125	25.4	1.0	12.7	0.5	7.9	0.31
1/2 x 5 5/16	135	5.3125	25.4	1.0	12.7	0.5	7.9	0.31
1/2 x 6 1/8	156	6.125	25.4	1.0	12.7	0.5	7.9	0.31
5/8 x 6 9/16	162	7.875	31.8	1.3	15.9	0.625	7.9	0.31
3/4 x 3 11/16	89	15.5	31.8	1.3	19.1	0.75	9.5	0.38
3/4 x 4 3/16	106	4.1875	31.8	1.25	19.1	0.75	9.5	0.38
3/4 x 5 3/16	132	5.1875	31.8	1.25	19.1	0.75	9.5	0.38
3/4 x 6 3/16	157	6.1875	31.8	1.25	19.1	0.75	9.5	0.38
7/8 x 4 3/16	102	4.0	34.9	1.4	22.2	0.875	9.5	0.38
7/8 x 5 3/16	127	5.0	34.9	1.4	22.2	0.875	9.5	0.38
7/8 x 6 3/16	152	6.0	34.9	1.4	22.2	0.875	9.5	0.38

4.4.4.5 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).

$$T_F = \text{menor valor de } \begin{cases} T_{Ff} & \text{FLEXIÓN} \\ T_{Fs} & \text{CORTANTE POR PUNZONAMIENTO} \\ T_{Ft} & \text{TENSIÓN EN PERNOS} \end{cases}$$

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.

4.4.4.6 REVISIÓN DE RESISTENCIA MÍNIMA DE DISEÑO EN 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:

$$T_{min} = \Gamma_{EH} F_F K_A \gamma H S_H S_V$$

Donde:

- T_{min} = Carga de servicio factorada en la cabeza del nail (KN)
- Γ_{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 los anexos **A2.1 – A2.5** 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 empernada), 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.

4.4.4.7 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 Nail, T_{NN} , puede ser usada para definir la resistencia a la tensión estructural máxima del tendón del Nail con la siguiente ecuación:

$$T_{NN} = A_s f_y$$

Donde:

- A_s = Área de la sección transversal del acero de refuerzo del Nail (ver tabla 4.14)
- 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 4.20. 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).

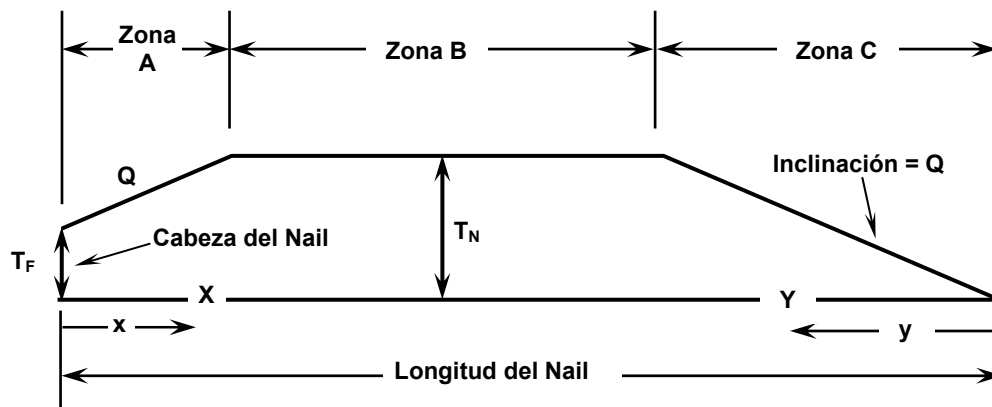


Figura 4.20. Movilización de las fuerzas a lo largo de la longitud del nail.
Fuente: FHWA Geotechnical Engineering Circular N° 7 Soil Nail Walls, Lazarte, Elías, 2003

Donde:

$$T_F = \phi_F T_{FN} = \text{Resistencia de diseño en la cabeza del Nail}$$

$$Q = \phi_Q Q_e = \text{Resistencia de diseño a la extracción del Nail.}$$

$$T_N = \phi_N T_{NN} = \text{Resistencia de diseño en el tendón del Nail}$$

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 4.21.

TABLA 4.21. RESISTENCIAS DE DISEÑO PARA DIFERENTES ZONAS DE NAIL		
ZONA A	ZONA B	ZONA C
$X=T_F+Q(x)$	$B=T_N$	$Y=Q(y)$

El cálculo de la resistencia a la tensión del Nail a una distancia x ó 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 4.21 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 4.21 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.

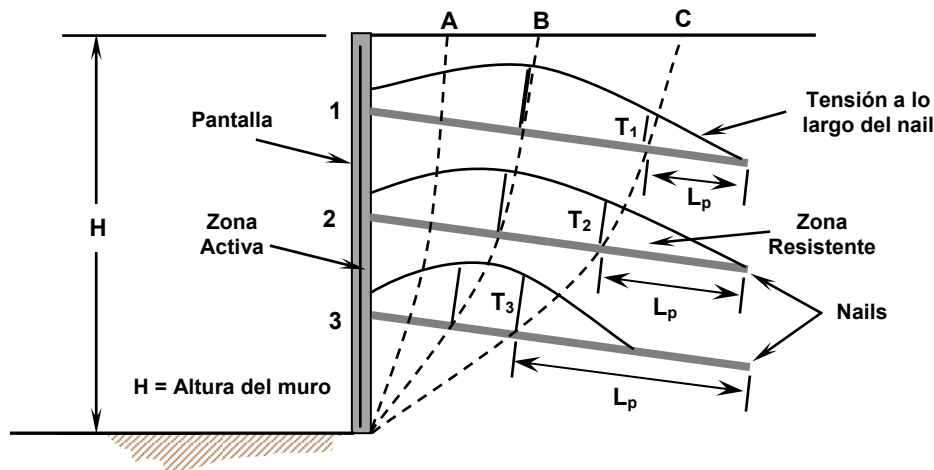


Figura 4.21. Movilización de las fuerzas a lo largo de la longitud del nail.
Fuente: FHWA Geotechnical Engineering Circular N° 7 Soil Nail Walls, Lazarte, Elías, 2003

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**

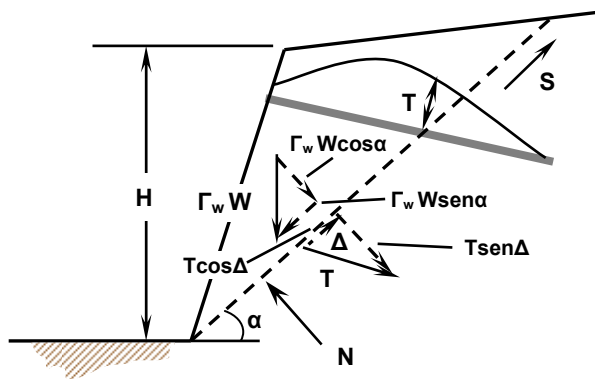
Para barras de refuerzo corrugado y barras con rosca continua usadas en los tendones de los Nails, la unión entre el grout y tendón del Nail es principalmente el resultado de una integración mecánica, en la cual el grout moviliza su resistencia al corte contra las deformaciones y salientes de la barra, 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).

4.4.4.8 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, es por esto que en este capítulo se revisará para este tipo de falla de forma manual y se hará una comparación con el programa SNAIL para una revisión más objetiva.

Determinación de la relación de fuerzas resistentes y actuantes (R/L)

La figura 4.22 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 él la superficie de deslizamiento en los suelos friccionantes y 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:



Donde la relación de resistencia global y fuerzas actuantes se calcula como:

$$(R/L) = \frac{\text{fuerzas resistentes}}{\text{fuerzas actuantes}}$$

$$(R/L) = \frac{S}{(\Gamma_w W \text{sen} \alpha - T \cos \Delta)}$$

Figura 4.22. Determinación de factor de seguridad para un nivel de Nail por falla plana.
Fuente: FHWA Manual for Design & Construction Monitoring of Soil Nail Walls, Byrne, 1998

De la figura anterior se tiene que:

$$S = \phi_c c_u L + N \phi_\phi \tan \phi \Rightarrow N = \Gamma_w W \cos \alpha + T \text{sen} \Delta$$

Por lo tanto, la relación (**R/L**) se calcula de la siguiente manera:

$$(R/L) = \frac{\phi_c c_u L + (\Gamma_w W \cos \alpha + T \text{sen} \Delta) \phi_\phi \tan \phi}{\Gamma_w W \text{sen} \alpha - T \cos \Delta} \Rightarrow \Delta = \alpha + \psi$$

Donde:

Δ = Ángulo de inclinación entre el Nail y la superficie de falla (°)

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 4.22), 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 4.23. Mientras que si la longitud total del Nail queda delante de la superficie de falla, éste no contribuye a la estabilidad del sistema.

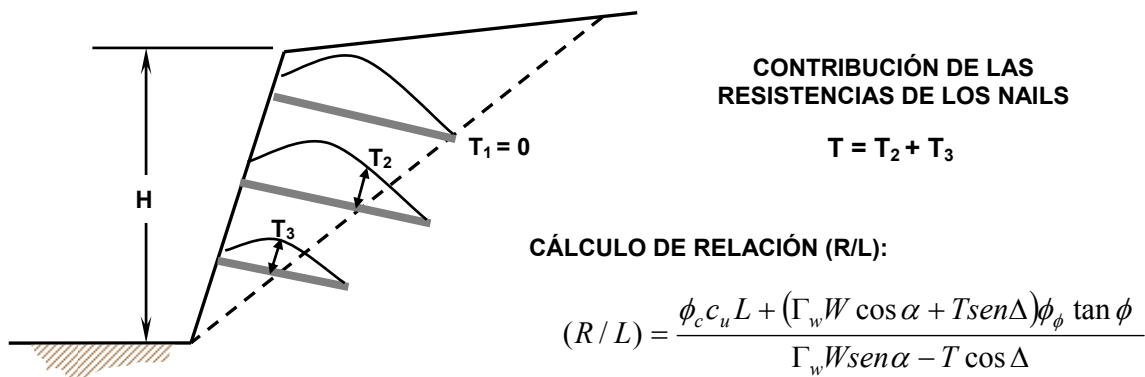


Figura 4.23. Determinación de la relación R/L por falla plana para un muro con múltiples nails.
Fuente: FHWA Manual for Design & Construction Monitoring of Soil Nail Walls, Byrne, 1998

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 4.24). 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**.

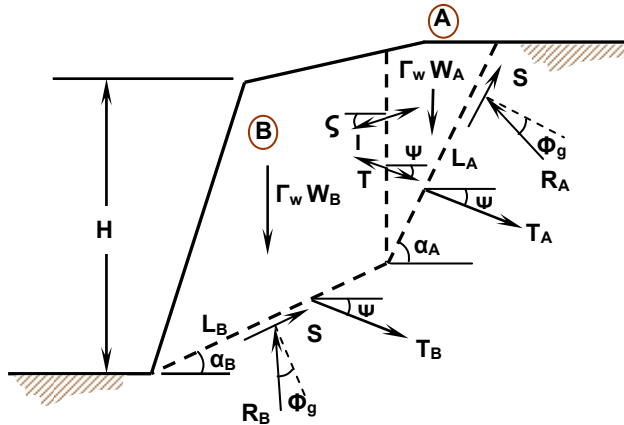


Figura 4.24. Análisis para determinar la relación R/L por falla bilineal.

Fuente: FHWA Manual for Design & Construction Monitoring of Soil Nail Walls, Byrne, 1998

La ecuación para calcular la relación (R/L) se desarrolla realizando un equilibrio de fuerzas en ambas direcciones y luego se deben combinar para así obtener la ecuación siguiente (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 4.24, para obtener el valor más bajo de la relación de fuerzas resistentes y fuerzas actuantes (R/L).

$$\begin{aligned} & \left[1 + \tan(\zeta) \tan(\alpha_A - \phi_g) \right] \left[\frac{-\Gamma_w W_B - (T_B + T) \sin(\psi) + \phi_c c_u L_B \sin(\alpha_B)}{(R/L)} \tan(\alpha_B - \phi_g) \right. \\ & \left. + \frac{(T_B + T) \cos(\psi) + \phi_c c_u L_B \cos(\alpha_B)}{(R/L)} \right] \\ & = \left[1 + \tan(\zeta) \tan(\alpha_B - \phi_g) \right] \left[\frac{\Gamma_w W_A + (T_A - T) \sin(\psi) - \phi_c c_u L_A \sin(\alpha_A)}{(R/L)} \tan(\alpha_A - \phi_g) \right. \\ & \left. - \frac{(T_A - T) \cos(\psi) - \phi_c c_u L_A \cos(\alpha_A)}{(R/L)} \right] \end{aligned}$$

Donde:

$$\phi_g = \tan^{-1} \left(\frac{\phi_\phi \tan \phi}{(R/L)} \right)$$

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 ($^\circ$)
 ψ = Ángulo de inclinación de los Nails ($^\circ$)

Uso de programas de computadora para evaluar la estabilidad global

Varios programas de computadora han sido desarrollados para el análisis y diseño de muros Soil Nailing. También, numerosos programas generales de estabilidad de taludes se han creado con la capacidad para modelar varios tipos de reforzamiento de suelos (incluyendo el uso de muros Soil Nailing y los muros anclados). Aunque los Soil Nailing pueden ser considerados en la mayoría de los programas de estabilidad de uso general, el diseño de estos muros y, en particular, las longitudes de los Nails, no están de manera directa en estos programas como en los programas específicamente desarrollados para las aplicaciones de muros Soil Nailing. Los dos programas de mayor uso en los Estados Unidos para el diseño de los muros Soil Nailing son el SNAIL y el GOLDNAIL.

Programa SNAIL

SNAIL es un programa de computadora desarrollado por el Departamento de Transporte de California (CALTRANS) en 1991. El programa se basa en el equilibrio límite bidimensional que considera únicamente el equilibrio de fuerzas. La superficie de falla es bilineal (con la superficie de falla originada desde el pie de la excavación) o trilineal (con la superficie de falla originada desde el fondo de la excavación en un punto lejos del pie). Para el caso de una superficie de falla trilineal, la fuerza resistente inferior de la cuña debajo del muro se calcula asumiendo la condición de presión pasiva, con una inclinación igual al ángulo de fricción movilizado. Los métodos incluidos en SNAIL sólo consideran equilibrio de fuerza. Por lo tanto, por lo general, aunque las fuerzas de entre los bloques (definidos por las superficies de fallas) están en equilibrio, el equilibrio de momento no se logra simultáneamente con este método. El programa permite al usuario especificar un área para que el programa busque la superficie más crítica. La rutina de búsqueda es ejecutada con 10 nodos con un ancho de búsqueda previamente definido y posteriormente prueba 56 superficies en cada

nodo. Mientras que el número total de superficies buscado es 560, SNAIL muestra las 10 superficies más críticas, una por cada nodo.

En resumen, el programa calcula el factor global de la seguridad, FS y determina el modo de falla que controla (entre la estabilidad global, pantalla o falla por tensión del Nail) si los valores de la capacidad real de la pantalla (es decir, el mínimo valor de la resistencia en la cabeza del nail por flexión, punzonamiento ó por tensión en los pernos) y la resistencia a la tensión de la barra del Nail son introducidos.

Programa GOLDNAIL

El programa GOLDNAIL (desarrollado en el período de 1993 a 1998 por Golder Asociados) trabaja en tres modos: (1) diseño, (2) factor de seguridad, y (3) modos de carga de servicio en el Nail. En el modo de diseño, una corrida de prueba es iniciada; posteriormente, el programa puede modificar las propiedades del Nail (es decir, resistencia a la extracción, longitud, diámetro y espaciamiento) hasta lograr un coeficiente de seguridad deseado. En el modo de factor de seguridad, el factor global de seguridad es calculado para los parámetros de entrada especificados. En el modo de diseño por cargas de servicio, el programa proporciona la máxima fuerza de tensión de servicio en el Nail.

Un análisis comparativo de ambos programas sugiere que el programa SNAIL es *más conservador*, ya que el valor de factor de seguridad global es menor que el valor calculado por el GOLDNAIL (*). Las razones atribuidas a la diferencia en los resultados de cálculo de los dos programas se deben a las diferentes suposiciones de la distribución de fuerza a lo largo del Nail. El SNAIL asume una distribución lineal de las fuerzas en el Nail, que empieza desde cero al final de éste, a un valor máximo que permanece constante desde la superficie de falla crítica y la cara del muro. El GOLDNAIL, asume una reducción de la fuerza del Nail cerca de la superficie del muro. Sin embargo, el factor de seguridad para la estabilidad global no es muy sensible a estas distribuciones como se muestra en el análisis comparativo del suelo reforzado usando diferentes distribuciones de fuerza a lo largo del refuerzo (Wright y Duncan, 1992).

* REFERIRSE A LA CIRCULAR DE INGENIERÍA N°7 DE LA FHWA, SOIL NAIL WALLS, CARLOS A. LAZARTE, VICTOR ELÍAS, ET AL. 2003

A pesar de esta diferencia entre los programas, cabe mencionar que el SNAIL trabaja con superficies de fallas bilineales (o trilineal), mientras que el GOLDNAIL considera superficies de fallas circulares, pero la ubicación de la superficie de falla crítica calculada por ambos programas son similares entre sí.

4.4.4.9 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 4.25 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_s), así como las cargas generadas por el peso propio del suelo que está siendo reforzado (W) y el empuje activo (E_A) del suelo.

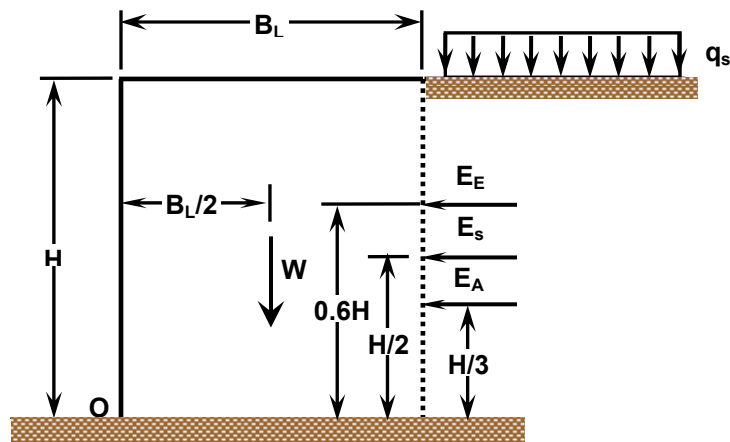


Figura 4.25. Influencia de sobrecarga en el bloque de suelo reforzado.

Fuente: FHWA Manual For Design & Construction Monitoring Of Soil Nail Walls. Byrne. 1998.

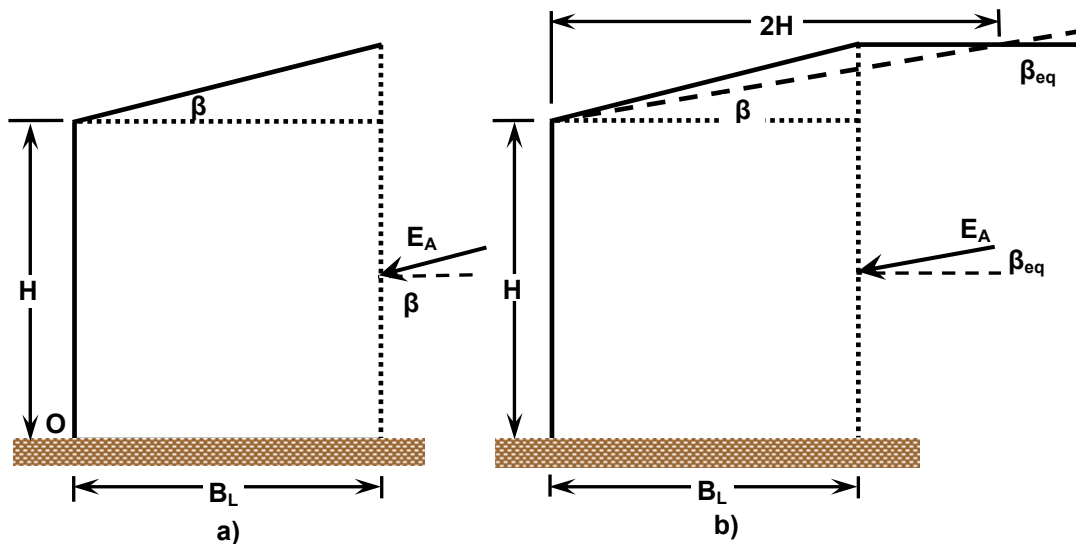


Figura 4.26. Influencia de la inclinación de la parte superior del muro en el empuje.
 Fuente: FHWA Manual for Design & Construction Monitoring Of Soil Nail Walls, Byrne, 1998.

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 4.26a se muestra un talud con la parte superior inclinada en un ángulo β y de longitud infinita, mientras que en la figura 4.26b 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.

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 4.27). En este caso, para definir la base del bloque reforzado (B_L) 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_1 ". En el extremo del primer nail en la intercepción de la línea A-A' se hace una proyección vertical que intercepta la base del muro y cuya coordenada horizontal se conoce como " X_2 ". 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. En las tablas 4.22 y 4.23 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.

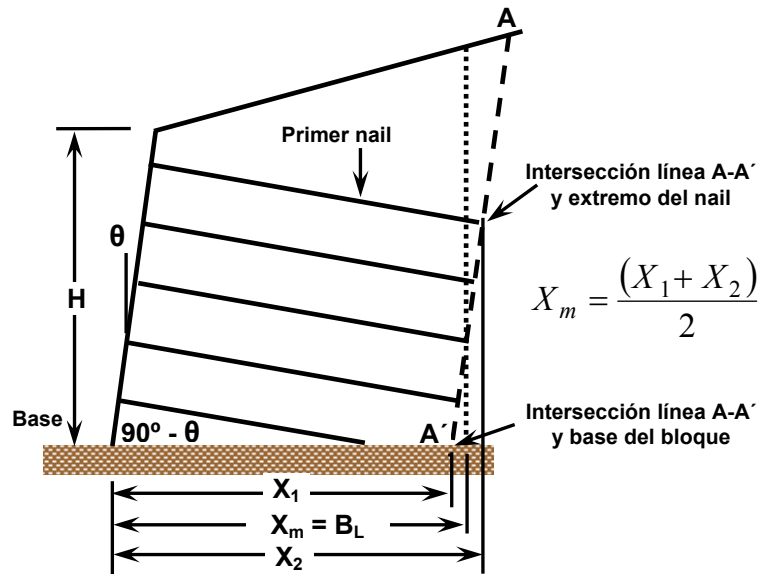


Figura 4.27. Muro con inclinación en su cara frontal.

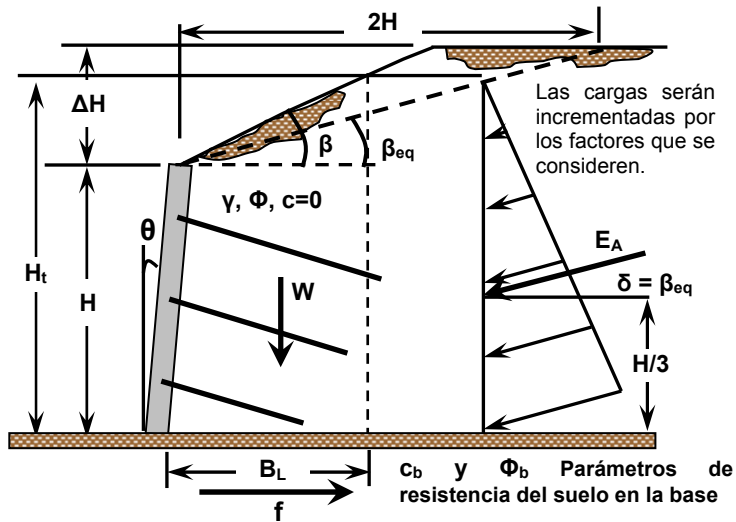
Fuente: FHWA Manual for Design & Construction Monitoring Of Soil Nail Walls, Byrne, 1998.

TABLA 4.22. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD POR DESLIZAMIENTO (BYRNE, 1998; DAS, 1998, AASHTO LRFD, 2005)

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.

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.

$$H_t = H + (B_L + \tan \theta) \tan \beta_{eq}$$



De acuerdo a la figura anterior:

Para talud infinito: $\beta = \beta_{eq}$ y Para talud quebrado: $\beta_{eq} = \tan^{-1} \left(\frac{\Delta H}{2H} \right)$

Donde β es la inclinación del relleno del muro o zona reforzada y β_{eq} es la inclinación equivalente de dicho relleno.

Las fuerzas horizontales que resisten al deslizamiento (**FR**) son las siguientes:

$$\Sigma FR = c_{b1} B_L + \Sigma FV \tan \phi_b$$

$$\Sigma FR = c_{b1} B_L + (\Gamma_{EV} W + \Gamma_{EH} E_A \sin \delta) \tan \phi_b$$

$$\Gamma_{EH} = 1.50 ; \Gamma_{EV} = 1.00$$

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 .

$$c_{b1} = (1/3 a 2/3) c_b \text{ y } \delta = \beta \text{ ó } \beta_{eq}$$

La fuerza horizontal actuante (**FA**) que genera una acción de deslizamiento es la componente horizontal del empuje activo:

$$\Sigma FA = \Gamma_{EH} E_A \cos \delta = \Gamma_{EH} E_A \cos \beta_{eq}$$

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:

$$E_A = \frac{1}{2} K_A \gamma H_t^2$$

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.

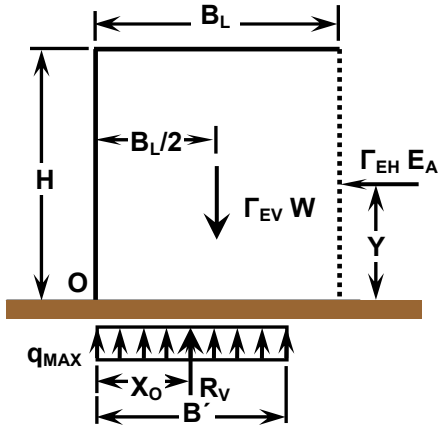
Entonces:

$$\phi_d \Sigma FR \geq \Sigma FA ; \phi_d = 1.0 \text{ AASHTO LRFD Sec 10.5}$$

El valor del factor de resistencia para deslizamiento ϕ_d es igual a 1 porque se analizan dos superficies de suelo en contacto.

TABLA 4.23 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD POR CAPACIDAD DE CARGA (BYRNE, 1998; DAS, 1998, SECCIÓN 4 AASHTO)

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 gravedad y realizar el análisis correspondiente a un muro de este tipo, habiendo tomado en cuenta las condiciones de carga y geometría que se detallaron anteriormente.



El uso de los factores "Γ" dependerá del tipo de carga (sismo, sobrecarga, carga vertical, horizontal, etc.)

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 Γ_{EV} :

$$R_V = \Gamma_{EV} W ; \Gamma_{EV} = 1.35$$

Posteriormente, al realizar un equilibrio de momentos, que es la diferencia de los momentos resistentes " M_R " y los momentos actuantes " M_A ", generado por el empuje activo y luego relacionándola con la resultante de las fuerzas verticales " R_V " podemos encontrar la posición de dicha resultante " X_o ".

$$X_o = \frac{\Sigma M_R - \Sigma M_A}{R_V} = \frac{\Gamma_{EV} W \frac{B_L}{2} - \Gamma_{EH} E_A Y}{\Gamma_{EV} W} ; \Gamma_{EH} = 1.50$$

Se calcula el ancho efectivo B' y el valor de carga máxima " q_{max} ":

$$B' = 2X_o ; q_{max} = \frac{R_V}{B'} = \frac{R_V}{2X_o}$$

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.

$$q_{ult} = c N_c s_c b_c i_c + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma b_\gamma i_\gamma + q N_q s_q b_q i_q$$

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).

FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA (N_c, N_γ, N_q), TABLA 4..

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:

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi ; N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi ; N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \tan \phi}$$

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)

FACTORES DE FORMA (s_c, s_γ, s_q)

Estos factores están relacionados con la forma de la cimentación.

$$s_c = 1 + \frac{BN_q}{LN_c} ; s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L} ; s_q = 1 + \frac{B}{L \tan \phi}$$

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 ($B/L \rightarrow 0$), 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".

$$s_c = s_\gamma = s_q = 1$$

FACTORES POR INCLINACIÓN DE LA BASE (b_c , b_γ , b_q)

Estos factores están relacionados con la inclinación de la cimentación y se calculan con las siguientes expresiones:

$$b_c = b_\gamma - \frac{(1-b_\gamma)}{N_c \tan \phi}; \phi > 0^\circ; \quad b_c = 1 - \left[\frac{2\omega_2}{(\pi+2)} \right]; \quad \phi = 0^\circ;$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \omega_2 \tan \phi)^2$$

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".

$$b_c = b_\gamma = b_q = 1$$

FACTORES POR INCLINACIÓN DE LA CARGA (i_c , i_γ , i_q)

Estos factores tienen que ver con la inclinación de las cargas actuantes en el muro y se calculan con las siguientes expresiones:

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\psi_1}{90^\circ} \right)^2; \quad i_\gamma = \left(1 - \frac{\psi_1}{\phi} \right)^2; \quad \psi_1 = \tan^{-1} \left(\frac{E_{AH}}{R_V} \right)$$

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 ".

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:

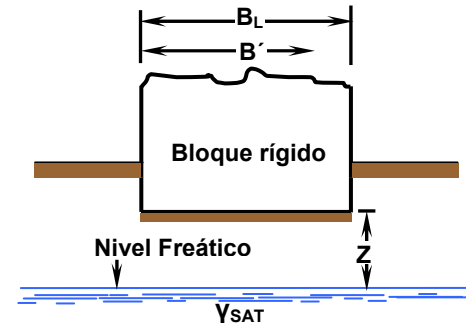
$$q_{ult} = cN_c s_c i_c + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma \rightarrow q_{max} \leq \phi_q q_{ult}$$

En donde " ϕ_q " es un factor de resistencia para capacidad de carga.

MODIFICACIÓN DE LA ECUACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA POR NIVEL FREÁTICO

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.

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).



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:

$$\gamma_1 = \gamma' + \frac{z}{B} (\gamma - \gamma')$$

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):

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

Cuando $z > B'$ entonces el nivel freático está muy abajo y el agua no afectará la capacidad de carga última:

$$\gamma_1 = \gamma$$

Entonces, la capacidad de carga última queda definida así:

$$q_{ult} = cN_c s_c i_c + \frac{1}{2} \gamma_1 B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Luego se verifica que:

$$q_{max} \leq \phi_q q_{ult}; \quad \phi_q \text{ (AASHTO LRFD sec.10.5)}$$

CAPITULO IV
METODO DE MURO SOIL NAILING

TABLA 4.24. FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA (DAS, 1998)					
Φ	N_c	N_q	N_v	N_q/N_c	$Tan \Phi$
0	5.14	1.00	0.00	0.20	0,00
1	5.38	1.09	0.07	0.20	0,02
2	5.63	1.20	0.15	0.21	0,03
3	5.90	1.31	0.24	0.22	0,05
4	6.19	1.43	0.34	0.23	0,07
5	6.49	1.57	0.45	0.24	0,09
6	6.81	1.72	0.57	0.25	0,11
7	7.16	1.88	0.71	0.26	0,12
8	7.53	2.06	0.86	0.27	0,14
9	7.92	2.25	1.03	0.28	0,16
10	8.35	2.47	1.22	0.29	0,18
11	8.80	2.71	1.44	0.31	0,19
12	9.28	2.97	1.69	0.32	0,21
13	9.81	3.26	1.97	0.33	0,23
14	10.37	3.59	2.29	0.35	0,25
15	10.98	3.94	2.65	0.36	0,27
16	11.63	4.34	3.06	0.37	0,29
17	12.34	4.77	3.53	0.39	0,31
18	13.10	5.26	4.07	0.40	0,32
19	13.93	5.80	4.68	0.42	0,34
20	14.83	6.40	5.39	0.43	0,36
21	15.82	7.07	6.20	0.45	0,38
22	16.88	7.82	7.13	0.46	0,40
23	18.05	8.66	8.20	0.48	0,42
24	19.32	9.60	9.44	0.50	0,45
25	20.72	10.66	10.88	0.51	0,47
26	22.25	11.85	12.54	0.53	0,49
27	23.94	13.20	14.47	0.55	0,51
28	25.80	14.72	16.72	0.57	0,53
29	27.86	16.44	19.34	0.59	0,55
30	30.14	18.40	22.40	0.61	0,58
31	32.67	20.63	25.99	0.63	0,60
32	35.49	23.18	30.22	0.65	0,62
33	38.64	26.09	35.19	0.68	0,65
34	42.16	29.44	41.06	0.70	0,67
35	46.12	33.30	48.03	0.72	0,70
36	50.59	37.75	56.31	0.75	0,73
37	55.63	42.92	66.19	0.77	0,75
38	61.35	48.93	78.03	0.80	0,78
39	67.87	55.96	92.25	0.82	0,81
40	75.31	64.20	109.41	0.85	0,84
41	83.86	73.90	130.22	0.88	0,87
42	93.71	85.38	155.55	0.91	0,90
43	105.11	99.02	186.54	0.94	0,93
44	118.37	115.31	224.64	0.97	0,97
45	133.88	134.88	271.76	1.01	1,00
46	152.10	158.51	330.35	1.04	1,04
47	173.64	187.21	403.67	1.08	1,07
48	199.26	222.31	496.01	1.12	1,11
49	229.93	266.51	613.16	1.15	1,15
50	266.89	319.07	762.89	1.20	1,19

4.4.4.10 CÁLCULO DE 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 (**$B_L/4$**) para que cumpla con la estabilidad contra el volteo (Byrne, Porterfield, 1998).

Dicho lo anterior, retomamos las siguientes expresiones:

$$X_0 = \frac{\Sigma M_R - \Sigma M_A}{R_V} \quad \text{y} \quad e = \frac{B_L}{2} - X_0 \leq \frac{B_L}{4}$$

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 4.28). Esta sobrecarga de suelo no se incluye en el análisis de deslizamiento u otros mecanismos de falla para los cuales esta sobrecarga representa una contribución a la resistencia. Para el análisis por deslizamiento debe ubicarse detrás de la masa de suelo reforzada y asumir 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 ($\Gamma_{ES}=1.50$).

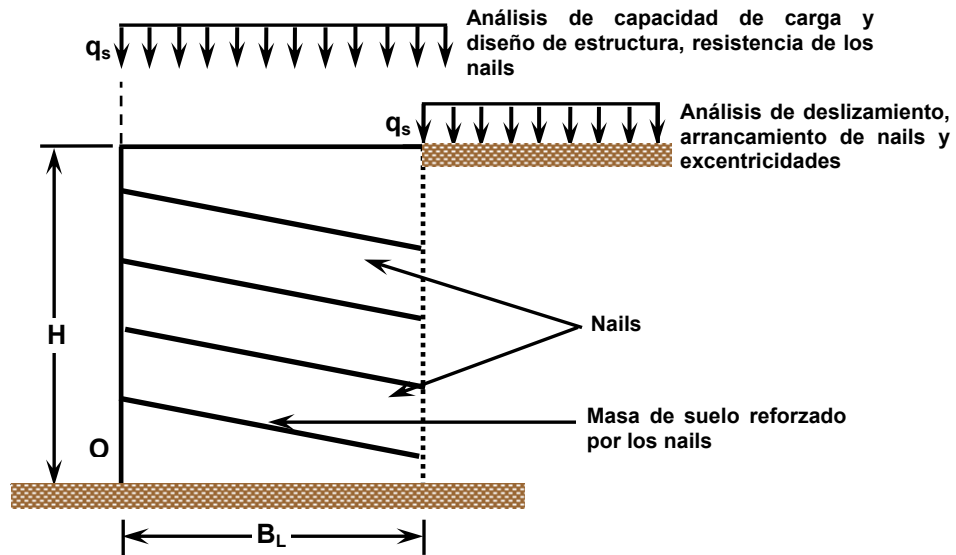


Figura 4.28. Influencia de sobrecarga de suelo en el bloque reforzado.

Fuente: FHWA Manual for Design & Construction Monitoring Of Soil Nail Walls, Byrne, 1998.

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 mayoración de carga es igual para las solicitaciones en cada dirección (vertical y horizontal) (sección 11.5.5 de AASHTO LRFD, 2005).

4.4.4.11 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 (E_{AE}) 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.

$$E_{AE} = E_A + E_E \Rightarrow E_E = E_{AE} - E_A$$

En el caso de un muro común (ver figura 4.29) la ecuación para calcular el coeficiente de presiones activas totales (K_{AE}) utilizando Mononobe – Okabe es la siguiente:

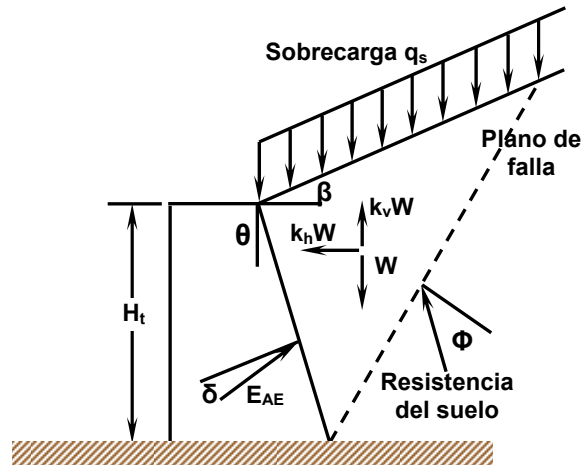


Figura 4.29. Análisis de un muro bajo condiciones de sismo.
Fuente: FHWA Geotechnical Engineering Circular N° 7 Soil Nail Walls, Lazarte, Elías, 2003.

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \omega_1 - \theta)}{\cos \omega_1 \cos^2 \theta \cos(\theta + \delta + \omega_1) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \omega_1 - \beta)}{\cos(\delta + \theta + \omega_1) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2}$$

En donde el ángulo que relaciona los coeficientes sísmicos horizontal y vertical (ω_1) se calcula de la siguiente manera:

$$\omega_1 = \tan^{-1} \left(\frac{k_h}{1 - k_v} \right)$$

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 4.25 muestra los valores de los coeficientes sísmicos aplicables a nuestro país.

TABLA 4.25. 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

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.

Dado que en la práctica el coeficiente sísmico vertical se considera cero (k_v), entonces las fuerzas inerciales en la dirección vertical son omitidas.

En los anexos **A2.6 - A2.10** se pueden encontrar valores para el coeficiente de Mononobe–Okabe, K_{AE} , con un coeficiente sísmico horizontal k_h de **0.16**, para diferentes ángulos de fricción interna e inclinaciones del paramento interno del muro.

*Actualmente en muchos diseños de estructuras de retención se utiliza un valor de $k_h=0.20$ (Ministerio de Obras Publicas de El Salvador, M.O.P.)

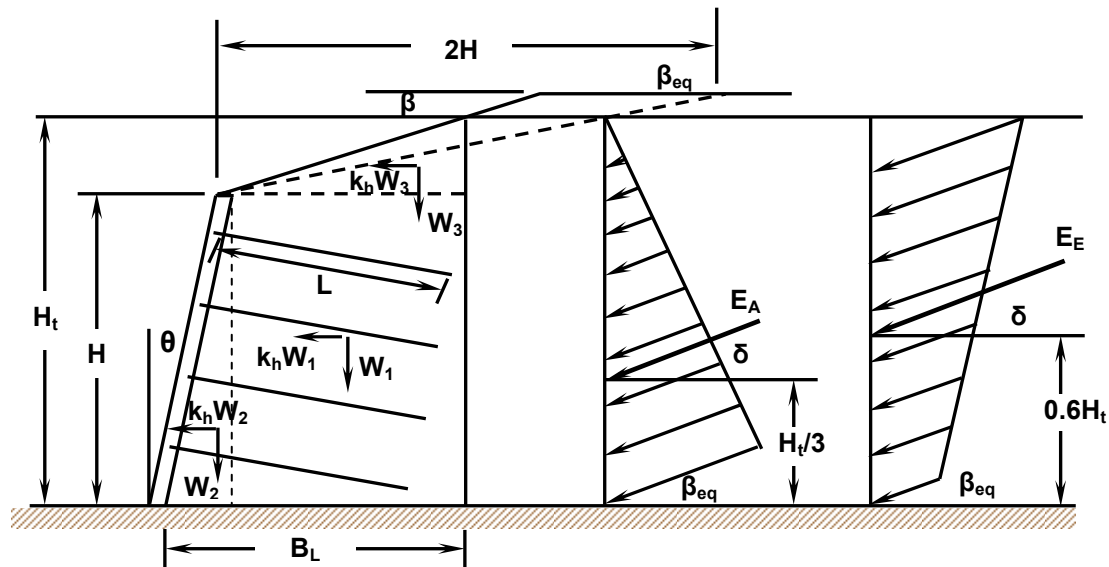


Figura 4.30. Empujes Gravitacional y Sísmico y Fuerzas Inerciales.
 Fuente: FHWA Geotechnical Engineering Circular N° 7 Soil Nail Walls, Lazarte, Elías, 2003

$$F_{inercial} = k_h W$$

Cuando se analice la estabilidad contra el deslizamiento en la condición estática, las fuerzas a considerarse serán únicamente las gravitacionales. Para la condición gravedad - sismo se considerarán todas las fuerzas, incluyendo las inerciales. Para el análisis de estabilidad por volteo y capacidad de carga, se realiza el mismo proceso que para la condición estática que se explicó en secciones anteriores, excepto que en esta condición se calculan los momentos actuantes generados por las fuerzas inerciales horizontales que se desarrollan durante un sismo en la masa de suelo retenida (ver figura 4.30). Además se deberán considerar los factores de carga y resistencia correspondientes a las fuerzas sísmicas.

4.4.4.12 REVISIÓN DEL VOLADIZO DEL MURO

La sección del voladizo de la pantalla de revestimiento de un muro Soil Nailing que se encuentra arriba de la fila superior de nails estará sujeta a presiones de tierra que surgen del peso propio del suelo adyacente al muro, así como de cualquier sobrecarga o fuerzas inerciales que actúen en dicho suelo. La magnitud de estas presiones no sólo dependerá de la resistencia del suelo sino que también de otros factores, como por ejemplo, la existencia de rellenos artificiales detrás del muro. Para casos como el

nuestro, en el cual no existe un relleno detrás del muro y en donde no existen esfuerzos inducidos por operaciones de compactación, se puede asumir una distribución de presiones en el voladizo, cuyo coeficiente de presiones activas puede calcularse por las teorías convencionales. Debido a que el voladizo no es capaz de redistribuir las cargas por medio del arqueado de suelo hacia los tramos adyacentes, tal como lo hace el resto de la pantalla de revestimiento bajo la fila superior de nails, entonces el voladizo debe revisarse por flexión y cortante.

En la dirección horizontal, los tramos en voladizo se ubicarán en los extremos del muro y en donde existan juntas verticales de expansión para la pantalla permanente de revestimiento. Para las juntas de expansión, en la práctica común se debe mantener el mismo patrón de nails (cuadrado o triangular) y el de su espaciamiento horizontal para su colocación. Para tramos en voladizo, lo normal para el diseño y construcción de muros Soil Nailing es que dicho tramo de voladizo se encuentre en el rango de $1/3$ a $2/3$ del espaciamiento promedio de los nails (S_H y S_V).

Para el voladizo que se encuentra en la parte inferior del muro, el método de construcción tiende a resultar en cargas que van desde valores mínimos a cero durante la construcción. Existe una pequeña posibilidad de que a largo plazo pueda desarrollarse una carga en esta sección que arquee esta zona hacia la excavación. Sin embargo no se requiere un diseño formal para la pantalla de revestimiento en esta sección del muro. En cualquier caso, también se recomienda que la distancia entre la base del muro y la fila inferior de nails no exceda $2/3$ del espaciamiento vertical promedio entre nails.

Revisión del voladizo en condición activa gravitacional

Para el cálculo de las presiones de tierra se puede hacer uso de la teoría clásica de Coulomb y junto con la aplicación de un equilibrio de fuerzas en la sección crítica del voladizo se puede encontrar tanto la fuerza cortante como el momento flector actuantes en dicha zona (ver figura 4.31). Bajo la condición estática solo es necesario analizar el voladizo de la pantalla de revestimiento temporal y no el de la pantalla permanente, debido a que en la pantalla permanente el acero de refuerzo tiende a ser

mayor que en la pantalla temporal, así como también el espesor de concreto de la misma aumenta, lo que supone que tendrá una adecuada resistencia.

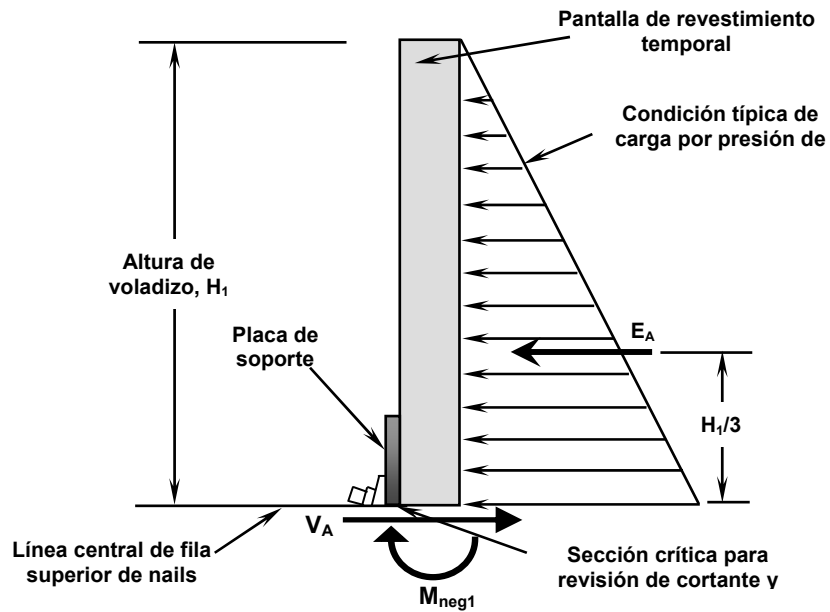


Figura 4.31. Voladizo de un muro Soil Nailing bajo condición estática.
 Fuente: FHWA Manual for Design & Construction Monitoring Of Soil Nail Walls, Byrne, 1998.

Entonces, por medio del equilibrio de fuerzas horizontales se concluye que la fuerza cortante por unidad de longitud bajo condiciones de servicio (V_A) tiene la misma magnitud que el empuje activo (E_A), tal como se muestra a continuación para un suelo granular donde la contribución de la cohesión a la resistencia del suelo es despreciada:

$$V_A = E_A$$

$$V_A = \frac{1}{2} K_A \gamma H_1^2$$

Este cortante bajo condiciones de servicio debe ser incrementado por un factor de carga Γ_{EH} , que representa la acción de presiones horizontales activas de tierras y cuyo valor es de **1.50**.

$$\Gamma_{EH} V_A = \Gamma_{EH} \frac{1}{2} K_A \gamma H_1^2$$

La fuerza cortante mayorizada debe ser menor que la resistencia al cortante permisible (V_c) que provee la sección de concreto, que resulta de multiplicar la resistencia nominal

del concreto al cortante (V_{nc}) por un factor de resistencia ϕ_s de **0.90** (sección 8.5.3.3 de la ASSHTO LRFD):

$$V_{nc} = 166\sqrt{f'_c}d_e = 166\sqrt{f'_c}(t_F/2)$$

$$V_c = \phi_s V_{nc} \rightarrow \Gamma_{EH}V_A \leq V_c$$

Por otra parte, el momento actuante bajo condiciones de servicio también se calcula del equilibrio, estableciendo el brazo de palanca perpendicular a la fuerza cortante actuante también bajo condiciones de servicio:

$$m_s = V_A \left(\frac{1}{3} H_1 \right) = \left[\frac{1}{2} K_A \gamma H_1^2 \right] \left(\frac{1}{3} H_1 \right)$$

El momento flector mayorizado actuante en el voladizo (M_{neg1}) se calcula en función de la fuerza cortante actuante factorada ($\Gamma_{EH}V_A$):

$$M_{neg1} = \Gamma_{EH}V_A \left(\frac{1}{3} H_1 \right) = \left[\Gamma_{EH} \frac{1}{2} K_A \gamma H_1^2 \right] \left(\frac{1}{3} H_1 \right)$$

El momento flector actuante mayorizado en el voladizo debe ser menor que el momento vertical negativo resistente en la cabeza del nail calculado en la evaluación del modo de falla por flexión en la pantalla de revestimiento, el cual es afectado por un factor de resistencia por flexión, ϕ_f de **0.90** (sección 8.5.3.3 de la ASSHTO LRFD)

$$M_{neg1} \leq \phi_f M_{neg}$$

Cabe aclarar que las fórmulas antes establecidas son para el caso que la cara del muro es completamente vertical ($\theta = 0^\circ$) y el relleno es horizontal ($\beta = 0^\circ$). Entonces, cuando se utilice la teoría de Coulomb en un muro Soil Nailing cuya cara tenga una inclinación con respecto a la vertical, se generará fricción entre la superficie de la pantalla de revestimiento del voladizo y el suelo retenido, por lo tanto será necesario usar un valor de ángulo de fricción entre ambas superficies (δ) que varíe de $\phi/2$ a $2\phi/3$, respectivamente y bajo cuya orientación estará sujeto el empuje de tierras (E_A), percatándose de utilizar la magnitud y orientación del empuje adecuadas de acuerdo al sistema de ejes que se utilicen para el análisis.

Entonces, la fuerza cortante y el momento flector bajo condiciones de servicio en el voladizo para esta condición se obtienen así:

$$V_A = E_A \cos \delta = \frac{1}{2} K_A \gamma H_1^2 (\cos \delta)$$

$$m_s = \frac{1}{3} \left(\frac{H_1}{\cos \theta} \right) V_A = \frac{1}{3} \left(\frac{H_1}{\cos \theta} \right) \left(\frac{1}{2} K_A \gamma H_1^2 \cos \delta \right)$$

La fuerza cortante mayorizada ($\Gamma_{EH} V_A$) y el momento flector mayorizado en el voladizo (M_{neg1}) para esta condición se obtienen así:

$$\Gamma_{EH} V_A = \Gamma_{EH} E_A \cos \delta = \Gamma_{EH} \frac{1}{2} K_A \gamma H_1^2 (\cos \delta)$$

$$M_{neg1} = \frac{1}{3} \left(\frac{H_1}{\cos \theta} \right) \Gamma_{EH} V_A = \frac{1}{3} \left(\frac{H_1}{\cos \theta} \right) \left(\Gamma_{EH} \frac{1}{2} K_A \gamma H_1^2 \cos \delta \right)$$

Luego verificar que:

$$V_c = \phi_s V_{nc} \rightarrow \Gamma_{EH} V_A \leq V_c$$

$$M_{neg1} \leq \phi_f M_{neg}$$

Revisión del voladizo bajo condición activa más sismo

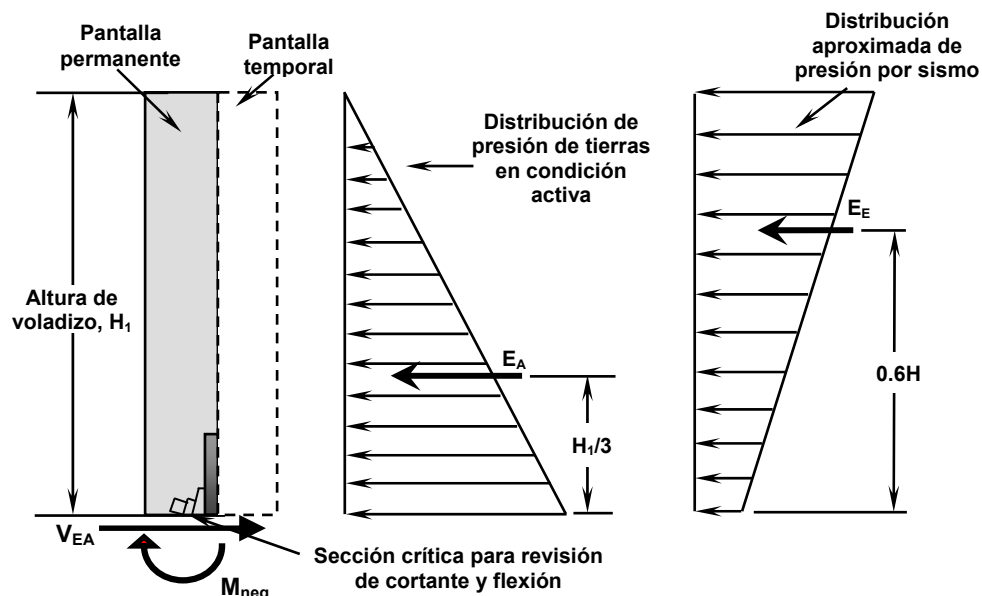


Figura 4.32. Voladizo de un muro Soil Nailing bajo condición activa más sismo.
Fuente: FHWA Manual for Design & Construction Monitoring Of Soil Nail Walls, Byrne, 1998.

Para analizar la sección del voladizo de un muro Soil Nailing en la condición sísmica se debe usar la teoría propuesta por Mononobe - Okabe para encontrar el empuje activo combinado (E_{AE}) y que, junto con el empuje activo gravitacional (E_A) se puede encontrar el incremento en el empuje activo ocasionado por las acciones de cargas sísmicas (E_E), tal como se ve en la figura 4.32.

Este análisis combinado se debe realizar solamente en la pantalla de revestimiento permanente, dado que en la condición estática se revisó la pantalla temporal. Entonces la fuerza cortante combinada bajo condición sísmica (V_{AE}) se calcula sumando la fuerza de corte estática (V_A) y la fuerza de corte dinámica resultante de la acción del sismo (V_E). Las fuerzas de corte tienen las mismas magnitudes que los empujes activos y se definen así:

$$V_{AE} = E_{AE} = E_A + E_E = V_A + V_E$$

La fuerza cortante y el momento flector actuantes en el voladizo no mayorizados se calculan de la siguiente manera:

$$V_{AE} = V_A + V_E$$

$$m_s = \left(\frac{1}{3}V_A + 0.6V_E \right) H_1$$

Posteriormente, para esta condición se deben mayorizar las fuerzas cortantes con factores de carga para presión activa horizontal de tierras, tanto para condición estática ($\Gamma_{EH} = 1.50$) como para condición sísmica ($\Gamma_{EQ} = 1.00$):

$$\Gamma V_{AE} = \Gamma_{EH}V_A + \Gamma_{EQ}V_E$$

$$\Gamma V_{AE} = \Gamma_{EH} \frac{1}{2}K_A \gamma H_1^2 + \Gamma_{EQ} \frac{1}{2}(K_{AE} - K_A)\gamma H_1^2$$

La resistencia nominal proporcionada por la sección de concreto del voladizo (V_{nc}) se calcula tal como se mostró para la condición estática, con la diferencia que el espesor a considerar es el de la pantalla permanente:

$$V_{nc} = 166\sqrt{f'_c}d_e = 166\sqrt{f'_c}(t_F/2)$$

Para obtener la resistencia al cortante permisible (V_c) se multiplica la resistencia nominal del concreto al cortante por un factor de resistencia para condición sísmica, Φ_s de **1.00**.

$$V_c = \phi_s V_{nc} \rightarrow \Gamma_{EH} V_A + \Gamma_{EQ} V_E \leq V_c$$

El momento flector actuante también debe mayorizarse sobre la sección del voladizo y se obtiene de la siguiente manera:

$$M_{neg1} = \left(\frac{1}{3} \Gamma_{EH} V_A + 0.6 \Gamma_{EQ} V_E \right) H_1$$

Entonces:

$$M_{neg1} = \left[\frac{1}{3} \left(\Gamma_{EH} \frac{1}{2} K_A \gamma H_1^2 \right) + 0.6 \left(\Gamma_{EQ} \frac{1}{2} (K_{AE} - K_A) \gamma H_1^2 \right) \right] H_1$$

El momento flector actuante en el voladizo debe ser menor que el momento vertical negativo resistente en la cabeza del nail, afectado por un factor de resistencia por flexión, ϕ_f de **1.00** para condiciones de sismo:

$$M_{neg1} \leq \phi_f M_{neg}$$

Cuando la cara del muro sea inclinada ($\theta \neq 0^\circ$), entonces la fuerza cortante y el momento flector actuantes no mayorizados se determinan de la siguiente manera:

$$V_{AE} = V_A + V_E = E_A \cos \delta + E_E \cos \delta$$

$$m_s = \left(\frac{1}{3} V_A + 0.6 V_E \right) \left(\frac{H_1}{\cos \theta} \right)$$

Ahora, se mayorizan las cargas para condición estática y sísmica ($\Gamma_{EH} = 1.50$ y $\Gamma_{EQ} = 1.00$):

$$\Gamma V_{AE} = \Gamma_{EH} V_A + \Gamma_{EQ} V_E$$

$$\Gamma V_{AE} = \Gamma_{EH} \frac{1}{2} K_A \gamma H_1^2 \cos \delta + \Gamma_{EQ} \frac{1}{2} (K_{AE} - K_A) \gamma H_1^2 \cos \delta$$

El momento flector se calcula de esta manera:

$$M_{neg1} = \left(\frac{1}{3} \Gamma_{EH} V_A + 0.6 \Gamma_{EQ} V_E \right) \left(\frac{H_1}{\cos \theta} \right)$$

Por lo tanto:

$$M_{neg1} = \left[\frac{1}{3} \left(\Gamma_{EH} \frac{1}{2} K_A \gamma H_1^2 \cos \delta \right) + 0.6 \left(\Gamma_{EQ} \frac{1}{2} (K_{AE} - K_A) \gamma H_1^2 \cos \delta \right) \right] \left(\frac{H_1}{\cos \theta} \right)$$

Las relaciones para verificar si el voladizo es apto para resistir las fuerzas cortantes y momentos flectores son las mismas antes establecidas.

$$V_c = \phi_s V_{nc} \rightarrow \Gamma_{EH} V_A + \Gamma_{EQ} V_E \leq V_c$$

$$M_{neg1} \leq \phi_f M_{neg}$$

4.4.4.13 REVISIÓN DEL ACERO DE REFUERZO EN LA PANTALLA DE REVESTIMIENTO

- **Requerimientos de acero de refuerzo para pantalla temporal**

Barras de acero para bastones horizontales y verticales

En la práctica, para la pantalla temporal de concreto lanzado se recomienda utilizar un mínimo de 2 barras de acero **N° 13** (**N° 4** en sistema Inglés) en cada dirección. Estas barras se colocan en cada nail detrás de la placa de soporte, específicamente entre la placa de soporte y la pantalla de concreto lanzado.

Porcentaje mínimo de refuerzo

Estos rangos de refuerzo mínimos y máximos son especificados en las secciones 5.7.3.3 y 5.10.8 de las Especificaciones Para El Diseño de Puentes de AASHTO. La sección 5.7.3.3 provee especificaciones para mantener la ductilidad en los sistemas reforzados con acero y en la sección 5.10.8 se dan las especificaciones para proveer la cantidad mínima de refuerzo por contracción y temperatura, la cual debe ser:

$$A_s \geq 0.11 \frac{A_g}{f_y}$$

Donde:

A_s = Área de acero de refuerzo (mm²)

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo (MPa)

A_g = Área gruesa de la sección de concreto reforzado (bxt_f) (mm²)

Porcentaje máximo de refuerzo

En cuanto a los requerimientos máximos de acero de refuerzo que se especifican en la AASHTO, debido a que las pantallas del soil nailing poseen una ductilidad inherente y son muy ligeras en cuanto a refuerzo, estos requisitos son obviados.

Longitud de desarrollo y empalme del acero de refuerzo

Las especificaciones para las longitudes de desarrollo y empalmes para el refuerzo de la primera capa de concreto lanzado se detallan en la sección 5.11 de la AASHTO.

Longitud de desarrollo de las barras para bastones

Para tramos interiores cargados de manera uniforme con apoyos fijos en los extremos, el punto en donde el momento es cero ocurre a $0.213L_c$ medido desde el apoyo.

Según la sección 5.11.1.2.1 de la AASHTO, las barras se deben extender un valor de " ℓ " más allá del punto en donde dichas barras ya no se necesitan. Dicho valor de ℓ debe ser el mayor de los siguientes criterios:

- La profundidad o peralte efectivo del elemento ($\ell = d_e$)
- 15 veces el diámetro nominal de la barra ($\ell = 15d_v$)
- 1/20 de la luz libre del tramo ($\ell = L_c/20$)

Donde:

L_c = Luz libre del tramo (S_v ó S_H) (mm)

ℓ = Longitud adicional medida desde el punto en donde el momento es cero (mm)

d_v = Diámetro nominal de la barra de acero para bastón (mm)

También según la sección 5.11.1.2.3 de la AASHTO, las barras para momento negativo deben extenderse a un valor de:

- 0.0625 veces la luz libre del tramo ($\ell = 0.0625L_c$)

Dado que las barras verticales no se necesitan en todo el tramo hasta donde el momento es cero, se debe encontrar el valor de la distancia en donde los bastones ya

no se necesitan, representada por el producto $(A_{sb}/A_{s\ neg}) (0.213 L_c)$ medido desde el apoyo.

Entonces, la longitud de desarrollo de los bastones se calcula de la siguiente manera:

$$\ell_d = \frac{A_{sb}}{A_{s\ neg}} 0.213 L_c + \ell$$

La longitud total de los bastones (L_{Tb}) queda definida de la siguiente manera:

$$L_{Tb} = 2\ell_d = 2 \left[\frac{A_{sb}}{A_{s\ neg}} 0.213 L_c + \ell \right]$$

Donde:

- L_{Tb} = Longitud total de bastón (mm)
- ℓ_d = Longitud de desarrollo del bastón (mm)
- A_{sb} = Área total de acero de bastones (mm²)
- $A_{s\ neg}$ = Área de acero de refuerzo negativo (mm²)

Empalme de las barras de acero para bastones

Según la sección 5.11.5.3 de la AASHTO, la longitud de empalme del acero de refuerzo (ℓ_e) se determinará según el tipo de empalme y la longitud básica de empalme o anclaje (ℓ_{db}) y deberá ser el mayor valor de:

- 300 mm
- Empalme tipo **A** → $1.0 \ell_{db}$
- Empalme tipo **B** → $1.3 \ell_{db}$
- Empalme tipo **C** → $1.7 \ell_{db}$

En donde, de acuerdo a la sección 5.11.2 de la AASHTO la longitud básica de anclaje o empalme para barras de acero **Nº 36** (Sistema Métrico) y menores se calcula de la siguiente manera:

$$\ell_{db} = \frac{0.02 A_v f_y}{\sqrt{f'_c}} \geq 0.06 d_v f_y$$

Donde:

- A_v = Área de barra de acero de refuerzo (mm^2)
- d_v = Diámetro nominal de la barra de acero para bastón (mm)
- ℓ_{db} = Longitud básica de anclaje (mm)
- f_y = Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo (MPa)
- f'_c = Resistencia a la compresión del concreto a los 28 días (MPa)

Empalme de la malla de alambre

La longitud de empalme de los alambres exteriores de la malla de alambre electro-soldado liso (ℓ_e) según la sección 5.11.6.2 de la AASHTO debe ser igual o mayor al máximo valor de:

- La suma de la separación entre alambres transversales más 50 mm ($S_w + 50 \text{ mm}$)
- $1.50 \ell_d$
- 150 mm

Donde ℓ_d se calcula como:

$$\ell_d = 3.24 \left(\frac{A_w f_y}{S_w \sqrt{f'_c}} \right)$$

Donde:

- A_w = Área de alambre individual a anclar o empalmar (mm^2)
- f'_c = Resistencia a la compresión del concreto a los 28 días (MPa)
- f_y = Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo (MPa)
- S_w = Separación de los alambres a anclar o empalmar (mm)

Requisitos de recubrimiento de concreto

Para la primera pantalla de concreto lanzado se recomienda que el acero de refuerzo se ubique en el centro o cerca del centro del espesor de la pantalla.

- **Requerimientos de acero de refuerzo para pantalla permanente**

Barras de acero para bastones horizontales y verticales

En pantallas permanentes colocadas sobre la primera capa de concreto lanzado no se necesitan este tipo de barras de refuerzo.

Porcentaje de refuerzo

El cálculo del porcentaje de acero de refuerzo (ρ) se calcula mediante la siguiente expresión:

$$\rho = \frac{A_s}{bd_e}$$

Donde:

A_s = Área de acero propuesta para la sección (mm^2)

b = Ancho de análisis de la sección (S_H ó S_V) (mm)

d_e = Distancia desde la fibra de compresión del concreto hasta el acero de refuerzo en tensión (mm)

Porcentaje mínimo de acero de refuerzo

El porcentaje de refuerzo mínimo (ρ_{min}) se calcula tomando el mayor valor de:

$$\rho_{min} = 0.20 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}$$

Porcentaje máximo de acero de refuerzo

El porcentaje de refuerzo máximo (ρ_{max}) se obtiene de:

$$\rho_{max} = 0.75\rho_b = 0.75 \left[\frac{0.85\beta_1 f'_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \right]$$

Donde:

ρ_b = Porcentaje de acero para falla balanceada

β_1 = Factor de corrección por resistencia del concreto

f'_c = Resistencia a la compresión del concreto a los 28 días (MPa)

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo (MPa)

El factor β_1 debe tomarse como **0.85** para resistencias a la compresión del concreto, f'_c , hasta de **28 MPa (280 Kg/cm²)**.

Para resistencias superiores a **28 MPa (280 Kg/cm²)**, β_1 se disminuirá a razón de **0.05** por cada **7 MPa (70 kg/cm²)** por arriba de **28 MPa**, sin embargo, β_1 no debe ser menor de **0.65**.

Es aconsejable que la relación entre el acero de refuerzo en la cabeza del nail y el acero en los claros del muro sea como máximo **2.5**, con el fin de comparar las resistencias a la flexión en dichas zonas.

Longitud de desarrollo de las barras de refuerzo y empalmes

Para la pantalla permanente, el acero de refuerzo es corrido en ambas direcciones, pero en el caso que se necesite revisar la longitud de desarrollo y los empalmes deberá seguirse el mismo proceso que para los bastones en la pantalla inicial o temporal.

Requisitos de recubrimiento de concreto

Las especificaciones sobre este apartado se encuentran en la sección 5.12.3 de la AASHTO y de acuerdo a la figura 4.33 se establece lo siguiente:

- En el lado delantero de pantallas permanentes expuestas a la intemperie, el recubrimiento mínimo requerido es de **50 mm**.
- Para pantallas permanentes de concreto lanzado debe haber un recubrimiento mínimo de **75 mm** del lado de la pantalla expuesto al suelo (esto incluye el espesor de la primera pantalla o pantalla temporal).
- Para pantallas permanentes de concreto lanzado o colado in situ, debe haber un recubrimiento mínimo de **38 mm** entre el acero de refuerzo de dicha pantalla y la pantalla inicial de concreto lanzado (pantalla temporal).

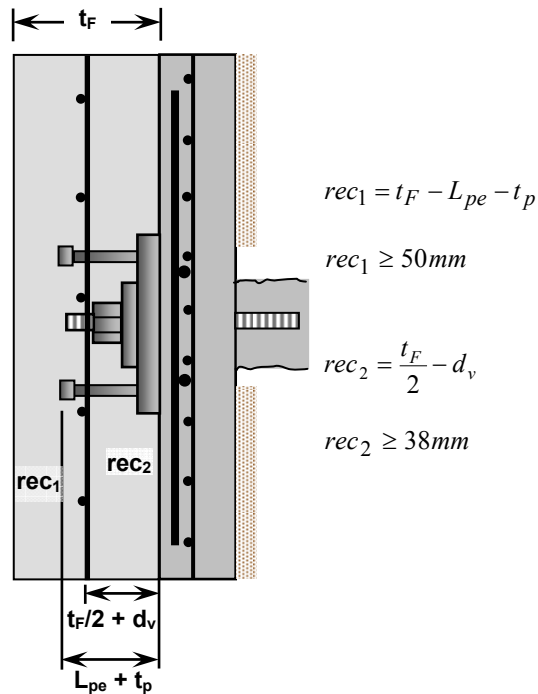


Figura 4.33. Recubrimientos para pantallas permanentes.

Fuente: FHWA Manual For Design & Construction Monitoring Of Soil Nail Walls, Byrne, 1998.

Donde:

- t_F = Espesor de pantalla permanente (mm)
- t_p = Espesor de placa de soporte (mm)
- L_{pe} = Longitud de perno de acero (mm)
- d_v = Diámetro de barra de acero de refuerzo en pantalla permanente (mm)

Variaciones en la configuración de la pantalla de revestimiento

En nuestro país se dan algunas variaciones para la construcción de muros soil nailing, sobre todo en la configuración de la pantalla de revestimiento. En la figura 4.34 se observa un caso en donde se utilizan ganchos estándar verticales en la cabeza del nail para reforzar dicha zona y mejorar la resistencia a la flexión.

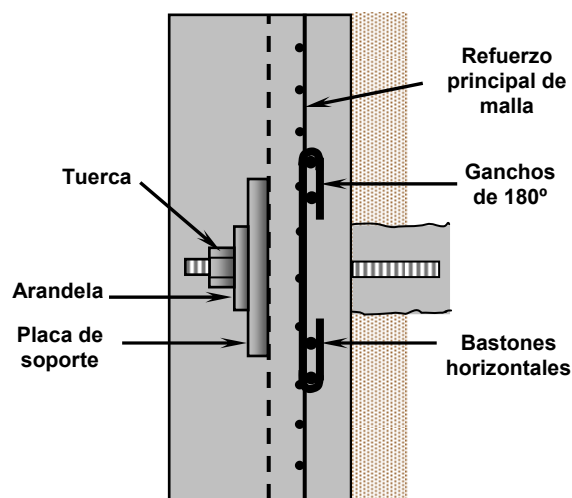


Figura 4.34. Utilización de ganchos de 180° en armado de soil nailing.

El doblé de los ganchos es de **180°** y a este se amarran bastones horizontales, además del refuerzo de malla de alambre electro-soldado. Posteriormente se aplica concreto lanzado encima del refuerzo para colocar la placa, arandela y tuerca y luego se aplica otra capa uniforme de concreto lanzado para proteger la integridad de la cabeza del nail.

Otro caso muy particular fue el que se desarrolló en el proyecto denominado “*Reparación de Obra de Paso en estacionamiento 4+520 de la Ruta RN-04E, Zacatecoluca, Departamento de La Paz*”, en donde se utilizó sistema de muro Soil Nailing para la estabilización de taludes de casi **10** metros de altura ubicados en el sitio de la obra. Para la construcción de la pantalla de revestimiento de **15 cm** de espesor, se utilizó doble lecho de malla de alambre electro-soldado de **6"x6"**, **6/6** y bastones horizontales corridos **N°19** (Sistema Métrico) para momento negativo. Se aplicó una capa de concreto lanzado para cubrir el refuerzo, luego se colocaron los elementos de la cabeza (placa, arandelas, tuercas) y se recubrió por completo con más concreto lanzado. En la figura 4.35 se aprecia la propuesta final.

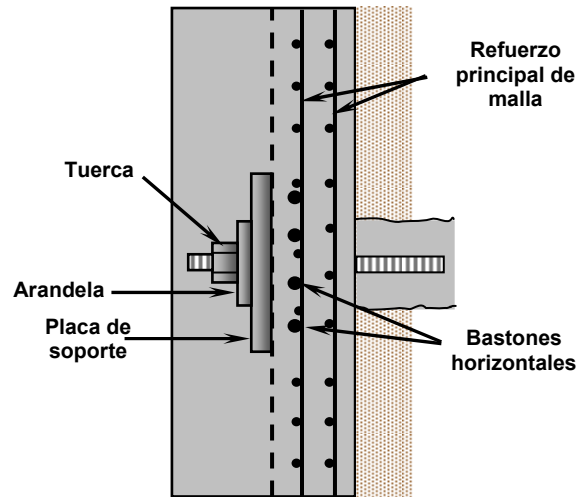


Figura 4.35. Utilización de doble malla de alambre y bastones horizontales.

Fuente: Reparación de Obra de Paso en estacionamiento 4+520 de la Ruta RN-04E, Zacatecoluca, La Paz, El Salvador

Otras configuraciones pueden utilizar además del doble lecho de malla de alambre pueden utilizarse bastones en la dirección vertical, tal como se observa en la figura 4.36.

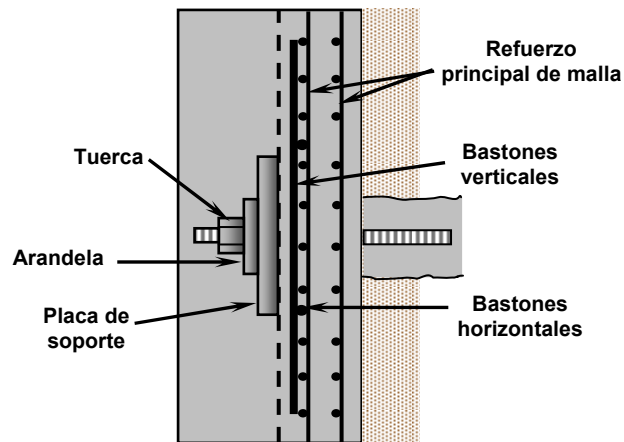


Figura 4.36. Utilización de doble malla de alambre y bastones en ambas direcciones.

Fuente: Geocimtec, El Salvador, 2003.

Es importante mencionar que cada configuración tiene sus condiciones muy particulares para su análisis y diseño, lo que significa que debe verificarse sus principales diferencias para el diseño, tanto de resistencia, como aquellas de índole constructiva. En este documento, el diseño estará enfocado a una única configuración, la cual ha sido adoptada en la evaluación de los modos de falla en la pantalla de revestimiento.

4.4.4.14 REVISIÓN DEL NIVEL DE SERVICIO O DESEMPEÑO DEL MURO

Para revisar el nivel de servicio de los muros soil nailing es necesario revisar los siguientes tópicos:

1. Revisión de la fisuración del concreto por la distribución de la armadura de acero de refuerzo de la pantalla permanente de revestimiento (en la sección del voladizo del muro).
2. Revisión de los desplazamientos verticales y horizontales máximos del muro.
3. Revisión de las juntas verticales de expansión y contracción del muro.

Revisión de la distribución del acero de refuerzo en el voladizo para el control de la fisuración en el concreto

Todos los elementos de concreto reforzado con barras de acero corrugado están sujetos a fisuración bajo cualquier condición de cargas, incluyendo los efectos térmicos y la restricción de las deformaciones, que produzca en la sección bruta tensiones mayores que la tensión de fisuración del concreto. A continuación se dará una breve explicación sobre el análisis de una sección de concreto fisurada de un elemento cualquiera de concreto reforzado.

El análisis de sección fisurada consiste en asumir que toda la parte del concreto que se encuentra debajo del eje neutro, está sometida a esfuerzos de tensión y que está fisurada y, por lo tanto, esta parte es ineficaz y se considera efectivamente ausente. Entonces, el encargado de soportar los esfuerzos de tensión en su totalidad es el acero de refuerzo del elemento sometido a flexión. Lo antes expuesto puede observarse en la figura 4.37.

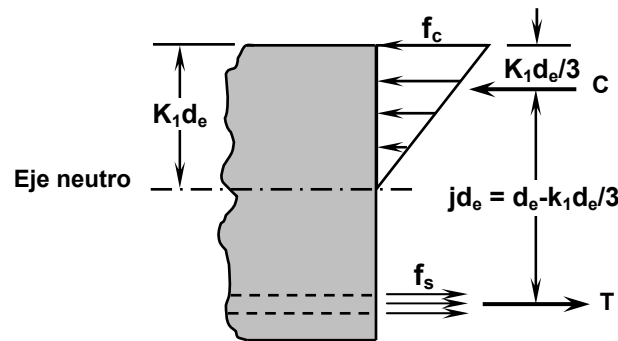


Figura 4.37. Sección fisurada de un elemento sometido a flexión.

Fuente: FHWA Manual For Design & Construction Monitoring Of Soil Nail Walls. Bvrne. 1998.

El valor $k_1 d_e$ expresa la distancia que existe desde la fibra exterior del concreto en compresión hasta el eje neutro de la sección de concreto, lo que indica que bajo este eje el concreto está agrietado y se considera ausente. Dicho valor se expresa como una fracción del peralte efectivo de la sección d_e .

El esfuerzo en el concreto, con un valor máximo f_c en la fibra exterior del concreto, se distribuye de modo lineal, mientras que el acero está sometido a un esfuerzo f_s en su totalidad. En forma correspondiente, se desarrollan fuerzas totales de compresión en el concreto C y fuerzas totales de tensión en el área de acero T .

Realizando momentos con respecto a la fuerza de compresión C tenemos el momento que genera la tensión en el acero:

$$M = Tj d_e = A_s f_s j d_e$$

En donde $j d_e$ es el brazo de palanca interno entre la fuerza de compresión C y la fuerza de tensión T . El valor A_s es el área de acero en tensión. A partir de esto, el esfuerzo en el acero f_s es:

$$f_s = \frac{M}{A_s j d_e}$$

Ahora, si realizamos momentos con respecto a la fuerza de tensión T , tenemos el momento generado por la fuerza de compresión:

$$M = Cj d_e = \frac{1}{2} f_c b k_1 d_e j d_e = \frac{1}{2} f_c b k_1 d_e j d_e^2$$

El esfuerzo en el concreto f_c queda así:

$$f_c = \frac{2M}{k_1 j b d_e^2}$$

Es conveniente tener ecuaciones en las cuales k_1 y j puedan evaluarse en forma directa, con el fin de establecer la distancia al eje neutro $k_1 d_e$ y el brazo interno $j d_e$.

Para la evaluación de k_1 tenemos:

$$k_1 = \sqrt{(\rho n_E)^2 + 2\rho n_E} - \rho n_E \quad ; \quad \rho = \frac{A_s}{b d_e}$$

En donde n_E es la relación de módulos de elasticidad del acero (E_e) y del concreto (E_c), respectivamente:

$$n_E = \frac{E_e}{E_c}$$

En donde el módulo de elasticidad del concreto de densidad normal se calcula de la siguiente manera:

$$E_c = 4800 \sqrt{f'_c} \text{ (MPa)}$$

En donde f'_c es la resistencia a la compresión del concreto en MPa. El módulo de elasticidad del acero de refuerzo E_e se deberá asumir igual a **200,000 MPa**.

A partir de la figura 4.37 se observa que:

$$j d_e = d_e - \frac{1}{3} k_1 d_e \Rightarrow j = 1 - \frac{1}{3} k_1$$

De acuerdo con la sección 5.7.3.4 de AASHTO LRFD, el acero de refuerzo debe estar distribuido de tal forma que el esfuerzo en el acero no exceda el calculado por la siguiente expresión:

$$F_s = \frac{z_c}{(d_c A_E)^{1/3}} \leq 0.6 f_y$$

Donde:

F_s = Esfuerzo de tensión en el acero de refuerzo bajo cargas de servicio (MPa)

A_E = Área de concreto que tiene el mismo baricentro que la armadura principal de tracción y limitada por las superficies de la sección transversal y una recta paralela al eje neutro, dividida por el número de barras o alambres. (mm^2)

d_c = Altura de concreto medida desde la fibra extrema en compresión hasta el centro de la barra o alambre ubicado más próximo a la misma. (mm)

z_c = parámetro relacionado con el ancho de fisura (N/mm)

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo (MPa)

Con la ecuación anterior se espera obtener una distribución del acero de refuerzo que limite la fisuración por flexión. La ecuación se ha escrito de una manera que enfatiza los detalles de las armaduras, no el ancho de fisura en sí.

El parámetro z_c deberá ser menor o igual que **30,000 KN/m (N/mm)** para elementos en condiciones de exposición moderada, **23,000 KN/m** para elementos en condiciones de exposición severa, ó **17,500 KN/m** para estructuras enterradas.

El uso de un valor de **30,000 KN/m (N/mm)** en el numerador de la ecuación de F_s corresponde a un ancho de fisura superficial límite de aproximadamente **0.40 mm**.

Para fines de cálculo, el espesor de recubrimiento libre utilizado para d_c no deberá tomarse mayor que **50 mm**. Además, se recomienda que para el cálculo de A_E el recubrimiento de concreto tampoco se tome mayor que **50 mm**. Si el recubrimiento real es menor o igual que **50 mm**, se debería utilizar el recubrimiento real. Si el recubrimiento real es mayor que **50 mm**, se debería utilizar un valor de **50 mm**. Sin embargo, esto queda a criterio del diseñador, teniendo en cuenta que cualquier recubrimiento adicional se puede considerar como un aumento de la protección.

En el caso de muros soil nailing, el análisis de la limitación de la fisuración se realiza en el voladizo y generalmente se aplica a la pantalla permanente del muro, debido a que es la que contiene barras de acero de refuerzo corrugado. Además, para la pantalla

temporal los requerimientos de servicio no son obligatorios porque las deflexiones no representan ninguna preocupación de carácter estético o de durabilidad y se considera que la malla de alambre electro-soldado controla de manera adecuada la fisuración del concreto, debido a que tiene una muy buena distribución de cada uno de sus alambres. Entonces, el término A_E se calcula de la siguiente manera:

$$A_E = \frac{(t_F/2)b}{(A_{s\ total}/A_v)}$$

Dónde:

- $A_{s\ total}$ = Área de acero de refuerzo de la sección del voladizo (mm^2)
- A_v = Área de la barra de acero que comprende el refuerzo de la pantalla (mm^2)
- t_F = Espesor de la pantalla de revestimiento (mm)
- b = Ancho de análisis de la sección ($b=S_H$) (mm)

Una vez calculado el valor de F_s es necesario calcular el esfuerzo en el acero de refuerzo bajo condiciones de servicio en el voladizo del muro:

$$f_s = \frac{m_s b}{A_{s\ total} j d_e}$$

Dónde:

- $A_{s\ total}$ = Área de acero de refuerzo de la sección del voladizo (mm^2)
- f_s = Esfuerzo en acero de refuerzo bajo carga de servicio (MPa)
- m_s = Momento actuante en voladizo bajo condiciones de servicio (N-mm/m)
- b = Ancho de análisis de la sección ($b=S_H$) (m)
- d_e = Distancia desde la fibra de compresión del concreto hasta el acero en tensión (mm)

El momento de servicio m_s se calcula en la revisión del voladizo *sin aplicarle los factores de carga* (Γ_{EH} , Γ_{EQ} , Γ_{ES} , etc.).

Una vez realizados los cálculos se debe verificar que la distribución del refuerzo sea la adecuada y para ello se debe cumplir la siguiente relación:

$$f_s \leq F_s$$

Desplazamientos en muros Soil Nailing

Durante la construcción de un muro Soil Nailing y luego de su finalización, el suelo que está tras el muro tiende a deformarse y desplazarse hacia fuera. La mayoría de los movimientos ocurren durante o poco después de hacer las excavaciones para la construcción del muro. La deformación pos-construcción está relacionada con la relajación de esfuerzos o por pequeños deslizamientos en la masa de suelo (fluencia), los cuales son causados por incrementos moderados de tensión en los nails. Los desplazamientos horizontales máximos se dan en la parte superior del muro y decrecen progresivamente hacia el pie del muro. Los desplazamientos verticales del muro (asentamientos) son generalmente pequeños y pueden ser considerados del mismo orden y magnitud que los desplazamientos horizontales en la parte superior del muro. Los desplazamientos verticales y horizontales se deben a los siguientes factores:

- Ritmo de las operaciones de construcción.
- Altura del muro (las deformaciones se incrementan de forma aproximadamente lineal con la altura).
- Geometría del muro (un muro vertical produce mayores deformaciones a uno semi-vertical).
- Rigidez del suelo (suelos blandos generan mayores desplazamientos).
- Espaciamiento de los nails y alturas de excavación (espaciamientos muy grandes y alturas de excavación muy grandes generan deformaciones).
- Relación longitud del nail/altura del muro (nails más cortos en relación a la altura del muro podrían generar deformaciones ($L/H < 0.6$)).
- Inclinación y rigidez de los nails (para grandes inclinaciones se dan desplazamientos mayores), entre otros.

En la figura 4.38 se observa un esquema sobre cómo se desarrollan los desplazamientos horizontales y verticales en un muro Soil Nailing.

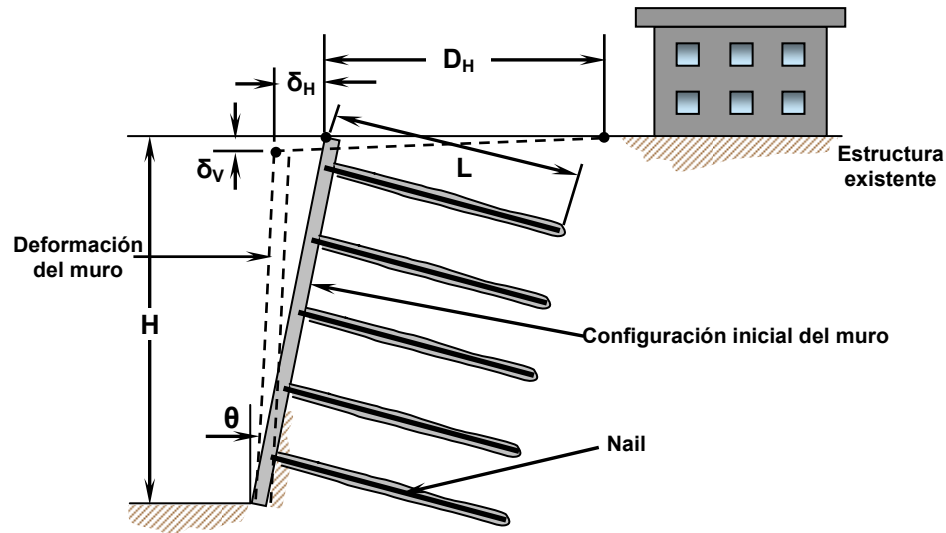


Figura 4.38. Deformaciones horizontales y verticales en muro Soil Nailing.
 Fuente: FHWA Geotechnical Engineering Circular N° 7 Soil Nail Walls, Lazarte, Elías, 2003.

La distancia horizontal donde se asume que las deformaciones del suelo comienzan a originarse (D_H) se puede calcular de la siguiente manera:

$$D_H = H\kappa(1 - \tan \theta)$$

En donde “ κ ” representa un coeficiente de amortiguación del suelo (Byrne, 1998; Clouterre, 1991), “ H ” la altura del muro y “ θ ” es el ángulo de la cara del muro con respecto a la vertical. El valor de D_H puede ser un parámetro bastante preciso para definir la distancia horizontal a la cual se pueden construir otras estructuras sin verse afectadas por la influencia de las deformaciones del muro, tal como se muestra en la figura 4.38. En la tabla 4.26 se muestra la manera de obtener los desplazamientos verticales y horizontales en un muro Soil Nailing (δ_H y δ_V) de acuerdo a diferentes tipos de suelo. Además se muestran los valores correspondientes al coeficiente de amortiguación del suelo.

TABLA 4.26. DESPLAZAMIENTOS VERTICALES Y HORIZONTALES Y COEFICIENTE DE AMORTIGUACIÓN (BYRNE, PORTERFIELD, 1998)			
TIPO DE SUELO	VARIABLE		
	δ_H	δ_V	κ
Roca meteorizada y suelos rígidos	H/1000	H/1000	0.80
Suelos Arenosos	2H/1000	2H/1000	1.25
Suelos de grano fino	3H/1000	3H/1000	1.50

Los valores presentados son muy recomendados para el diseño. Los criterios para determinar una tolerancia aceptable para las deformaciones dependen de cada proyecto y no solo debe considerarse la magnitud de los desplazamientos, sino que también la zona detrás del muro. Como una primera estimación, los desplazamientos horizontales durante la construcción no deben ser mayores a **0.005H**. Cuando se considera que habrá deformaciones excesivas para ciertas configuraciones de muros, se deben hacer ciertas modificaciones en el diseño, tales como hacer semi-vertical la cara del muro, o bien instalar nails de longitudes más largas en la parte superior del muro. Las deformaciones tienden a incrementarse algún tiempo después de la construcción del muro, algunas veces hasta meses después, dependiendo del suelo en donde se construyó. Estas deformaciones pueden ser hasta **15%** mayores a las observadas tempranamente después de la construcción del muro, lo que generaría mayor tensión en los nails.

4.4.4.15 JUNTAS EN LA PANTALLA DE REVESTIMIENTO PERMANENTE

Las juntas no son más que cierto tipo de abertura o separación dentro del concreto creada con el único fin de proveer flexibilidad a la estructura y evitar grietas dentro del mismo por la ocurrencia de algún tipo de movimiento, sobre todo horizontal.

Las juntas de construcción cuadradas no son deseables en la construcción de las pantallas con concreto lanzado porque forman una ruta para la infiltración del agua. Las juntas de construcción deberán ser limpiadas a fondo y humedecidas antes de la aplicación de concreto lanzado adicional. Cuando una sección de concreto lanzado se deja incompleta al final de un turno de trabajo se deben tomar ciertas precauciones para evitar que la junta no se convierta en un plano de debilidad en este punto. La junta deberá ser cortada aproximadamente hasta la mitad del espesor del concreto lanzado o un mínimo de **25 mm** (Byrne, Porterfield, 1998).

El espaciamiento de las juntas de contracción (se utilizan para controlar la ubicación de las grietas ocasionadas por la contracción del concreto) en pantallas permanentes de concreto lanzado depende de la aplicación de éstas y deberán ser establecidas en los planos constructivos. En la práctica, el espaciamiento usualmente varía de **5 a 10 m** y el

ancho es aproximadamente **20 mm** (Byrne, Porterfield, 1998). las juntas de contracción se realizan con la intención de prevenir el agrietamiento aleatorio de la pantalla de concreto. Debido a que el concreto lanzado posee un bajo contenido de agregado grueso y un alto contenido de cemento, es posible que sea susceptible al agrietamiento, problema que puede ser reducido considerablemente con el empleo de técnicas adecuadas de curado. En la figura 4.39 Se observa un detalle típico de las juntas de contracción utilizadas en muros soil nailing.

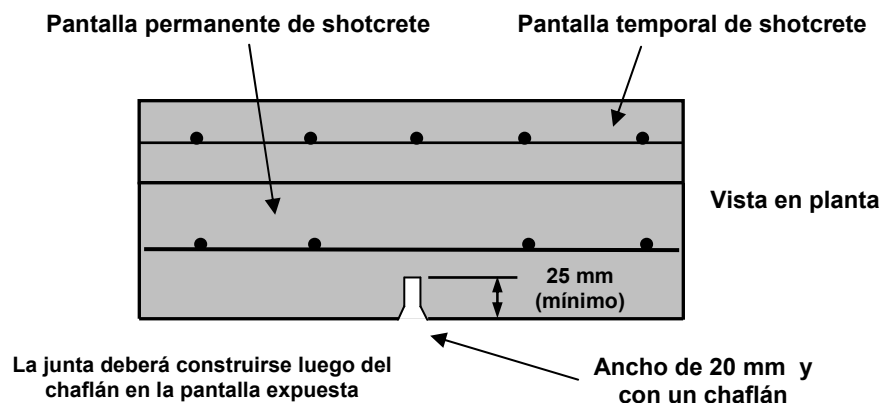


Figura 4.39 Esquema típico de junta vertical de contracción.
Fuente: FHWA Manual for Design & Construction Monitoring of Soil Nail Walls, Byrne, 1998

Las juntas de expansión (se utilizan para evitar el agrietamiento debido a cambios dimensionales térmicos en el concreto) pantallas permanentes de concreto lanzado de largas longitudes son las mismas que se utilizan para pantallas de concreto coladas in situ. El espaciamiento de este tipo de juntas no debe exceder los **30 m** (Byrne, Porterfield, 1998). Usualmente, dichas juntas son conformadas con fibras vulcanizadas impregnadas de asfalto o cualquier otro material compresible y tienen un ancho de aproximadamente **20 mm** (Byrne, Porterfield, 1998). Algo importante de mencionar es que se deberá dejar una distancia de por lo menos **300 mm** entre la junta y los nails para evitar daños a la integridad de la cabeza de los nails. En la figura 4.40 se puede observar un detalle típico de una junta de expansión.

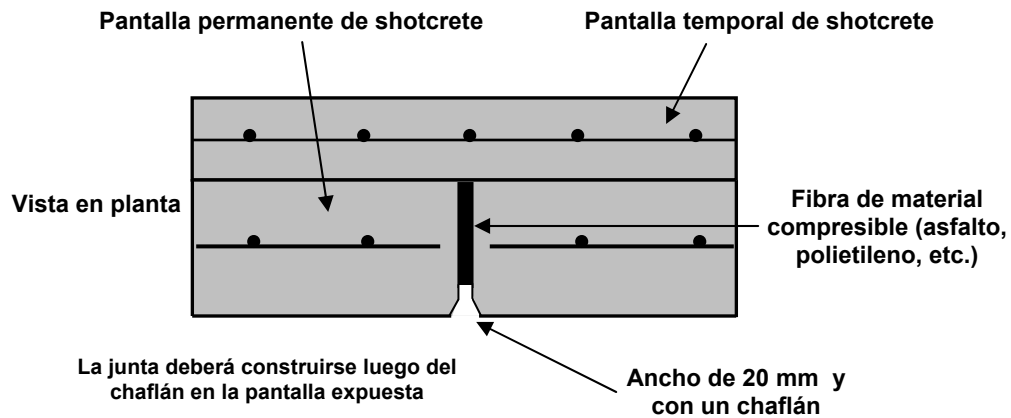


Figura 4.40 Esquema típico de junta vertical de expansión.
Fuente: FHWA Manual for Design & Construction Monitoring of Soil Nail Walls, Byrne, 1998

4.4.4.16 OTRAS CONSIDERACIONES DE DISEÑO

Centralizadores

Los centralizadores son dispositivos fabricados principalmente de Policloruro de Vinilo (PVC) o de cualquier otro material sintético. Estos dispositivos son instalados a lo largo de la longitud de cada barra de refuerzo del Nail para asegurarse que un espesor mínimo de concreto fluido recubra 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 el salvador los centralizadores son manufacturados de forma artesanal como se muestra en la figura 4.41.



Figura 4.41 Centralizadores manufacturados artesanalmente.

Fuente: Reparación de Obra de Paso en estacionamiento 4+520 de la Ruta RN-04E, Zacatecoluca, La Paz, El Salvador

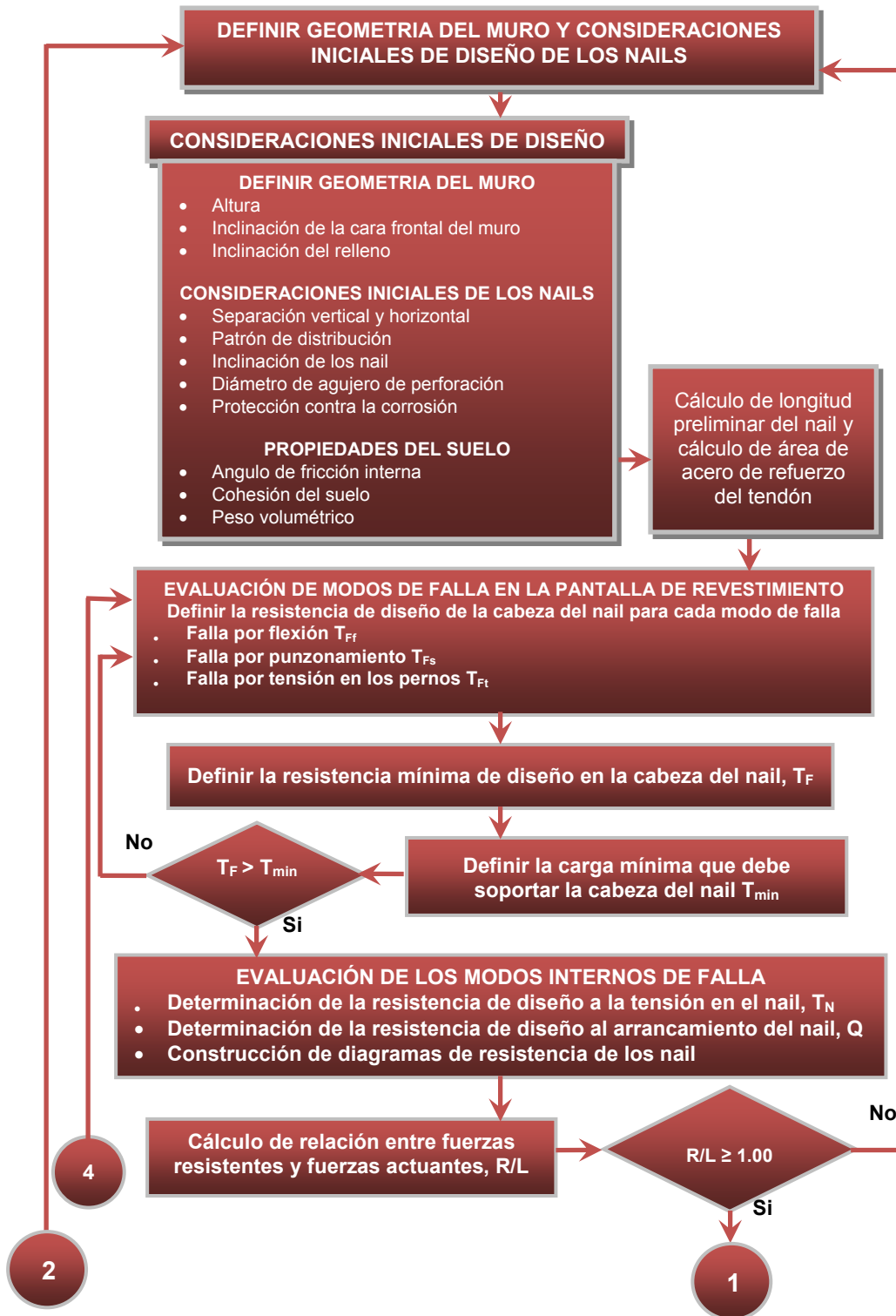
Sistemas de drenaje

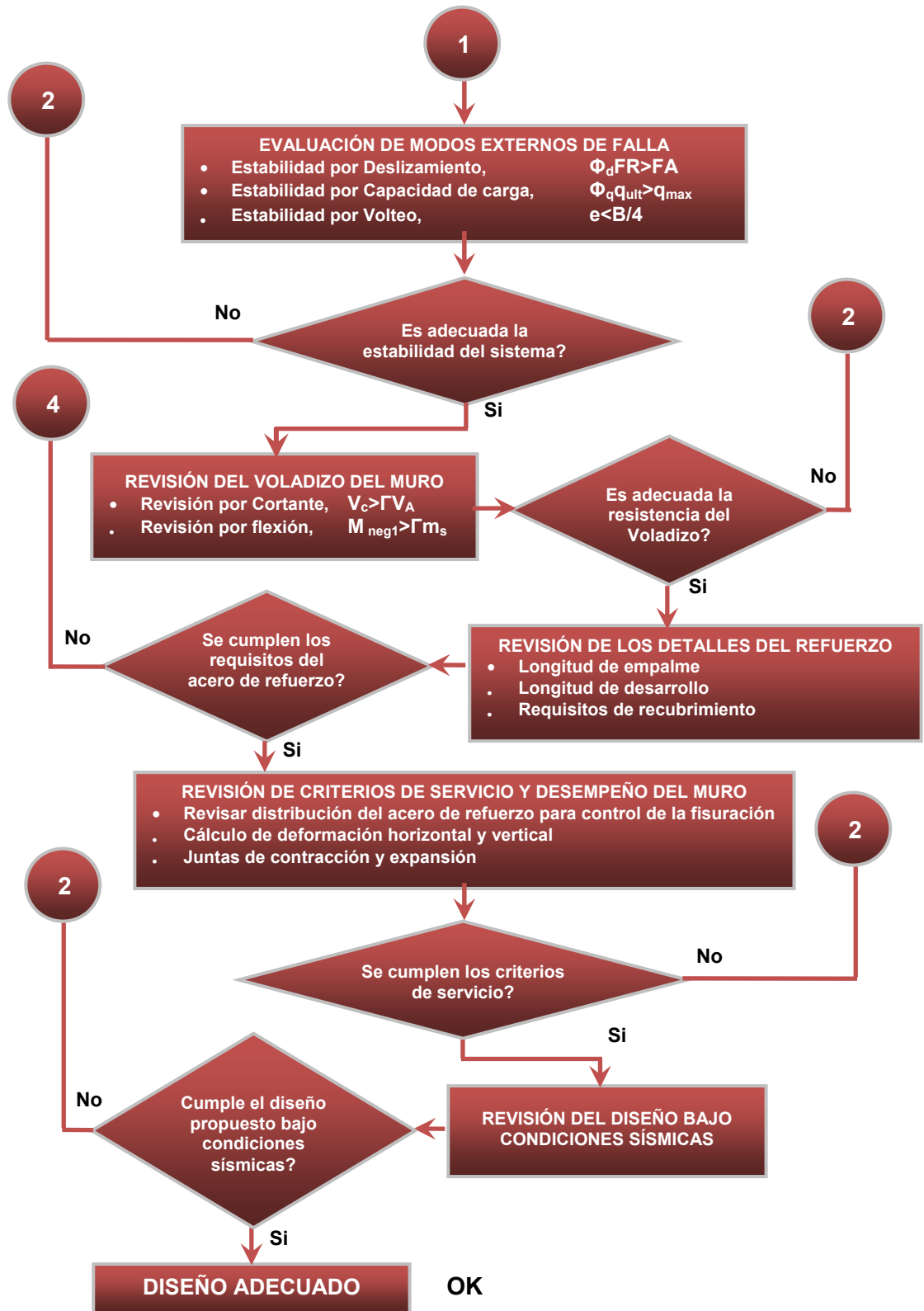
El drenaje en la cara del muro es el tipo más utilizado y consiste en la instalación vertical de tiras de geocompuesto desde la parte alta del muro hasta el fondo de manera descendente. Las tiras de drenaje tienen un ancho que varía de **30 cm** a **45 cm** y son centradas entre cada columna de Nails. Las tiras son conectadas a tuberías de desagüe (lloraderos) y al drenaje en el pie del muro (ver figura 2.24a capítulo II). Estas tiras de drenaje son utilizados cuando la cantidad de agua presente o prevista son pequeñas. Con este tipo de drenajes se pretende recolectar el agua y conducirla hasta el fondo del muro mientras la construcción de éste progresa. Existen otros tipos de sistemas de drenaje y en nuestro país El Salvador se usa comúnmente el sistema de lloraderos, 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 y salga por fuera de la cara del muro (ver figura 2.24b, capítulo II). También se deben usar drenajes superficiales en la corona y el pie del muro conformados por canaletas colectoras de agua producto de la escorrentía.

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) para la protección de los Nails en un muro Soil Nailing. Dado que los Nails son colocados en éstas vainas, el anillo interno que separa la vaina protectora de la barra de refuerzo del Nail es rellenado con concreto (Grout). Este tipo de proceso es conocido como "encapsulación". La vaina protectora debe tener al menos **1 mm** de espesor y se debe colocar una pintura epóxica en el Nail antes de encapsularlo como doble protección. El recubrimiento epóxico es un material dieléctrico que impide el flujo de corriente eléctrica, que favorece al desarrollo de corrosión. En El Salvador es una práctica común aplicarle a la barra del nail una capa de pintura como elemento protector a la corrosión.

4.5 PROCESO DE DISEÑO DE MURO SOIL NAILING SEGÚN AASHTO LRFD





COMBINACIONES DE CARGA, FACTORES DE CARGA Y DE RESISTENCIA DE AASHTO LRFD PARA DISEÑO DE MUROS SOIL NAILING

COMBINACIONES DE CARGA Y FACTORES DE CARGA (AASHTO LRFD, 2005)				
ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA	<i>DC</i> <i>DW</i> <i>EH</i> <i>EV</i> <i>ES</i>	<i>LL</i> <i>LS</i>	<i>WA</i>	<i>EQ</i>
RESISTENCIA I	Γ_P	1.75	1.00	-----
RESISTENCIA IV EH, ES, EV, DW SÓLO DC	Γ_P 1.50	-----	1.00	-----
EVENTO EXTREMO I (SISMO)	Γ_P	-----	1.00	1.00

FACTORES DE CARGA PARA CARGAS PERMANENTES, Γ_P (AASHTO LRFD, 2005)		
TIPO DE CARGA	FACTOR DE CARGA, Γ_P	
	MÁXIMO	MÍNIMO
<i>DC</i> : Carga muerta de componentes estructurales y accesorios no estructurales	1.25	0.90
<i>DW</i> : Carga muerta de superficies de rodamiento e instalaciones públicas	1.50	0.65
<i>EH</i> : Carga de presión horizontal de tierras		
• Condición activa	1.50	0.90
• Condición en reposo	1.35	0.90
<i>EV</i> : Carga de presión vertical de tierras		
• Estabilidad general	1.35	N/A
• Muros de retención y estribos de puentes	1.35	1.00
<i>ES</i> : Sobrecarga de tierras	1.50	0.75

FACTORES DE CARGA PARA CARGAS TRANSITORIAS, Γ_P (AASHTO LRFD, 2005)	
TIPO DE CARGA	FACTOR DE CARGA, Γ_P
<i>LL</i> : Carga viva vehicular	1.75
<i>LS</i> : Sobrecarga viva	1.75
<i>WA</i> : Carga hidráulica y presión del flujo de agua	1.00
<i>EQ</i> : Carga debida a la acción de sismo	1.00

FACTORES DE RESISTENCIA EN LA CABEZA DEL NAIL (AASHTO LRFD, 2005)		
MODO DE FALLA	FACTOR DE RESISTENCIA (ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA)	FACTOR DE RESISTENCIA EVENTO EXTREMO (SISMO)
Flexión en la pantalla	$\Phi_f = 0.90$	1.00
Punzonamiento en la pantalla	$\Phi_s = 0.90$	1.00
Fractura por tensión en pernos		
ASTM A 307 material del Perno	$\Phi_t = 0.67$	1.00
ASTM A 325 material del Perno	$\Phi_t = 0.80$	1.00

FACTORES DE RESISTENCIA DEL NAIL Y DEL SUELO (AASHTO LRFD, 2005)		
ELEMENTO	FACTOR DE RESISTENCIA (ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA) Φ	FACTOR DE RESISTENCIA EVENTO EXTREMO (SISMO)
Resistencia en la cabeza del nail	$\Phi_F =$ ver tabla de factores de resistencia en la cabeza del nail	Ver tabla de factores de resistencia en la cabeza del nail
Resistencia a la tensión del tendón	$\Phi_N = 0.90$	1.00
Resistencia a la extracción en interfaz Suelo - Grout	$\Phi_Q = 0.70$	0.80
Cohesión del suelo	$\Phi_c = 0.90 (0.9^*)$	1.00 (1.0 [*])
Fricción del suelo	$\Phi_\phi = 0.75 (0.65^*)$	1.00 (0.9 [*])

ELEMENTO	FACTOR DE RESISTENCIA (ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA) Φ_F	FACTOR DE RESISTENCIA EVENTO EXTREMO (SISMO)
Cohesión del suelo-condición temporal†	$\Phi_c = 1.0 (1.0^*)$	N/A
Fricción del suelo-condición temporal†	$\Phi_\phi = 0.85 (0.75^*)$	N/A

* 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 a la condición debido a la vida útil del muro (temporal o Permanente).

FACTORES DE RESISTENCIA PARA ESTABILIDAD EXTERNA (AASHTO LRFD, 2005)		
MODO DE FALLA	FACTOR DE RESISTENCIA (ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA) Φ	FACTOR DE RESISTENCIA EVENTO EXTREMO (SISMO)
Estabilidad por deslizamiento	$\Phi_d = 1.00$ (Suelo sobre suelo)	1.00
Estabilidad por capacidad de carga <ul style="list-style-type: none"> • Arena • Arcilla • Roca 	$\Phi_q = 0.45$ $\Phi_q = 0.45$ $\Phi_q = 0.60$	1.00
CONSIDERACIONES ESPECIALES		
<p>Estabilidad por deslizamiento. Para este modo de falla, las fuerzas verticales resistentes serán afectadas por un factor de carga de 1.00, mientras que las fuerzas deslizantes estarán mayorizadas por un factor de carga correspondiente (ver tabla de factores de carga para cargas permanentes).</p>		
<p>Estabilidad por capacidad de carga. En este modo de falla, las fuerzas verticales se deberán mayorizar con el factor de carga correspondiente (ver tabla de factores de carga para cargas permanentes) y las fuerzas horizontales serán afectadas por un factor de carga de 1.00.</p>		
<p>Estabilidad por volteo. Para revisar este modo de falla, la ubicación de la resultante de las fuerzas de reacción deberá estar dentro del medio central del ancho de la base (B/4), evaluando las fuerzas verticales que contribuyen al momento resistente con un factor de carga de 1.00 y las fuerzas que contribuyen al momento actuante serán mayorizadas de acuerdo al factor de carga correspondiente.</p>		

4.5.1 EJEMPLO NUMÉRICO – CORTE SEMIVERTICAL

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/m³**, mientras que el ángulo de fricción interna ϕ es de **31°** y una cohesión de **5 KN/m²**. Además, se estimó un esfuerzo unitario de adherencia (extracción) de **90 KN/m²** 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.

GEOMETRIA 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 E4.1 se muestra en detalle la elevación del sistema sugerido.

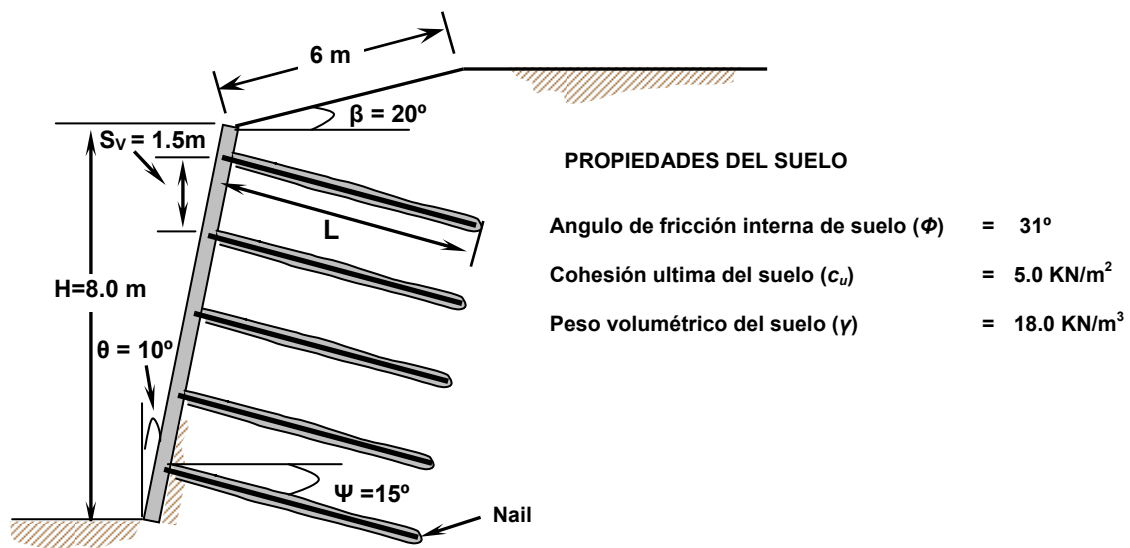


Figura E4.1. Geometría del sistema y propiedades del suelo.

CÁLCULO DE LONGITUD PRELIMINAR DEL NAIL

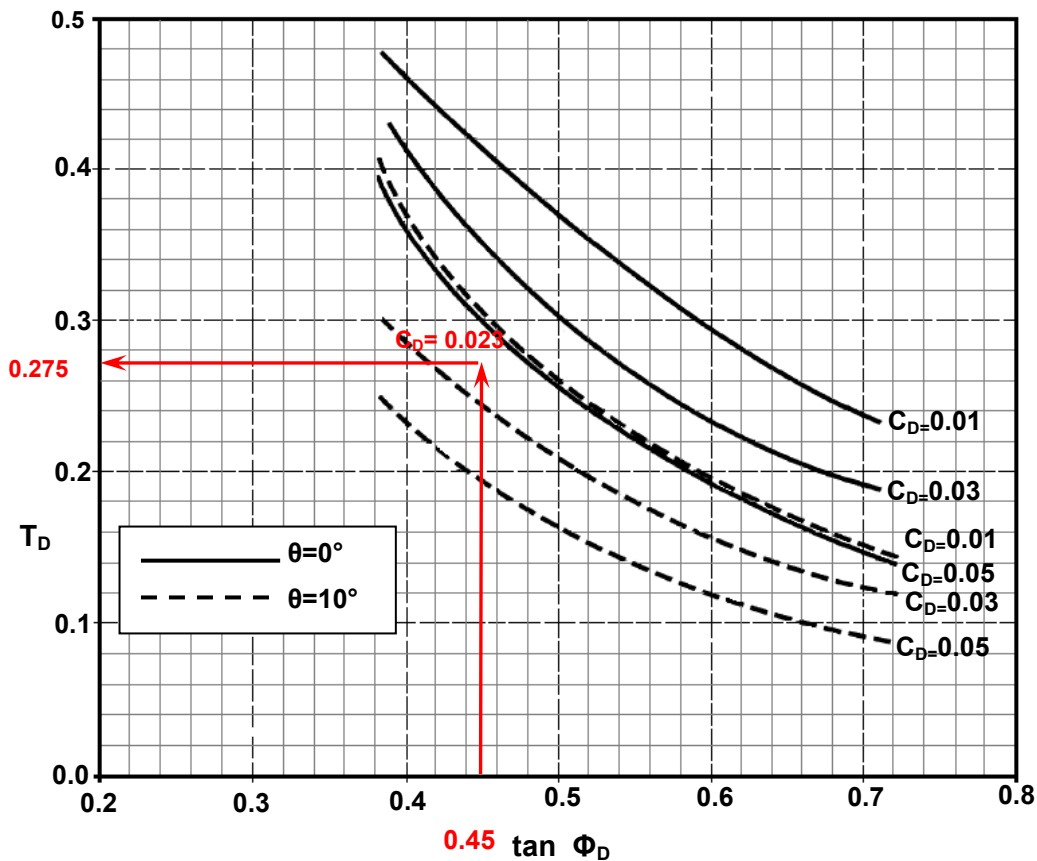
- Cálculo del ángulo de fricción factorado del suelo Φ_D (ver tabla 4.7), como sigue:

$$\phi_D = \tan^{-1}[\phi_\phi \tan(\phi)] = \tan^{-1}[0.75 \tan(31)] = 24.26^\circ$$

- Cálculo de la cohesión adimensional del muro (C_D)

$$c_D = \frac{\phi_c c_u}{\Gamma_w \gamma H} = \frac{(0.9)(5.0)}{(1.35)(18)(8.0)} = 0.023 \quad (\phi_c = 0.9, \text{ ver tabla 4.7})$$

Del juego de cartas se toma la carta 4.3A del anexo 4 de este documento, 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 siguiente:



De la carta anterior podemos leer un valor de capacidad de tensión adimensional de $T_D = 0.275$.

- Cálculo de la resistencia nominal requerida del Nail (T_{NN}) con la ecuación siguiente, considerando $\Gamma_w = 1.35$ (ver tabla de factores al principio del capítulo).

$$T_{NN} = \frac{T_D [\Gamma_w \gamma H (S_H) (S_v)]}{\phi_N} = \frac{(0.275) [(1.35)(18.0)(8.0)(1.5)(1.5)]}{0.9} = 133.65 \text{ KN}$$

- 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:

$$A_s = \frac{T_{NN}}{f_y} = \frac{133.65}{0.420} = 318.21 \text{ mm}^2 \times 1.10 = 351 \text{ mm}^2$$

Ahora escogiendo de la tabla siguiente 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 **N°8 (N°25 en Sistema Métrico)**:

TABLA 4.6. 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

Propuesta:

Usar barra **Nº8 grado 60** en sistema inglés (**Nº 25** sistema métrico) con un área de sección transversal **510 mm²** para todos los Nails.

- **Cálculo de la resistencia adimensional del suelo (Q_D).** 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:

TABLA 4.9. 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)

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:

$$Q_e = (\text{Esfuerzos unitarios ultimos})(\pi)(D_a) = (90)(\pi)(0.15) = 42.41 \text{ KN} / m$$

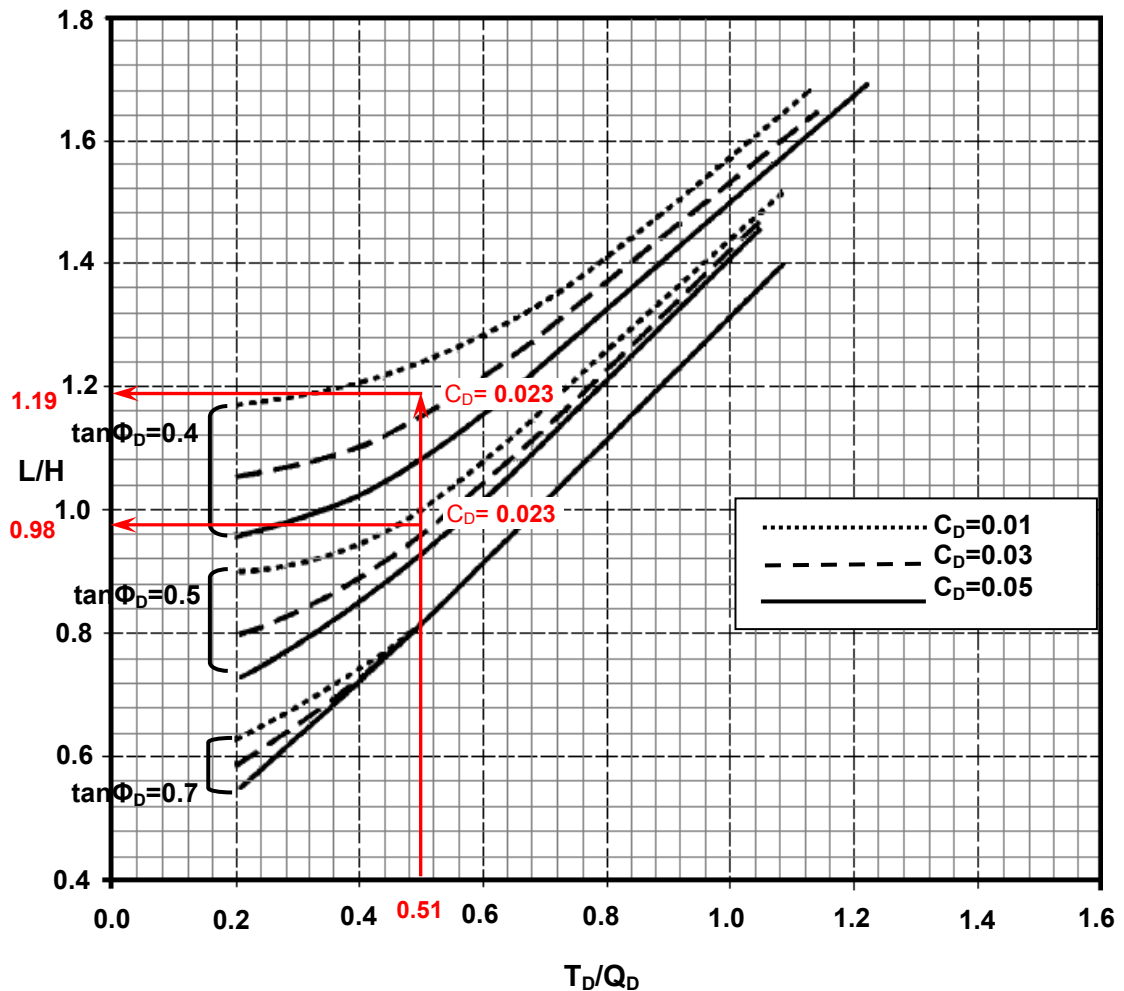
Ahora para separaciones verticales y separaciones horizontales de **1.5 m** entre cada Nail, se procede a calcular la resistencia adimensional del suelo con un factor de reducción $\Phi_Q = 0.7$ (ver tabla 4.7), como se muestra a continuación:

$$Q_D = \frac{\Phi_Q Q_e}{\Gamma_w \gamma (S_V)(S_H)} = \frac{(0.70)(42.41)}{(1.35)(18.0)(1.5)(1.5)} = 0.54$$

- Se procede a calcular la relación T_D/Q_D como se muestra a continuación:

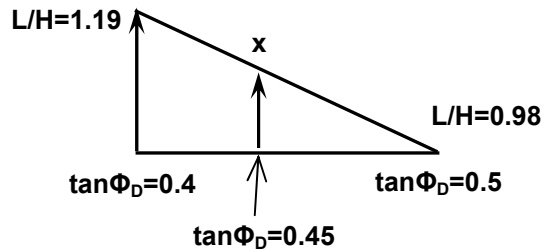
$$\frac{T_D}{Q_D} = \frac{0.275}{0.54} = 0.51$$

De la carta 4.3C del anexo 4 de este documento, 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 ($C_D=0.023$), para el valor respectivo de $T_D/Q_D=0.51$, para encontrar la relación (L/H), como se muestra a continuación:



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:

$$\frac{1.19 - x}{0.45 - 0.4} = \frac{1.19 - 0.98}{0.5 - 0.4} \Rightarrow x = 1.08$$

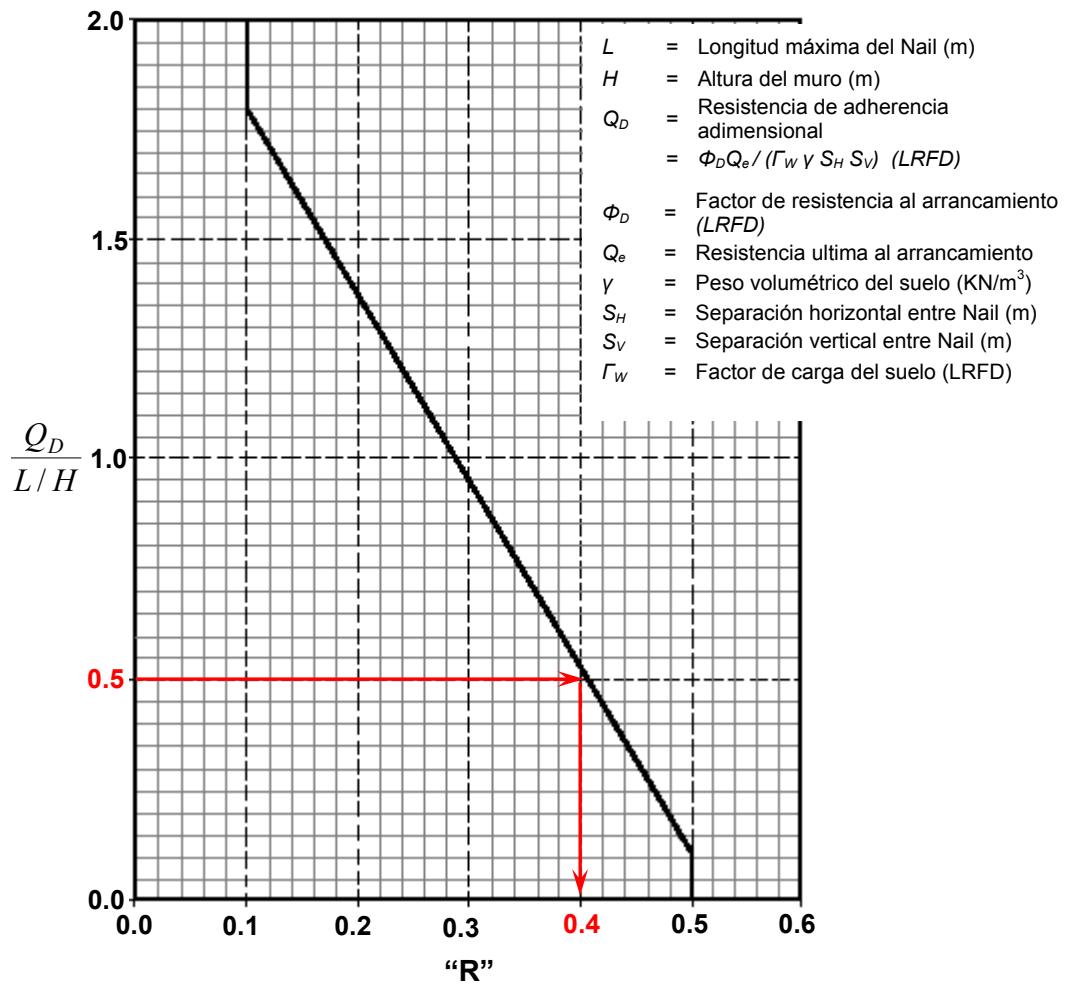


De la interpolación anterior se obtiene un valor de **1.08** para la relación longitud del Nail para una valor de $\tan(\Phi)$. Ya que se conoce la altura del muro ($H = 8.0m$), se procede a calcular la longitud del Nail como se muestra a continuación:

$$\frac{L}{H} = 1.08 \Rightarrow L = 1.08H = 1.08(8.0) = 8.64m \approx 9.0m$$

- 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:

$$\frac{Q_D}{\left(\frac{L}{H}\right)} = \left(\frac{0.54}{\left(\frac{8.64}{8.0}\right)}\right) = 0.50$$



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 4.9 de este documento y deberá proyectarse a la curva 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.

$$r = \frac{h}{\left(\frac{H}{2}\right)}(1 - R) + R$$

$$r_1 = \frac{2.5}{\left(\frac{8.0}{2}\right)}(1 - 0.4) + 0.4$$

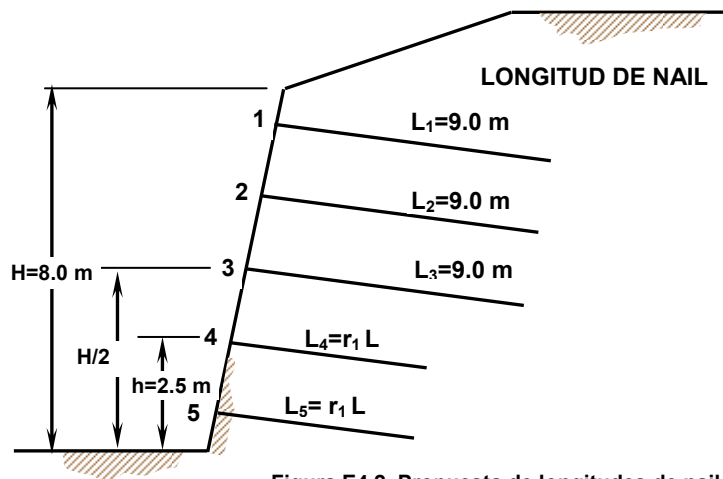


Figura E4.2. Propuesta de longitudes de nails.

$$r_1 = 0.78 \Rightarrow r_1 L = 0.78(8.64) = 6.74 \text{ m} \approx 7.0 \text{ m}$$

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 E4.2).

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 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** (ver tabla

4.12). Además, se usarán 2 barras corrugadas de acero **N°13M (N°4)** (ver tabla 4.14) 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.

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 mm²/m**, mientras que el área de la barra **N°13** es de **129 mm²**.

$$A_{s \text{ neg}} = A_{wm}b + 2A_{sb}$$

$$A_{s \text{ neg}} = A_{wm}S_H + 2A_{sb}$$

$$A_{s \text{ neg}} = (122.8)(1.50) + 2(129) = 442.20 \text{ mm}^2$$

Usando herramienta en Excel (Hoja de cálculo) $A_{s \text{ neg}} = 442.20 \text{ mm}^2$

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.

$$A_{s \text{ pos}} = A_{wm}b$$

$$A_{s \text{ pos}} = A_{wm}S_H = (122.8)(1.50) = 184.20 \text{ mm}^2$$

Usando herramienta en Excel (Hoja de cálculo) $A_{s \text{ pos}} = 184.20 \text{ mm}^2$

Cálculo de acero mínimo

Para acero de refuerzo conformado por malla de alambre electro-soldado, la cantidad mínima está regida por la siguiente expresión:

$$A_{s \text{ min}} \geq 0.11 \left(\frac{A_g}{f_y} \right)$$

$$0.11 \left(\frac{A_g}{f_y} \right) = 0.11 \left[\frac{(1500)(100)}{420} \right] = 39.29 \text{ mm}^2$$

Usando herramienta en Excel (Hoja de cálculo) $A_{s \min} = 39.29 \text{ mm}^2$

$$A_{s \min} < A_{s \text{ pos}}$$

$$39.29 \text{ mm}^2 < 184.20 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{ok}$$

$$A_{s \min} < A_{s \text{ neg}}$$

$$39.29 \text{ mm}^2 < 442.20 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{ok}$$

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 d_e equivalente a la mitad del espesor de la sección.

$$M_{\text{pos}} = \frac{A_{s \text{ pos}} f_y}{b} \left(d_e - \frac{A_{s \text{ pos}} f_y}{1.7 f'_c b} \right) = \frac{A_{s \text{ pos}} f_y}{S_H} \left(d_e - \frac{A_{s \text{ pos}} f_y}{1.7 f'_c S_H} \right)$$

$$M_{\text{pos}} = \frac{(184.20)(420)}{1500} \left[50 - \frac{(184.20)(420)}{1.7(21)(1500)} \right] = 2.50 \text{ KN.m/m}$$

Usando herramienta en Excel (Hoja de cálculo) $M_{\text{pos}} = 2.50 \text{ KN-m/m}$

$$M_{\text{neg}} = \frac{A_{s \text{ neg}} f_y}{b} \left(d_e - \frac{A_{s \text{ neg}} f_y}{1.7 f'_c b} \right) = \frac{A_{s \text{ neg}} f_y}{S_H} \left(d_e - \frac{A_{s \text{ neg}} f_y}{1.7 f'_c S_H} \right)$$

$$M_{\text{neg}} = \frac{(442.20)(420)}{1500} \left[50 - \frac{(442.20)(420)}{1.7(21)(1500)} \right] = 5.76 \text{ KN.m/m}$$

Usando herramienta en Excel (Hoja de cálculo) $M_{\text{neg}} = 5.76 \text{ KN-m/m}$

Una vez calculados los momentos resistentes procedemos a calcular la resistencia nominal a flexión en la cabeza del nail:

$$T_{FNf} = C_f \left(M_{\text{neg}} + M_{\text{pos}} \right) \left(\frac{8 S_H}{S_V} \right)$$

Para este problema, para un espesor de **10 cm** para pantallas temporales, utilizamos un factor de presión C_f de **2.0** (ver tabla 4.15):

$$T_{FNf} = 2.0(5.76 + 2.50) \left[\frac{8(1.50)}{(1.50)} \right] = 132.16 \text{ KN}$$

Usando herramienta en Excel (Hoja de cálculo) $T_{FNf} = 132.25 \text{ KN}$

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:

$$T_{Ff} = \phi_f T_{FNf}$$

$$T_{Ff} = (0.90)(132.16) = 118.94 \text{ KN}$$

Usando herramienta en Excel (Hoja de cálculo) $T_{Ff} = 119.03 \text{ KN}$

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** (ver tabla 4.16)
- Utilizar arandela biselada de **5°**, con un diámetro externo de **50.8 mm ≈ 60.0 mm** (ver tabla 4.18)
- Fuerza de tensión en el nail: **133.65 KN ≈ 135 KN (T_{NN})**
- Grado de la placa: **36 ($f_y = 250 \text{ MPa}$)**

Entonces, determinamos el área crítica de la placa cuadrada, evitando el aplastamiento del concreto:

$$A_{crit} = \frac{T_{NN}}{350 f'_c} = \frac{135}{350(21)} = 0.0184 \text{ m}^2$$

$$A_{crit} = (D + 2m)(D + 2m)$$

$$0.0184 = (0.060 + 2m)(0.060 + 2m)$$

$$m = 0.038 \text{ m} \approx 0.040 \text{ m}$$

$$E = F = 2m + D = 2(0.040) + 0.060 = 0.14 \text{ m} = 14 \text{ cm}$$

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:

$$A_p = E \times F = (0.225) \times (0.225) = 0.050625 \text{ m}^2$$

Posteriormente, calculamos el momento flector generado en la placa de apoyo por la reacción del concreto (ver figura E4.3):

$$M = \left(\frac{T_{NN}}{A_p} \right) \left(\frac{m^2}{2} \right)$$

$$M = \left(\frac{0.135}{0.050625} \right) \left[\frac{(0.1122)^2}{2} \right] = 0.017 \text{ MN.m}$$

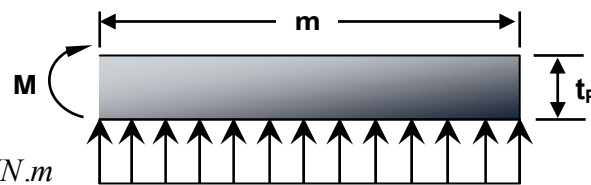


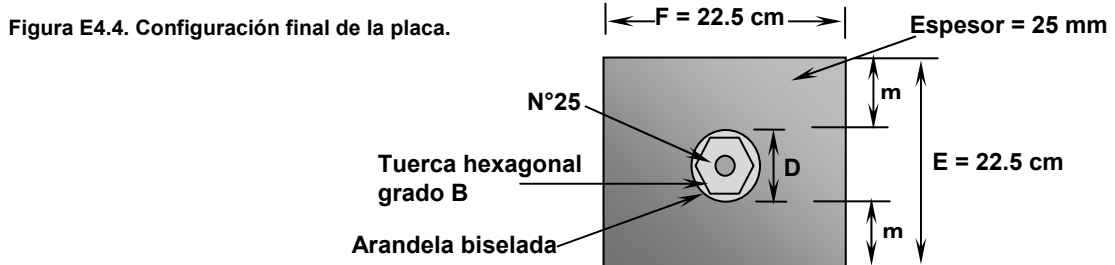
Figura E4.3. Momento flector actuante en la placa.

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**:

$$t_p = \sqrt{\frac{6M}{F_b}} = \sqrt{\frac{6M}{0.75 f_y}}$$

$$t_p = \sqrt{\frac{6(0.017)}{0.75(250)}} = 0.023 \text{ m} \approx 0.25 \text{ m} = 25 \text{ mm}$$

Entonces, la configuración final de la placa de apoyo se muestra en la figura E4.4:



Una vez determinadas las dimensiones de la placa, se procede a evaluar el punzonamiento en la pantalla de revestimiento. Haciendo referencia a la figura E4.5, tenemos:

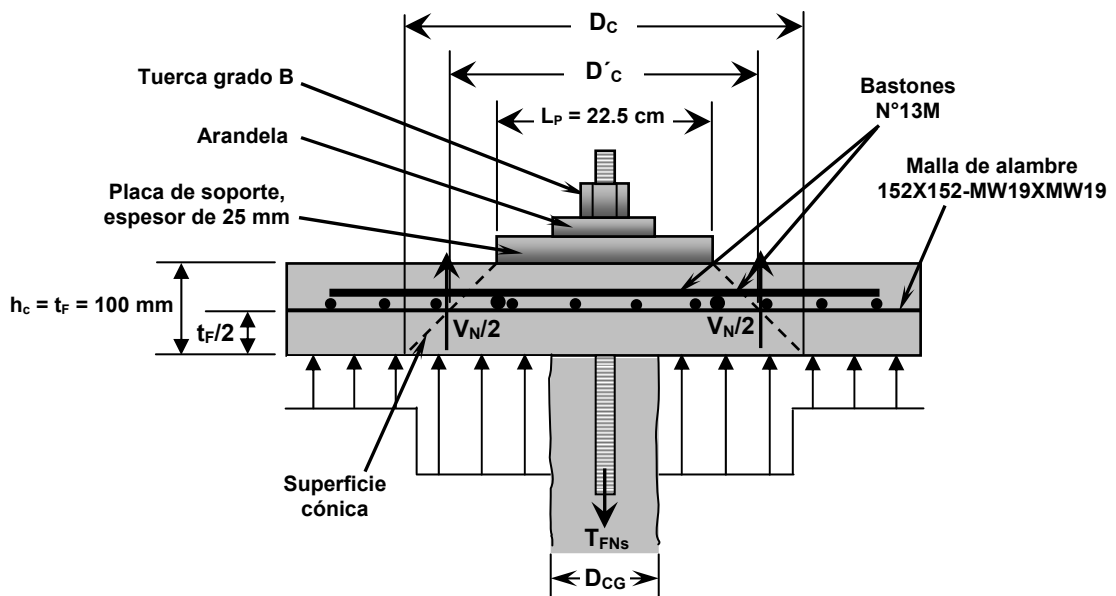


Figura E4.5. Modo de falla por punzonamiento en la pantalla.

$$D'_c = L_p + h_c = L_p + t_F$$

$$D'_c = 0.225 + 0.10 = 0.325 \text{ m} = 325 \text{ mm}$$

Usando herramienta en Excel (Hoja de cálculo) $D'_c = 325.00 \text{ mm}$

La resistencia nominal interna al cortante que proporciona el espesor de concreto se calcula de la siguiente manera:

$$V_N = 330 \sqrt{f'_c} \pi D'_c h_c$$

$$V_N = 330 \sqrt{21} \pi (0.325)(0.10) = 154.40 \text{ KN}$$

Usando herramienta en Excel (Hoja de cálculo) $V_N = 154.40 \text{ KN}$

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 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**:

$$T_{FNs} = C_p V_N = (1.0)(154.40) = 154.40 \text{ KN}$$

Usando herramienta en Excel (Hoja de cálculo) $T_{FNs} = 154.40 \text{ KN}$

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:

$$T_{Fs} = \phi_s T_{FNs}$$

$$T_{Fs} = (0.90)(154.40) = 138.96 \text{ KN}$$

Usando herramienta en Excel (Hoja de cálculo) $T_{Fs} = 138.96 \text{ KN}$

EVALUACIÓN DE MODOS DE FALLA EN 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°13M (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°13** es de **129 mm²**.

$$A_{s \text{ neg}} = A_{s \text{ pos}} = \frac{A_v b}{S} = \frac{A_v S_H}{S}$$

$$A_{s \text{ neg}} = A_{s \text{ pos}} = \frac{(129)(1500)}{300} = 645 \text{ mm}^2$$

Usando herramienta en Excel (Hoja de cálculo) $A_{s \text{ neg}} = A_{s \text{ pos}} = 645.00 \text{ mm}^2$

Cálculo de acero mínimo

Para acero de refuerzo conformado por barras de acero corrugadas, la cantidad mínima está regida por la siguiente expresión:

$$\rho_{\min} = \frac{0.20\sqrt{f'_c}}{f_y}$$

$$\rho_{\min} = \frac{0.20\sqrt{21}}{420} = 0.0022$$

$$\rho_{\min} = \frac{A_{s \text{ min}}}{bd_e} \Rightarrow A_{s \text{ min}} = \rho_{\min} bd_e = (0.0022)(1500)(90) = 297.0 \text{ mm}^2$$

Usando herramienta en Excel (Hoja de cálculo) $A_{s \text{ min}} = 294.59 \text{ mm}^2$

$$A_{s \text{ min}} < A_{s \text{ pos}}$$

$$297.0 \text{ mm}^2 < 645 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{ok}$$

$$A_{s \text{ min}} < A_{s \text{ neg}}$$

$$297.0 \text{ mm}^2 < 645 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{ok}$$

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:

$$M_{\text{pos}} = \frac{A_{s \text{ pos}} f_y}{b} \left(d_e - \frac{A_{s \text{ pos}} f_y}{1.7 f'_c b} \right) = \frac{A_{s \text{ pos}} f_y}{S_H} \left(d_e - \frac{A_{s \text{ pos}} f_y}{1.7 f'_c S_H} \right)$$

$$M_{pos} = \frac{(645)(420)}{1500} \left[90 - \frac{(645)(420)}{1.7(21)(1500)} \right] = 15.34 \text{ KN}\cdot\text{m}/\text{m}$$

$$M_{neg} = \frac{A_s \text{ neg } f_y}{b} \left(d_e - \frac{A_s \text{ neg } f_y}{1.7 f'_c b} \right) = \frac{A_s \text{ neg } f_y}{S_H} \left(d_e - \frac{A_s \text{ neg } f_y}{1.7 f'_c S_H} \right)$$

$$M_{neg} = \frac{(645)(420)}{1500} \left[90 - \frac{(645)(420)}{1.7(21)(1500)} \right] = 15.34 \text{ KN}\cdot\text{m}/\text{m}$$

Usando herramienta en Excel (Hoja de cálculo) $M_{pos} = M_{neg} = 15.34 \text{ KN}\cdot\text{m}/\text{m}$

Una vez calculados los momentos resistentes procedemos a calcular la resistencia nominal a flexión en la cabeza del nail:

$$T_{FNf} = C_f \left(M_{neg} + M_{pos} \right) \left(\frac{8S_H}{S_V} \right)$$

Para este problema, para un espesor de **18 cm** para pantallas permanentes, utilizamos un factor de presión C_f de **1.0** (ver tabla 4.15):

$$T_{FNf} = 1.0(15.34 + 15.34) \left[\frac{8(1.50)}{(1.50)} \right] = 245.44 \text{ KN}$$

Usando herramienta en Excel (Hoja de cálculo) $T_{FNf} = 245.45 \text{ KN}$

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:

$$T_{Ff} = \phi_f T_{FNf}$$

$$T_{Ff} = (0.90)(245.44) = 220.90 \text{ KN}$$

Usando herramienta en Excel (Hoja de cálculo) $T_{Ff} = 220.90 \text{ KN}$

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 y a la tabla 4.20 de este capítulo, se plantea inicialmente un sistema de pernos con las siguientes características (ver figura E4.6):

- 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**.

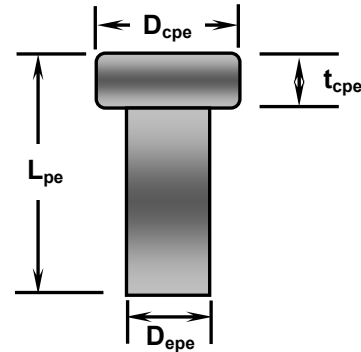


Figura E4.6. Dimensiones de perno.

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.

$$A_{cpe} \geq 2.5 A_{epe}$$

$$t_{cpe} \geq 0.5(D_{cpe} - D_{epe})$$

Para la primera relación tenemos:

$$A_{cpe} = \frac{\pi}{4} D_{cpe}^2 = \frac{\pi}{4} (12.7)^2 = 126.68 \text{ mm}^2$$

Usando herramienta en Excel (Hoja de cálculo) $A_{cpe} = 126.68 \text{ mm}^2$

$$A_{epe} = \frac{\pi}{4} D_{epe}^2 = \frac{\pi}{4} (6.4)^2 = 32.17 \text{ mm}^2$$

Usando herramienta en Excel (Hoja de cálculo) $A_{epe} = 32.17 \text{ mm}^2$

$$\frac{A_{cpe}}{A_{epe}} = \frac{126.68}{32.17} = 3.94 > 2.5 \Rightarrow \text{ok}$$

Usando herramienta en Excel (Hoja de cálculo) $A_{cpe}/A_{epe} = 3.9$

Para la segunda relación tenemos:

$$0.5(D_{cpe} - D_{epe}) = 0.5(12.7 - 6.4) = 3.15 \text{ mm}$$

Usando herramienta en Excel (Hoja de cálculo) $0.5(D_{cpe}-D_{epe}) = 3.15 \text{ mm}$

$$t_{cpe} > 0.5(D_{cpe} - D_{epe})$$

$$4.7 \text{ mm} > 3.15 \text{ mm} \Rightarrow \text{ok}$$

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 E4.7:

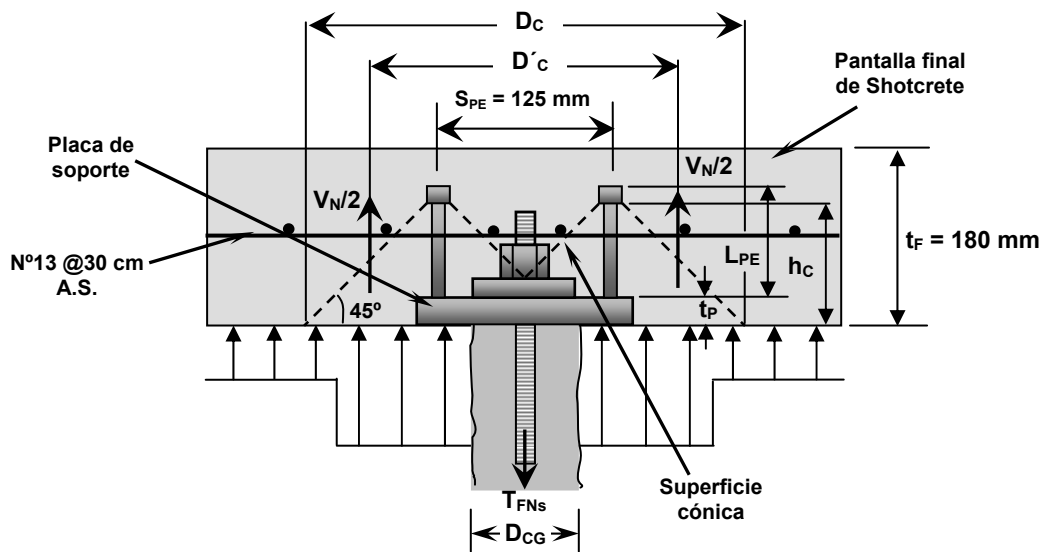


Figura E4.7. Modo de falla por punzonamiento en pantalla permanente.

Encontrando el diámetro efectivo del cono de punzonamiento tenemos:

$$D'_c = \text{mínimo de} \begin{cases} S_{pe} + h_c \\ 2h_c \end{cases} \quad \text{Donde } h_c = L_{pe} - t_{cpe} + t_p$$

Desarrollando las expresiones, tenemos:

$$S_{pe} + h_c = S_{pe} + (L_{pe} - t_{cpe} + t_p)$$

$$S_{pe} + h_c = 125 + (105 - 4.7 + 25) = 250.3 \text{ mm}$$

$$2h_c = 2(L_{pe} - t_{cpe} + t_p)$$

$$2h_c = 2(105 - 4.7 + 25) = 250.6 \text{ mm}$$

Usando herramienta en Excel (Hoja de cálculo) $D'_{c \text{ min}} = 250.30 \text{ mm}$

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 $h_c = L_{pe} - t_{cpe} + t_p = 105 - 4.7 + 25 = 125.3 \text{ mm}$

$$V_N = 330\sqrt{21} \pi (0.2503)(0.1253) = 150.0 \text{ KN}$$

Usando herramienta en Excel (Hoja de cálculo) $V_N = 149.00 \text{ KN}$

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**:

$$T_{FNs} = C_p V_N = (1.0)(150) = 150. \text{KN}$$

Usando herramienta en Excel (Hoja de cálculo) $T_{FNs} = 149.00 \text{ KN}$

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:

$$T_{Fs} = \phi_s T_{FNs}$$

$$T_{Fs} = (0.90)(150) = 135.0 \text{ KN}$$

Usando herramienta en Excel (Hoja de cálculo) $T_{Fs} = 134.10 \text{ KN}$

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:

$$T_{FNt} = \frac{N_{pe} A_{epe} f_y}{1000}$$

$$A_{epe} = \frac{\pi}{4} D_{epe}^2 = \frac{\pi}{4} (6.4)^2 = 32.17 \text{ mm}^2$$

Usando herramienta en Excel (Hoja de cálculo) $A_{epe} = 32.17 \text{ mm}^2$

$$T_{FNt} = \frac{(4)(32.17)(420)}{1000} = 54.05 \text{ KN}$$

Usando herramienta en Excel (Hoja de cálculo) $T_{FNt} = 54.05 \text{ KN}$

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).

$$T_{Ft} = \phi_t T_{FNt}$$

$$T_{Ft} = (0.67)(54.05) = 36.21 \text{ KN}$$

Usando herramienta en Excel (Hoja de cálculo) $T_{Ft} = 36.21 \text{ KN}$

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:

RESUMEN DE EVALUACIÓN 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 EVALUACIÓN 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
TENSIÓN EN PERNOS	54.05	36.21

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:

- 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, ϕ : **31°**
- Ángulo de inclinación del paramento frontal, θ : **10°**
- ángulo de fricción entre la interfaz suelo-muro, δ : $\phi/2 = 31^\circ/2 = 15.5^\circ$
- peso volumétrico del suelo, γ : **18 KN/m³**

- 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:

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\theta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \beta)}{\cos(\delta + \theta) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2}$$

$$K_A = \frac{\cos^2(31^\circ - (-10^\circ))}{\cos^2(-10^\circ) \cos(-10^\circ + 15.5^\circ) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(31^\circ + 15.5^\circ) \text{sen}(31^\circ - 20^\circ)}{\cos(15.5^\circ + (-10^\circ)) \cos(20^\circ - (-10^\circ))}} \right]^2}$$

$$K_A = 0.3007$$

Usando herramienta en Excel (Hoja de cálculo) $K_A = 0.3007$

Posteriormente, calculamos la carga de servicio esperada en la cabeza del nail, utilizando un factor de carga F_F de 0.50 :

$$T_{\min} = F_F K_A \gamma H S_H S_V$$

$$T_{\min} = (0.50)(0.3007)(18)(8)(1.5)(1.5) = 48.71 \text{ KN}$$

Usando herramienta en Excel (Hoja de cálculo) $T_{\min} = 48.72 \text{ KN}$

Ahora debemos mayorizar la carga con un factor de carga para presión horizontal por empuje activo de suelos, Γ_{EH} de 1.50 :

$$\Gamma_{EH} T_{\min} = (1.50)(48.71) = 73.10 \text{ KN}$$

Usando herramienta en Excel (Hoja de cálculo) $\Gamma_{EH} T_{\min} = 73.08 \text{ KN}$

Comparando la carga de servicio mayorizada con la resistencia mínima de diseño, tenemos:

$$\Gamma_{EH} T_{\min} > T_F$$
$$73.10 \text{ KN} > 36.21 \text{ KN}$$

Dado que la carga mínima de servicio en la cabeza del nail es mayor que la resistencia mínima de diseño, es necesario recalcular 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.

$$A_{cpe} \geq 2.5 A_{epe}$$
$$t_{cpe} \geq 0.5(D_{cpe} - D_{epe})$$

Para la primera relación tenemos:

$$A_{cpe} = \frac{\pi}{4} D_{cpe}^2 = \frac{\pi}{4} (34.9)^2 = 956.62 \text{ mm}^2$$

Usando herramienta en Excel (Hoja de cálculo) $A_{cpe} = 956.62 \text{ mm}^2$

$$A_{epe} = \frac{\pi}{4} D_{epe}^2 = \frac{\pi}{4} (22.2)^2 = 387.08 \text{ mm}^2$$

Usando herramienta en Excel (Hoja de cálculo) $A_{epe} = 387.08 \text{ mm}^2$

$$\frac{A_{cpe}}{A_{epe}} = \frac{956.62}{387.08} = 2.5 \geq 2.5 \Rightarrow ok$$

Usando herramienta en Excel (Hoja de cálculo) $A_{cpe}/A_{epe} = 2.5$

Para la segunda relación tenemos:

$$0.5(D_{cpe} - D_{epe}) = 0.5(34.9 - 22.2) = 6.35 \text{ mm}$$

Usando herramienta en Excel (Hoja de cálculo) $0.5(D_{cpe}-D_{epe}) = 6.35 \text{ mm}$

$$t_{cpe} > 0.5(D_{cpe} - D_{epe})$$

$$9.5 \text{ mm} > 6.35 \text{ mm} \Rightarrow ok$$

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:

$$D'_c = \text{mínimo de} \begin{cases} S_{pe} + h_c \\ 2h_c \end{cases} \quad \text{Donde } h_c = L_{pe} - t_{cpe} + t_p$$

Desarrollando las expresiones, tenemos:

$$S_{pe} + h_c = S_{pe} + (L_{pe} - t_{cpe} + t_p)$$

$$S_{pe} + h_c = 125 + (102 - 9.5 + 25) = 242.5 \text{ mm}$$

$$2h_c = 2(L_{pe} - t_{cpe} + t_p)$$

$$2h_c = 2(102 - 9.5 + 25) = 235.0 \text{ mm}$$

Usando herramienta en Excel (Hoja de cálculo) $D'_{c \text{ min}} = 235.0 \text{ mm}$

El valor mínimo de D'_c es **235.0 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 $h_c = L_{pe} - t_{cpe} + t_p = 102 - 9.5 + 25 = 117.5 \text{ mm}$

$$V_N = 330\sqrt{21} \pi (0.235)(0.1175) = 131.18 \text{ KN}$$

Usando herramienta en Excel (Hoja de cálculo) $V_N = 131.18 \text{ KN}$

Ahora calculamos la resistencia nominal al cortante por punzonamiento en la cabeza del nail:

$$T_{FNs} = C_p V_N$$

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**:

$$T_{FNs} = C_p V_N = (1.0)(131.18) = 131.18 \text{ KN}$$

Usando herramienta en Excel (Hoja de cálculo) $T_{FNs} = 131.18 \text{ KN}$

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:

$$T_{Fs} = \phi_s T_{FNs}$$

$$T_{Fs} = (0.90)(131.18) = 118.07 \text{ KN}$$

Usando herramienta en Excel (Hoja de cálculo) $T_{Fs} = 118.07 \text{ KN}$

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:

$$T_{FNt} = \frac{N_{pe} A_{epe} f_y}{1000}$$

$$A_{epe} = \frac{\pi}{4} D_{epe}^2 = \frac{\pi}{4} (22.2)^2 = 387.08 \text{ mm}^2$$

$$T_{FNt} = \frac{(4)(387.08)(420)}{1000} = 650.29 \text{ KN}$$

Usando herramienta en Excel (Hoja de cálculo) $T_{FNt} = 650.29 \text{ KN}$

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:

$$T_{Ft} = \phi_t T_{FNt}$$

$$T_{Ft} = (0.67)(650.29) = 435.69 \text{ KN}$$

Usando herramienta en Excel (Hoja de cálculo) $T_{Ft} = 435.69 \text{ KN}$

Ahora, los nuevos cuadros resumen quedan de la siguiente forma:

RESUMEN DE EVALUACIÓN 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 EVALUACIÓN 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
TENSIÓN EN PERNOS	650.29	435.69

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:

$$T_F = 118.07 \text{ KN}$$

Ahora, comparando la carga de servicio mayorizada encontrada anteriormente con la resistencia mínima de diseño, tenemos:

$$\Gamma_{EH} T_{\min} < T_F$$
$$73.10 \text{ KN} < 118.07 \text{ KN} \Rightarrow \text{ok}$$

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.

REVISION 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:

Angulo de fricción interna de suelo (ϕ)	=	31°
Cohesión última del suelo (c_u)	=	5.0 KN/m ²
Peso volumétrico del suelo (γ)	=	18.0 KN/m ³
Extracción última de extracción del Nail (Q_e)	=	42.41 KN/m

- **Cálculo de la resistencia a la extracción de diseño.** Es la resistencia última multiplicada por un factor de reducción $\phi_Q=0.70$ (tabla 4.7)

$$Q = \phi_Q Q_e = (0.70)(42.41) = 29.69 \text{ KN} / m$$

- **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 **Nº 25 M**, cuya área transversal es de **$A_s=510 \text{ mm}^2$ grado 60 ($f_y=0.420 \text{ MPa}$)**, entonces:

$$T_N = \phi_N T_{NN} = \phi_N A_s f_y = (0.90)(510)(0.420) = 192.78 \text{ KN}$$

- **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:

$$T_F = 118.07 \text{ KN}$$

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 produzca el mínimo factor de seguridad a la estabilidad global obtenida previamente del programa SNAILZ, como se muestra en la figura E4.8.

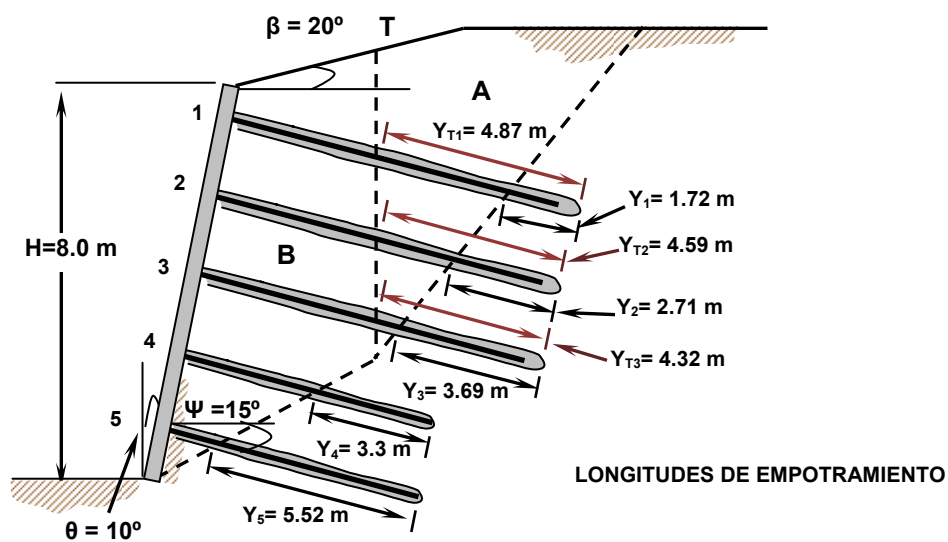


Figura E4.8. Superficie de falla bilineal crítica obtenida de estabilidad global

- **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:

$$X = T_F + Q(x) \quad \text{si } X = T_N \Rightarrow x = \frac{T_N - T_F}{Q} = \frac{192.78 - 118.07}{29.69} = 2.51m$$

La distancia a la cual se da la tensión máxima (T_N), desde el extremo empotrado del nail (zona C), se calcula como sigue:

$$Y = Q(y) \quad \text{si } Y = T_N \Rightarrow y = \frac{T_N}{Q} = \frac{192.78}{29.69} = 6.49m$$

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 E4.9:

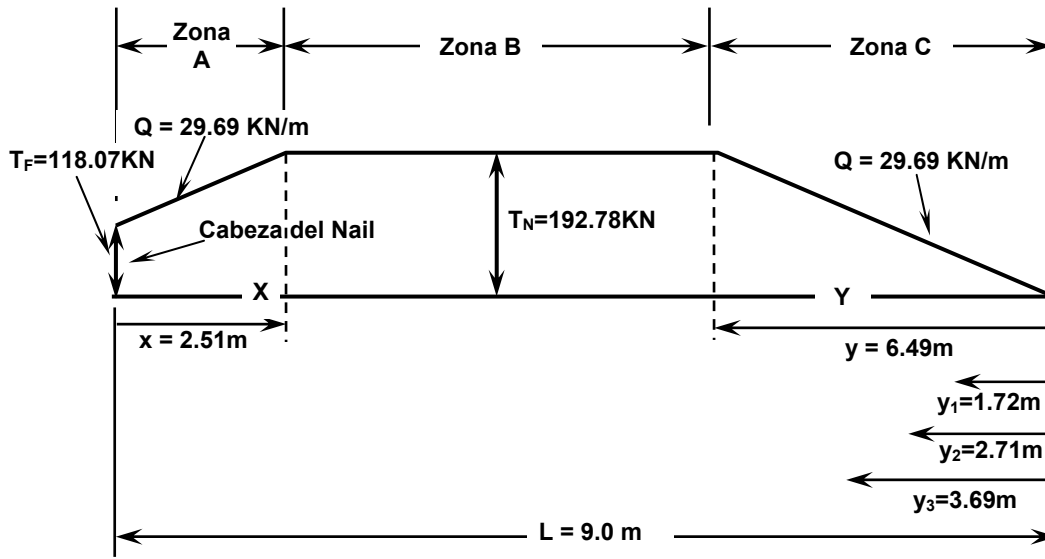


Figura E4.9. Diagrama de contribución de resistencias en el nail de 9 metros

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:

$$y_1 = 1.72 \text{ m} < y = 6.49 \text{ m} \Rightarrow \text{Zona C} \therefore Y_1 = Q(y_1) = 29.26(1.72) = 50.33 \text{ KN}$$

$$y_2 = 2.71 \text{ m} < y = 6.49 \text{ m} \Rightarrow \text{Zona C} \therefore Y_2 = Q(y_2) = 29.26(2.71) = 79.29 \text{ KN}$$

$$y_3 = 3.69 \text{ m} < y = 6.49 \text{ m} \Rightarrow \text{Zona C} \therefore Y_3 = Q(y_3) = 29.26(3.69) = 107.97 \text{ KN}$$

$$\Sigma Y = 237.59 \text{ KN}$$

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 E4.10:

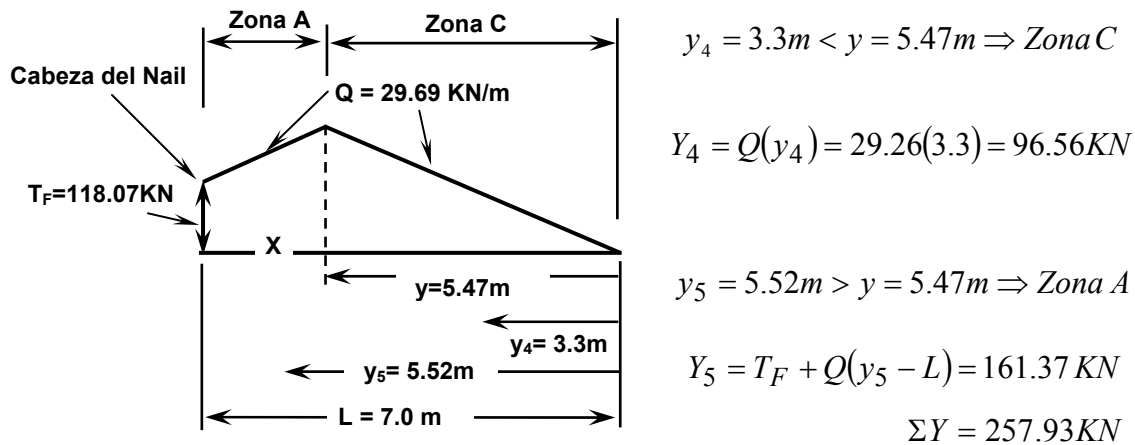


Figura E4.10. Diagrama de contribución de resistencias en el nail de 7 metros

Donde la contribución a la tensión en la falla B se determina como:

$$T_B = \frac{\Sigma Y}{S_H} = \frac{257.93}{1.5} = 171.96 \text{ KN/m}$$

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:

$$y_{T1} = 4.87\text{m} < y = 6.49\text{m} \Rightarrow \text{Zona C} \therefore Y_{T1} = Q(y_{T1}) = 29.26(4.87) = 142.50\text{KN}$$

$$y_{T2} = 4.59\text{m} < y = 6.49\text{m} \Rightarrow \text{Zona C} \therefore Y_{T2} = Q(y_{T2}) = 29.26(4.59) = 134.30\text{KN}$$

$$y_{T3} = 4.32\text{m} < y = 6.49\text{m} \Rightarrow \text{Zona C} \therefore Y_{T3} = Q(y_{T3}) = 29.26(4.32) = 126.40\text{KN}$$

Entonces: $\Sigma Y = 403.20\text{KN}$

Por lo tanto, la contribución a la tensión en la interfaz de los bloques A y B, se determina como:

$$T = \frac{\Sigma Y}{S_H} = \frac{403.2}{1.5} = 268.8 \text{ KN/m}$$

Los datos de la geometría de la superficie de falla necesarios para el cálculo de la relación R/L se muestran en la figura E4.11:

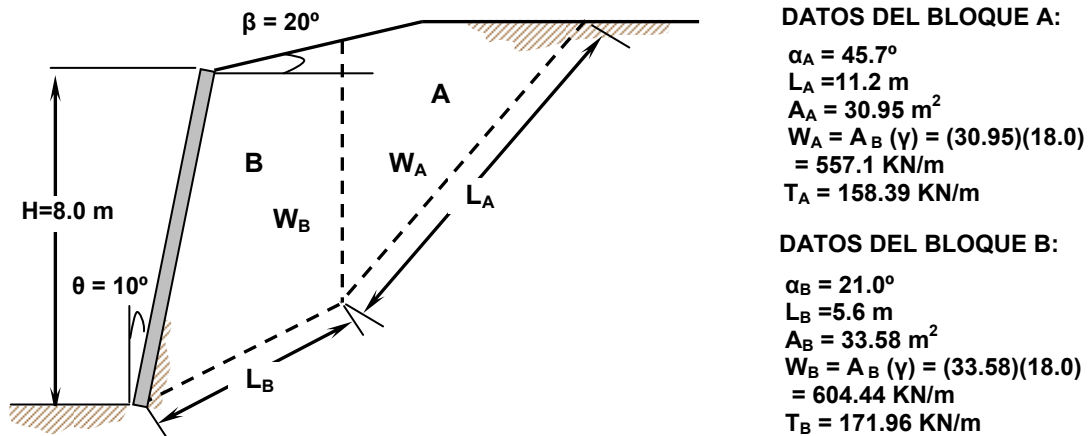


Figura E4.11. Datos de geometría de superficie de falla

- **Cálculo de la relación de fuerzas resistentes y fuerzas actuantes (R/L)**

De teoría, para la condición estática $\Phi_\phi = 0.9$ (tabla 4.17):

$$\phi_g = \tan^{-1} \left(\frac{\phi_\phi \tan \phi}{(R/L)} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{0.75 \tan(31)}{(R/L)} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{0.4506}{(R/L)} \right)$$

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:

$$M = \left[1 + \tan(\zeta) \tan(\alpha_A - \phi_g) \right] \left[\begin{array}{l} \{-\Gamma_w W_B - (T_B + T) \text{sen}(\psi) + \phi_c c_u L_B \text{sen}(\alpha_B)\} / (R/L) \} \tan(\alpha_B - \phi_g) \\ + (T_B + T) \cos(\psi) + \phi_c c_u L_B \cos(\alpha_B) / (R/L) \end{array} \right]$$

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 $\tan(\zeta) \tan(\alpha - \phi_g) = 0$, entonces:

$$M = \left[\begin{array}{l} \{- (1.35)(604.44) - (171.96 + 268.8) \text{sen}(15^\circ) + (0.9)(5.0)(5.6) \text{sen}(21^\circ) / (R/L) \} \times \\ \tan \left(21 - \tan^{-1} \left(\frac{0.4506}{(R/L)} \right) \right) + (171.96 + 268.8) \cos(15) + (0.9)(5.0)(5.6) \cos(21) / (R/L) \end{array} \right]$$

El otro término de la ecuación de estabilidad global "**N**" es como sigue:

$$N = \left[1 + \tan(\zeta) \tan(\alpha_B - \phi_g) \right] \left[\begin{array}{l} \{\Gamma_w W_A + (T_A - T) \text{sen}(\psi) - \phi_c c_u L_A \text{sen}(\alpha_A)\} / (R/L) \} \tan(\alpha_A - \phi_g) \\ - (T_A - T) \cos(\psi) - \phi_c c_u L_A \cos(\alpha_A) / (R/L) \end{array} \right]$$

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 $\zeta = 0^\circ$.

$$N = \left[\begin{array}{l} \left\{ (1.35)(557.1) + (158.39 - 268.8) \text{sen}(15^\circ) - \frac{(0.9)(5.0)(11.2) \text{sen}(45.7)}{(R/L)} \right\} \\ \tan \left(45.7^\circ - \tan^{-1} \left(\frac{0.4506}{(R/L)} \right) \right) - (158.39 - 268.8) \cos(15^\circ) - \frac{(0.9)(5.0)(11.2) \cos(45.7)}{(R/L)} \end{array} \right]$$

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:

$$\left[\frac{-357.05(R/L)^2 + 422.56(R/L) - 4.069}{(R/L) + 0.17297} \right] + 319.09(R/L) + 58.73 =$$

$$= \left[\frac{741.6(R/L)^2 - 362.98(R/L) + 16.25}{(R/L) + 0.4617} \right]$$

Resolviendo la ecuación anterior para la relación (R/L) para la condición estática, obtenemos:

$$(R/L) = 1.27 \geq 1.0 \quad OK$$

Usando herramienta en Excel (Hoja de cálculo) $R/L = 1.27$

La configuración del sistema de muro Soil Nailing para la condición estática es bastante adecuada para los requerimientos de la FHWA.

EVALUACIÓN DE LOS MODOS DE FALLA EXTERNA DEL SISTEMA BAJO CONDICIÓN ESTÁTICA

Para calcular si el sistema propuesto del soil nailing es estable por deslizamiento y por capacidad de carga, debemos definir la geometría del muro, tal como se estableció en la parte teórica de este documento. Sin embargo se incluye también la estabilidad por volteo aunque este solo es un criterio según la sección 11.6.3.3 de la *AASHTO-LRFD 2004*. De acuerdo a lo anterior, definimos en base a una serie de cálculos trigonométricos y geométricos el ancho del bloque de suelo reforzado B_L y el ángulo de inclinación equivalente de la corona del muro β_{eq} al cual estará orientado el empuje activo de tierras.

Estabilidad por deslizamiento (ver figura E4.12)

$$\beta_{eq} = \tan^{-1} \left(\frac{\Delta H}{2H} \right)$$

$$\beta_{eq} = \tan^{-1} \left(\frac{\Delta H}{2H} \right) = \tan^{-1} \left[\frac{6 \text{sen} \beta}{2(8)} \right] = \tan^{-1} \left(\frac{6 \text{sen} 20^\circ}{16} \right) = 7.30^\circ$$

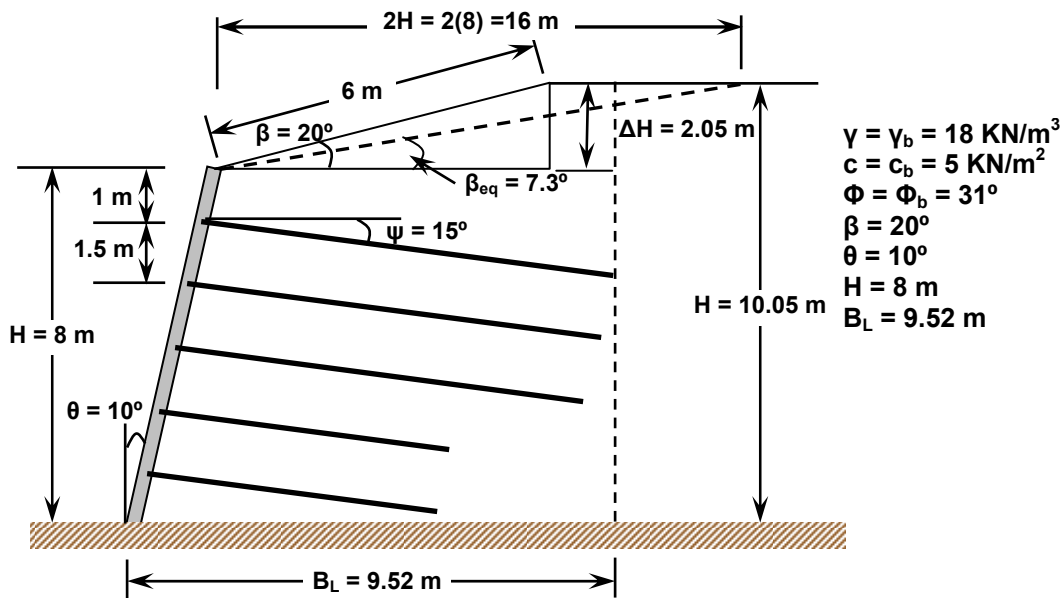


Figura E4.12. Geometría a utilizar en el análisis de estabilidad por deslizamiento

Una vez definido el ancho del bloque y el nuevo ángulo de inclinación de la cresta del muro y del empuje de tierras ($\delta = \beta_{eq} = 7.30^\circ$), procedemos a calcular el coeficiente activo de presión de tierras, K_A por medio de la teoría de Coulomb, sin incluir el componente cohesivo del suelo ($c = 0 \text{ KN/m}^2$). Cabe mencionar que aunque la pantalla tiene una inclinación de 10° , para el análisis de deslizamiento, las presiones actúan detrás del bloque de suelo reforzado, en una línea vertical definida por el ancho del bloque B_L . Por lo tanto, el ángulo θ a utilizar en la ecuación es cero:

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\theta + \delta) \left[1 + \frac{\sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \beta)}{\cos(\delta + \theta) \cos(\beta - \theta)}}}{1} \right]^2}$$

$$K_A = \frac{\cos^2(31^\circ - 0.0^\circ)}{\cos^2(0.0^\circ) \cos(0.0^\circ + 7.30^\circ) \left[1 + \frac{\sqrt{\frac{\text{sen}(31^\circ + 7.30^\circ) \text{sen}(31^\circ - 7.30^\circ)}{\cos(7.30^\circ + 0.0^\circ) \cos(7.30^\circ - 0.0^\circ)}}}{1} \right]^2}$$

$$K_A = 0.3278$$

Entonces, calculando el empuje activo, tenemos:

$$E_A = \frac{1}{2} K_A \gamma H^2 = \frac{1}{2} (0.3278)(18)(8 + 2.05)^2 = 297.98 \text{ KN/m}$$

Mayorizando el empuje actuante, tenemos:

$$\Gamma_{EH} E_A = (1.50)(297.98) = 446.97 \text{ KN/m}$$

Ahora, debemos calcular la componente horizontal y vertical del empuje para el análisis por deslizamiento:

$$E_{AH} = E_A \cos \delta = 446.97 \cos 7.3^\circ = 443.35 \text{ KN/m}$$

$$E_{AV} = E_A \sin \delta = 446.97 \sin 7.3^\circ = 56.79 \text{ KN/m}$$

Una vez definido el empuje, se procede a calcular todas las fuerzas en la dirección vertical que contribuyen a las fuerzas de fricción para resistir las fuerzas deslizantes, pero para ello, debemos definir el peso del bloque de suelo reforzado, dividiendo el bloque completo en figuras geométricas más pequeñas, las cuales están numeradas de la manera que se muestra en la figura E4.13:

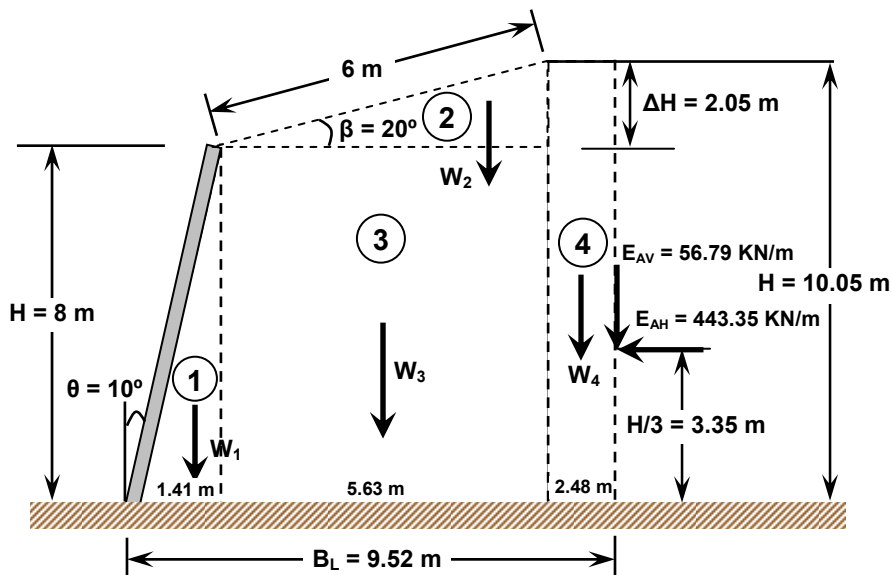


Figura E4.13. Figuras geométricas regulares que componen el bloque principal y sus pesos

Algo importante a destacar es que para el deslizamiento, a las fuerzas resistentes no se les debe aplicar el factor de carga mayorizador, excepto a la componente vertical del empuje activo de suelo E_{AV} .

Las fuerzas del peso se calculan multiplicando el peso volumétrico de la masa de suelo que está retenido por el área que conforma dicha masa ($\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$). En la siguiente tabla se muestran los cálculos realizados para encontrar las fuerzas verticales.

TABULACIÓN DE FUERZAS VERTICALES ACTUANTES EN EL SISTEMA		
ELEMENTO	ÁREA DE ELEMENTO, A (m ²)	PESO DE ELEMENTO, W = γA (KN/m)
1	5.64	101.52
2	5.77	103.86
3	45.04	810.72
4	24.92	448.56
5	-----	$E_{AV} = 56.79$
Σ		1521.45

De acuerdo a lo anterior, la sumatoria de fuerzas verticales (R_V) queda definida de la siguiente manera:

$$R_V = W_1 + W_2 + W_3 + W_4 + E_{AV} \text{sen } \delta = 1521.45 \text{ KN/m}$$

Una vez calculada la sumatoria de fuerzas verticales, debemos calcular las fuerzas resistentes del sistema, que consisten en la cohesión del suelo de la base en donde está apoyado el sistema soil nailing, el cual se asume sea el mismo de la masa de suelo reforzada ($c_b = c = 5 \text{ KN/m}^2$) y por lo tanto, también tiene el mismo ángulo de fricción interna ($\phi_b = \phi = 31^\circ$). Además de la cohesión y el ángulo de fricción interna, las fuerzas verticales juegan un papel muy importante dentro de la resistencia al deslizamiento, tal como lo demuestra la siguiente expresión:

$$FR = k' c_b B_L + N \tan \phi_b = k' c_b B_L + (R_V) \tan \phi_b$$

El valor de k' , para este caso, se tomará de **1/2**, con el fin de reducir de forma conservadora la cohesión del suelo de la base y el valor de B_L no es más que el ancho del bloque de suelo, previamente definido (Braja Das, 2006). Entonces, de acuerdo a esto, tenemos:

$$FR = \left(\frac{1}{2}\right)(5)(9.52) + (1521.45) \tan 31^\circ = 937.98 \text{ KN/m}$$

Entonces, ahora aplicamos un factor de reducción ϕ_d a las fuerzas resistentes de **1.0**, debido a que el deslizamiento se da entre dos superficies de suelo.

$$\phi_d FR = (1.0)(937.98) = 937.98 \text{ KN/m}$$

Ahora debemos comparar estas fuerzas resistentes con las fuerzas actuantes, que para condición estática, están conformadas solamente por la componente horizontal del empuje activo de tierras E_{AH} .

$$E_{AH} = 443.35 \text{ KN/m}$$

$$E_{AH} < \phi_d FR$$

$$443.35 \text{ KN/m} < 937.98 \text{ KN/m} \Rightarrow \text{ok}$$

Como conclusión, podemos afirmar que el sistema es adecuado para resistir las acciones de deslizamiento bajo condiciones estáticas.

Estabilidad por capacidad de carga

Para el análisis de estabilidad del sistema por capacidad de carga, haremos uso de las condiciones geométricas definidas para el análisis de estabilidad por deslizamiento, tal como se muestra en la figura E4.14:

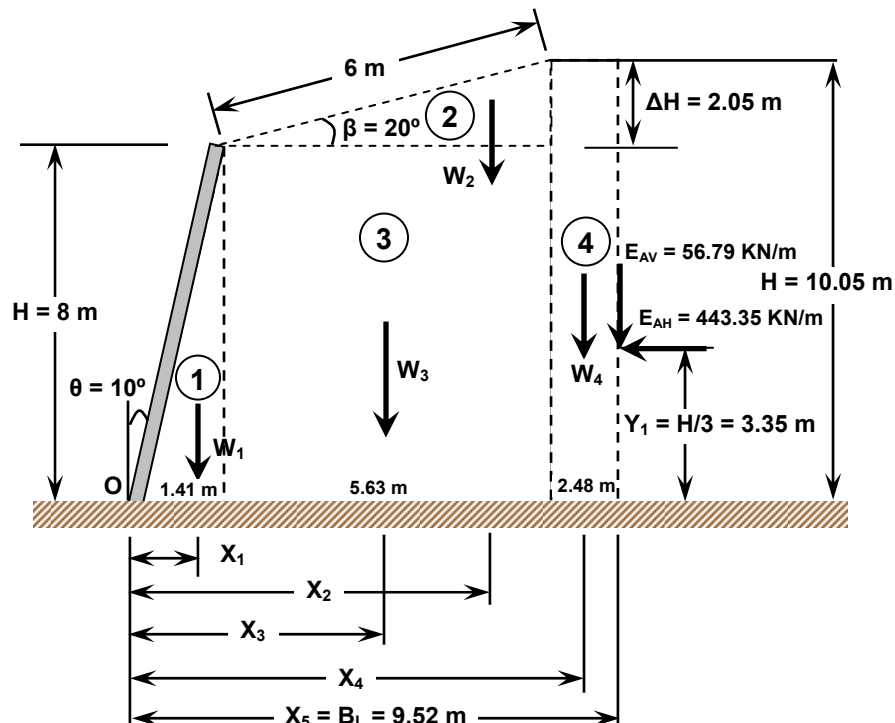


Figura E4.14. Condiciones geométricas y de carga para análisis de estabilidad por capacidad de carga

En esta ocasión debemos encontrar los brazos de palanca de todas las fuerzas verticales que generan momento con respecto al punto "O" del sistema:

$$X_1 = \frac{2}{3}(1.41) = 0.94 \text{ m}$$

$$X_2 = 1.41 + \frac{2}{3}(5.63) = 5.16 \text{ m}$$

$$X_3 = 1.41 + \frac{1}{2}(5.63) = 4.23 \text{ m}$$

$$X_4 = 1.41 + 5.63 + \frac{1}{2}(2.48) = 8.28 \text{ m}$$

$$X_5 = X_{EAV} = B_L = 9.52 \text{ m}$$

$$Y_{EAH} = \frac{1}{3}(8 + 2.05) = 3.35 \text{ m}$$

Determinados los brazos procedemos a calcular los momentos respecto a "O" con las fuerzas actuantes, las cuales están afectadas por un factor de carga Γ , el cual varía según la naturaleza de la carga. Dichos momentos se contabilizan en la siguiente tabla:

TABULACIÓN DE FUERZAS Y MOMENTOS VERTICALES					
ELEMENTO	FACTOR DE CARGA, Γ	FUERZA (KN/m)	FUERZA FACTORADA (KN/m)	BRAZO (m)	MOMENTO (KN-m/m)
1	1.35	101.52	133.05	0.94	128.83
2	1.35	103.86	140.21	5.16	723.48
3	1.35	810.72	1094.47	4.23	4629.61
4	1.35	448.56	605.56	8.28	5014.04
E_{AV}	1.50	37.86	56.79	9.52	540.64
Σ		1502.52	2030.08		11036.60

Ahora, debemos calcular los momentos de las fuerzas horizontales actuantes en el sistema, los cuales se contabilizan en la siguiente tabla:

TABULACIÓN DE FUERZAS Y MOMENTOS HORIZONTALES					
ELEMENTO	FACTOR DE CARGA, Γ	FUERZA (KN/m)	FUERZA FACTORADA (KN/m)	BRAZO (m)	MOMENTO (KN-m/m)
E_{AH}	1.50	295.56	443.35	3.35	1485.22
Σ		295.56	443.35		1485.22

Ahora debemos calcular la ubicación de la resultante en la dirección "X" del muro:

$$X_0 = \frac{\Sigma M_R - \Sigma M_A}{N} = \frac{\Sigma M_R - \Sigma M_A}{R_V}$$

$$X_0 = \frac{11036.60 - 1485.22}{2030.08} = 4.74 \text{ m}$$

Una vez calculada la posición de la fuerza resultante, procedemos a calcular la excentricidad que posee dicha fuerza:

$$e = \frac{B_L}{2} - X_0 = \frac{9.52}{2} - 4.74 = 0.02 \text{ m}$$

Esto significa que la carga está ubicada a la izquierda de la mitad del bloque. Dado que la excentricidad es muy pequeña, puede considerarse despreciable ($e \approx 0$). Entonces podemos afirmar que la resultante está actuando justo al centro de la base del bloque de suelo reforzado ($2X_0 \approx B_L$), haciendo que la carga de presión sea uniforme, tal como se muestra en la figura E4.15:

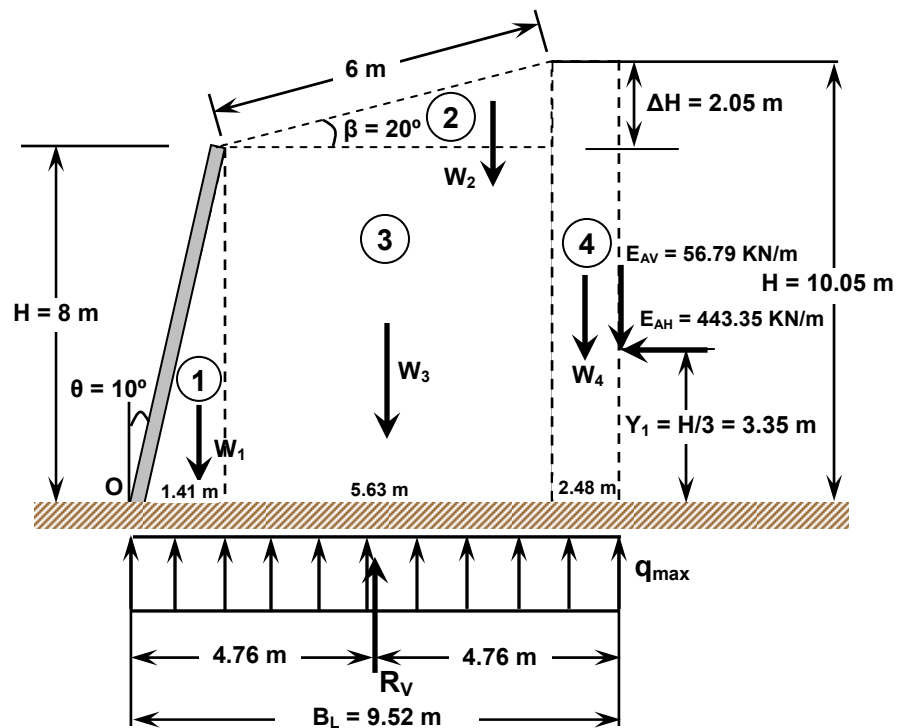


Figura E4.15. Ubicación de la fuerza resultante para análisis de estabilidad por capacidad de carga

Ahora debemos calcular la carga de presión máxima actuante en la base del muro, la cual se calcula de la siguiente manera:

$$q_{\max} = \frac{N}{B_L} = \frac{R_V}{B_L}$$

$$q_{\max} = \frac{2030.08}{9.52} = 213.24 \text{ KN/m}^2$$

Cálculo de capacidad de carga última

La capacidad de carga última se calcula mediante la siguiente expresión:

$$q_{ult} = cN_c s_c b_c i_c + \frac{1}{2} \gamma B_L N_\gamma s_\gamma b_\gamma i_\gamma + qN_q s_q b_q i_q$$

Ahora debemos definir cada uno de los factores que conforman la ecuación anterior, los cuales se enumeran a continuación:

Factores de capacidad de carga

Para un ángulo de fricción interna $\phi = 31^\circ$ y de acuerdo a la tabla 4.14, tenemos:

$$N_q = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \tan \phi} = 20.63$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi = 32.67$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \phi = 25.99$$

Factores de forma

Dado que los factores de forma están en función de la relación ancho del bloque/longitud del muro y considerando que la longitud es mayor que el ancho del bloque ($B_L/L \rightarrow 0$), entonces los factores tienen un valor de **1.0**

$$s_q = 1 + \frac{B_L}{L \tan \phi} = 1 + 0 = 1.0$$

$$s_c = 1 + \frac{B_L N_q}{L N_c} = 1 + 0 = 1.0$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B_L}{L} = 1 - 0 = 1.0$$

Factores de inclinación de la base

Estos factores están relacionados con la inclinación de la base del muro. Por lo tanto, considerando que la base no está inclinada ($\omega_2 = 0^\circ$), entonces los valores para dichos factores son **1.0**

$$b_q = b_\gamma = (1 - \omega_2 \tan \phi)^2 = 1 - 0 = 1.0$$

$$b_c = b_\gamma - \frac{(1 - b_\gamma)}{N_c \tan \phi} = 1 - 0 = 1.0$$

Factores por inclinación de la carga

Para encontrar estos factores, las cargas involucradas no deben estar factoradas. De acuerdo a esto tenemos:

$$\psi_1 = \tan^{-1} \left(\frac{E_{AH}}{R_V} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{295.56}{1502.52} \right) = 11.13^\circ$$

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\psi_1}{90^\circ} \right) = \left(1 - \frac{11.13^\circ}{90^\circ} \right) = 0.88$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\psi_1}{\phi} \right) = \left(1 - \frac{11.13^\circ}{31^\circ} \right) = 0.64$$

Considerando que los muros soil nailing tienen una profundidad de desplante muy pequeña, entonces el tercer término que conforma la ecuación general de capacidad de carga es cero, debido a que no se considera la contribución de la sobrecarga del suelo en dicha profundidad. De acuerdo a lo antes mencionado y a la definición de los factores, la ecuación de capacidad de carga última queda de la siguiente manera:

$$q_{ult} = cN_c s_c b_c i_c + \frac{1}{2} \gamma B_L N_\gamma s_\gamma b_\gamma i_\gamma$$

$$q_{ult} = (5)(32.67)(1.0)(1.0)(0.88) + \frac{1}{2}(18)(9.52)(25.99)(1.0)(1.0)(0.64) = 1568.91 \text{ KN/m}^2$$

Aplicando el factor de resistencia de diseño correspondiente al análisis de capacidad de carga $\Phi_q = 0.45$, tenemos:

$$\phi_q q_{ult} = (0.45)(1568.91) = 706.01 \text{ KN/m}^2$$

Por consiguiente:

$$q_{\max} < \phi_q q_{ult}$$

$$213.24 \text{ KN/m}^2 < 706.01 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{ok}$$

Dado que la capacidad de carga última de diseño del suelo es mayor que la presión máxima actuante, podemos confirmar que el muro es estable.

Estabilidad por volteo

Para evaluar la estabilidad por volteo, debe revisarse la excentricidad crítica de la resultante **e**, la cual ocurre cuando se utiliza un factor de carga para presión vertical de **1.0**, con excepción de la componente vertical del empuje activo (E_{AV}), la cual siempre será afectada por el valor de **1.50**. En la siguiente tabla se muestran las cargas con los nuevos factores aplicados.

TABULACIÓN DE FUERZAS Y MOMENTOS VERTICALES					
ELEMENTO	FACTOR DE CARGA, Γ	FUERZA (KN/m)	FUERZA FACTORADA (KN/m)	BRAZO (m)	MOMENTO (KN-m/m)
1	1.00	101.52	101.52	0.94	95.43
2	1.00	103.86	103.86	5.16	535.92
3	1.00	810.72	810.72	4.23	3429.35
4	1.00	448.56	448.56	8.28	3714.08
E_{AV}	1.50	37.86	56.79	9.52	540.64
Σ		1502.52	1521.45		8315.42

Los momentos de las fuerzas horizontales actuantes en el sistema se mantienen igual que en el análisis inicial y se contabilizan nuevamente en la siguiente tabla:

TABULACIÓN DE FUERZAS Y MOMENTOS HORIZONTALES					
ELEMENTO	FACTOR DE CARGA, Γ	FUERZA (KN/m)	FUERZA FACTORADA (KN/m)	BRAZO (m)	MOMENTO (KN-m/m)
E_{AH}	1.50	295.56	443.35	3.35	1485.22
Σ		295.56	443.35		1485.22

Ahora debemos calcular la ubicación de la resultante en la dirección “X” del muro:

$$X_0 = \frac{\Sigma M_R - \Sigma M_A}{N} = \frac{\Sigma M_R - \Sigma M_A}{R_V}$$
$$X_0 = \frac{8315.42 - 1485.22}{1521.45} = 4.49 \text{ m}$$

Ahora procedemos a calcular de nuevo la excentricidad, con la diferencia que esta debe ser menor que la cuarta parte del ancho del bloque de suelo reforzado (ver sección 11.6.3.3 de la AASHTO-LRFD y Byrne & Porterfield, 1998):

$$e = \frac{B_L}{2} - X_0 < \frac{B_L}{4}$$
$$e = \frac{B_L}{2} - X_0 = \frac{9.52}{2} - 4.49 = 0.27 \text{ m}$$
$$\frac{B_L}{4} = \frac{9.52}{4} = 2.38 \text{ m}$$
$$0.27 \text{ m} < 2.38 \text{ m} \Rightarrow \text{ok}$$

Entonces la resultante está dentro del medio central del ancho de la base del muro, por lo tanto, el sistema es estable contra el volteo.

REVISIÓN DEL VOLADIZO DEL MURO

Para la evaluación del voladizo bajo condición estática, bastará con revisar la pantalla inicial o temporal, debido a que es más crítica que la permanente y esto se debe a que la pantalla permanente es más robusta que la temporal, lo que infiere que es más resistente. Entonces, para el análisis se hará uso de los siguientes parámetros:

- 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, ϕ : 31°
- Ángulo de inclinación del paramento frontal, θ : 10°
- Ángulo de fricción entre la interfaz suelo-muro, δ : $2\phi/3 = 2(31^\circ)/3 = 20.67^\circ$
- Peso volumétrico del suelo, γ : 18 KN/m^3
- Cohesión del suelo, c : asumir 0 KN/m^2

- Altura del voladizo, H_f : **1.0 m**
- Separación Horizontal entre nails, S_H : **1.50 m**
- Separación vertical entre nails, S_V : **1.50 m**

Dado que las fuerzas que actúan son las generadas por la presión de tierras, utilizamos la teoría de Coulomb para calcular el coeficiente activo de presión de tierras:

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\theta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta)\text{sen}(\phi - \beta)}{\cos(\delta + \theta)\cos(\beta - \theta)}} \right]^2}$$

$$K_A = \frac{\cos^2(31^\circ - (-10^\circ))}{\cos^2(-10^\circ)\cos(-10^\circ + 20.67^\circ) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(31^\circ + 20.67^\circ)\text{sen}(31^\circ - 20^\circ)}{\cos(20.67^\circ + (-10^\circ))\cos(20^\circ - (-10^\circ))}} \right]^2}$$

$$K_A = 0.2966$$

Usando herramienta en Excel (Hoja de cálculo) $K_A = 0.2966$

Revisión del voladizo por cortante

Una vez evaluado el coeficiente K_A se debe calcular el empuje activo del suelo, basándose en la figura E4.16:

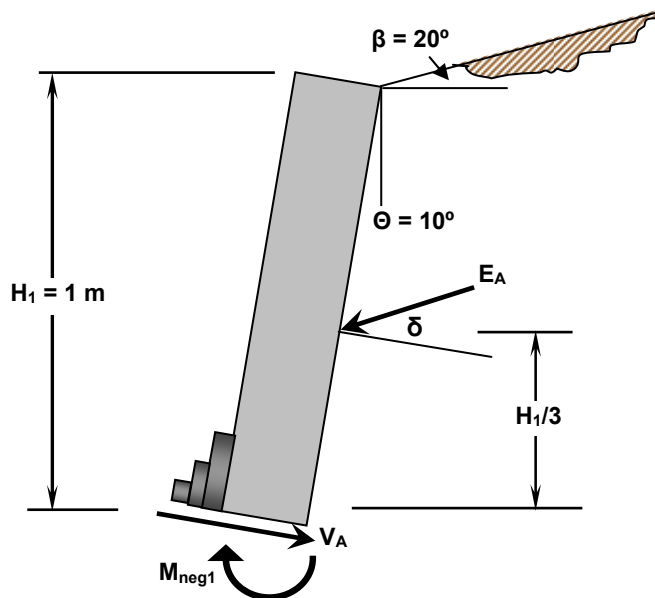


Figura E4.16. Fuerzas actuantes en el voladizo del muro.

Entonces, el empuje activo se calcula de la siguiente manera:

$$E_A = \frac{1}{2} K_A \gamma H_1^2 = \frac{1}{2} (0.2966)(18)(1.0)^2 = 2.67 \text{ KN/m}$$

Usando herramienta en Excel (Hoja de cálculo) $E_A = 2.67 \text{ KN/m}$

Dado que la pantalla está inclinada, para encontrar el cortante actuante bajo condiciones de servicio hacemos un equilibrio de fuerzas con la componente del empuje activo que está perpendicular a la longitud del voladizo:

$$V_A = E_A \cos \delta$$

$$V_A = (2.67) \cos(20.67^\circ) = 2.50 \text{ KN/m}$$

Usando herramienta en Excel (Hoja de cálculo) $V_A = 2.50 \text{ KN/m}$

Mayorizando el cortante de servicio en la pantalla de revestimiento con un factor de carga de presión activa de tierras $\Gamma_{EH} = 1.50$, tenemos:

$$\Gamma_{EH} V_A = (1.50)(2.50) = 3.75 \text{ KN/m}$$

Usando herramienta en Excel (Hoja de cálculo) $\Gamma_{EH} V_A = 3.75 \text{ KN/m}$

De acuerdo con la sección 5.8.3 de la AASHTO LRFD, la resistencia nominal al cortante proporcionada por la pantalla de revestimiento se calcula de la siguiente manera:

$$V_{nc} = 166 \sqrt{f'_c} d_e = 166 \sqrt{f'_c} (t_F / 2)$$

$$V_{nc} = 166 \sqrt{21} (0.100 / 2) = 38.04 \text{ KN/m}$$

Usando herramienta en Excel (Hoja de cálculo) $V_{nc} = 38.04 \text{ KN/m}$

Entonces, la resistencia permisible del concreto se calcula multiplicando la resistencia nominal del concreto por un factor de resistencia de cortante $\phi_s = 0.90$:

$$V_c = \phi_s V_{nc}$$

$$V_c = (0.90)(38.04) = 34.23 \text{ KN/m}$$

Usando herramienta en Excel (Hoja de cálculo) $V_c = 34.23 \text{ KN/m}$

Comparando el cortante actuante mayorizado y la resistencia permisible del concreto para resistir el cortante, tenemos que la sección de la pantalla resiste sin problemas las sollicitaciones de carga.

$$V_c > \Gamma_{EH} V_A$$

$$34.23 \text{ KN/m} > 3.75 \text{ KN/m} \Rightarrow \text{ok}$$

Revisión del voladizo por flexión

Para la revisión del voladizo por flexión bajo condición estática, nos remitimos a la figura anterior para calcular el momento de servicio actuante:

$$m_s = \frac{1}{3} \left(\frac{H_1}{\cos \theta} \right) V_A = \frac{1}{3} \left(\frac{H_1}{\cos \theta} \right) E_A \cos \delta$$

$$m_s = \frac{1}{3} \left(\frac{1.0}{\cos 10^\circ} \right) 2.50 = 0.846 \text{ KN.m/m}$$

Usando herramienta en Excel (Hoja de cálculo) $m_s = 0.846 \text{ KN-m/m}$

Entonces, el momento mayorizado se obtiene de multiplicar el momento bajo condiciones de servicio por el factor de carga por presión horizontal activa de tierras:

$$M_{neg1} = \Gamma_{EH} m_s$$

$$M_{neg1} = (1.50)(0.846) = 1.27 \text{ KN.m/m}$$

Usando herramienta en Excel (Hoja de cálculo) $M_{neg1} = 1.268 \text{ KN-m/m}$

El momento permisible está representado por el momento resistente alrededor de los nails, el cual es inducido en la evaluación del modo de falla por flexión (M_{neg}). Dicho momento deberá ser reducido por un factor de resistencia ϕ_f , tal como se muestra a continuación:

$$M_{neg} = 5.76 \text{ KN.m/m}$$

$$\phi_f M_{neg} = (0.90)(5.76) = 5.18 \text{ KN.m/m}$$

Usando herramienta en Excel (Hoja de cálculo) $M_{neg} = 5.19 \text{ KN-m/m}$

Entonces, comparando momentos, encontramos que:

$$\phi_f M_{neg} > M_{neg1}$$
$$5.18 \text{ KN.m/m} > 1.27 \text{ KN.m/m}$$

Dado que el momento permisible es mayor que el momento actuante en el voladizo del muro, el diseño de la pantalla por flexión es adecuado.

REVISIÓN DE DETALLES DEL ACERO DE REFUERZO EN PANTALLA TEMPORAL

Longitud de desarrollo de bastones para momento negativo

De acuerdo a la sección 5.11 de la AASHTO LRFD, para tramos cargados de manera uniforme, el momento es cero a **0.213** veces la longitud del claro (**0.213L_c**), medido desde los apoyos.

Ahora bien, se debe calcular una longitud adicional “**ℓ**”, la cual es medida a partir del punto en donde teóricamente ya no se necesitan los bastones. Esta distancia debe ser el mayor valor encontrado de la evaluación de los siguientes criterios:

- La profundidad del peralte efectivo, **d_e**

$$\ell = d_e = 0.05 \text{ m} = 50 \text{ mm}$$

- 15 veces el diámetro nominal de la barra

$$\ell = 15d_v = 15(0.0127) = 0.1905 \text{ m} = 190.5 \text{ mm}$$

- Un veinteavo de la luz libre del tramo entre apoyos

$$\ell = \frac{1}{20} L_c = \frac{1}{20} S_V = \frac{1}{20} (1.50) = 0.075 \text{ m} = 75 \text{ mm}$$

De los criterios anteriores, el mayor valor de **ℓ** es **190.5 mm**. Además de estos criterios, la sección 5.11.1.2.3 de la AASHTO LRFD establece que para barras para momento negativo también se debe cumplir con el siguiente criterio para **ℓ**:

- Un dieciseisavo de la luz libre del tramo entre apoyos

$$\ell = \frac{1}{16} L_c = \frac{1}{16} S_V = \frac{1}{16} (1.50) = 0.094 \text{ m} = 94 \text{ mm}$$

Claramente, el valor más alto sigue siendo $\ell = 190.5 \text{ mm}$, por lo tanto usar este último valor para el diseño.

Posteriormente debe encontrarse la distancia hasta donde los bastones no se necesitan y para ello debe calcularse el porcentaje de acero que los bastones representan de todo el acero de refuerzo en la cabeza del nail. Para esto hacemos uso de la siguiente expresión:

$$\frac{A_{sb}}{A_{s \text{ neg}}} = \frac{2(129)}{442.20} = 0.58$$

Este porcentaje es necesario para determinar a qué la longitud mínima dentro del valor de $0.213L_c$ (distancia en donde el momento es cero) está el momento que resisten los bastones:

$$\frac{A_{sb}}{A_{s \text{ neg}}} (0.213L_c) = \frac{A_{sb}}{A_{s \text{ neg}}} (0.213S_V) = 0.58[0.213(1500)] = 185.31 \text{ mm}$$

De acuerdo a lo anterior, la longitud de desarrollo de los bastones es la siguiente:

$$\ell_d = \frac{A_{sb}}{A_{s \text{ neg}}} (0.213L_c) + \ell$$

$$\ell_d = 185.31 + 190.5 = 375.81 \text{ mm} \approx 400 \text{ mm}$$

Una vez encontrada la longitud de desarrollo de los bastones, procedemos a encontrar la longitud total de los bastones:

$$L_{Tb} = 2 \left[\frac{A_{sb}}{A_{s \text{ neg}}} (0.213L_c) + \ell \right] = 2\ell_d$$

$$L_{Tb} = 2\ell_d = 2(400) = 800 \text{ mm}$$

Puede optarse por correr los bastones en la dirección vertical, aunque solo **80 cm** sean los requeridos por el diseño. Constructivamente puede representar una ventaja correr los bastones, porque así se pueden aprovechar las longitudes completas de las barras y darle una mejor continuidad al acero de refuerzo. Por otro lado, se acostumbra a que

en la dirección horizontal los bastones se corran a lo largo de toda la longitud del muro. Sin embargo, si no se desea eso, entonces los bastones se deberán cortar con una longitud de **80 cm**.

Longitud de empalme de los bastones de acero de refuerzo

Cuando los bastones tienen longitudes insuficientes como para traslaparse (cuando $L_{Tb} < S_V$ ó S_H) entonces no es necesario calcular las longitudes de empalme. Sin embargo, si desea correrse en ambas direcciones, la AASHTO provee lineamientos correspondientes a este apartado, tomando en cuenta que la longitud de empalme nunca deberá ser menor de **30 cm**.

Generalmente, en muros tipo soil nailing se utiliza un empalme tipo **C**. dicho empalme equivale a **1.70** veces la longitud de anclaje básica, la cual se calcula como:

$$\ell_{db} = \frac{0.02A_{sb}f_y}{\sqrt{f'_c}} \geq 0.06d_vf_y$$
$$\frac{0.02A_{sb}f_y}{\sqrt{f'_c}} = \frac{0.02(129)(420)}{\sqrt{21}} = 236.46 \text{ mm}$$
$$0.06d_vf_y = 0.06(12.7)(420) = 320.04 \text{ mm}$$
$$\ell_{db} = \frac{0.02A_{sb}f_y}{\sqrt{f'_c}} < 0.06d_vf_y$$
$$236.46 \text{ mm} < 320.04 \text{ mm}$$

Para este caso, se deberá usarse un valor de $\ell_{db} = \mathbf{320.04 \text{ mm}}$.

Entonces, la longitud de empalme queda definida de la siguiente manera:

$$\ell_e = 1.70\ell_{db} = 1.70(320.04) = 544.0 \text{ mm} \approx 600 \text{ mm}$$

Longitud de empalme de la malla de alambre electro-soldado

Según la sección 5.11.6.2 de AASHTO LRFD, la longitud de empalme de la malla de alambre electro-soldado deberá ser igual o mayor al máximo valor de los siguientes criterios:

- 150 mm
- La suma de la separación entre alambres (S_w) más 50 mm
 $S_w + 50 = 152 + 50 = 202 \text{ mm}$
- 1.50 veces la longitud de desarrollo de la malla, la cual se obtiene con la siguiente ecuación:

$$\ell_d = 3.24 \left(\frac{A_w f_y}{S_w \sqrt{f'_c}} \right)$$
$$\ell_d = 3.24 \left[\frac{(18.7)(420)}{(152)\sqrt{21}} \right] = 36.53 \text{ mm}$$
$$1.50 \ell_d = 1.50(36.53) = 54.80 \text{ mm}$$

De acuerdo a los resultados anteriores, usar un valor mínimo de longitud de empalme de **200 mm** para la malla de alambre. En muchos casos, se recomienda utilizar un valor mínimo de **300 mm** por aspectos de facilidad constructiva. Entonces, en nuestro caso se usarán **300 mm** de empalme para la malla.

REVISIÓN DE DETALLES DEL ACERO DE REFUERZO EN PANTALLA PERMANENTE

Longitud de desarrollo de barras de refuerzo principal

Para la pantalla permanente de concreto lanzado, el acero de refuerzo se correrá en ambas direcciones, por lo que no es necesario calcular las longitudes de desarrollo de las barras.

Longitud de empalme de barras de acero de refuerzo principal

En cuanto al empalme entre barras de acero de refuerzo, considerando que las barras son **N°13M** (N° 4 en Sistema Inglés), puede utilizarse la longitud calculada para los bastones de la pantalla temporal, ya que son del mismo diámetro nominal y de la misma resistencia a la fluencia.

$$\ell_e = 600 \text{ mm}$$

Recubrimiento para la pantalla permanente en su parte expuesta

$$\text{recubrimiento} = t_F - L_{pe} - t_p \geq 50 \text{ mm}$$

$$\text{recubrimiento} = 180 - 102 - 25 = 53 \text{ mm} > 50 \text{ mm} \Rightarrow \text{ok}$$

Recubrimiento entre acero de pantalla permanente y la pantalla temporal

$$\text{recubrimiento} = \frac{t_F}{2} - d_v \geq 38 \text{ mm}$$

$$\text{recubrimiento} = \frac{180}{2} - 12.7 = 77.3 \text{ mm} > 38 \text{ mm} \Rightarrow \text{ok}$$

Para propósitos de protección contra la corrosión, el acero de refuerzo de la pantalla permanente debe estar a **75 mm** del suelo. En nuestro caso, la pantalla temporal de espesor **100 mm** provee una protección adecuada al acero de refuerzo de la pantalla permanente.

REVISIÓN DE CRITERIOS DE SERVICIO Y DESEMPEÑO DEL MURO

Distribución del acero de refuerzo en el voladizo de la pantalla permanente para control de fisuración en el concreto

El acero de refuerzo de la pantalla permanente debe estar distribuido de tal forma que el esfuerzo en el mismo no exceda el calculado por la siguiente expresión:

$$F_s = \frac{z_c}{(d_c A_E)^{1/3}} \leq 0.6 f_y$$

Para nuestro caso, el muro se considera que actúa en condiciones de exposición entre moderada y bajamente severa, por lo tanto un valor de $z_c = 26,000 \text{ KN/m}$ será utilizado. El valor de d_c no será mayor de **50 mm**:

El valor de A_E se calcula de la siguiente manera:

$$A_E = \frac{(t_F/2)b}{(A_{s\text{total}}/A_v)} = \frac{(t_F/2)S_H}{(A_{s\text{total}}/A_v)}$$
$$A_E = \frac{(90)(1500)}{\left[\frac{(645)}{(129)} \right]} = 27000 \text{ mm}^2 = 0.027 \text{ m}^2$$

Entonces, el esfuerzo de tensión en el acero esperado bajo cargas de servicio queda así:

$$F_s = \frac{z_c}{(d_c A_E)^{1/3}} \leq 0.6 f_y$$

$$F_s = \frac{26000}{[(50)(27000)]^{1/3}} = 235.25 \text{ MPa}$$

$$0.6 f_y = 0.6(420) = 252 \text{ MPa}$$

$$F_s = \frac{z_c}{(d_c A_E)^{1/3}} < 0.6 f_y = 235.25 \text{ MPa} < 252 \text{ MPa} \Rightarrow \text{ok}$$

Ahora debemos encontrar el esfuerzo de tensión actuante en el acero, producto de las cargas bajo condiciones de servicio en el voladizo del muro. Para ello debemos encontrar los parámetros correspondientes al análisis de una sección fisurada de concreto reforzado.

Entonces iniciamos con el cálculo del valor de la distancia del eje neutro de la sección, k_1 :

$$k_1 = \sqrt{(\rho n_E)^2 + 2\rho n_E} - \rho n_E$$

En donde se debe encontrar el porcentaje de acero de refuerzo y para ello se debe definir el área de acero presente en la sección ($A_{st} = 645 \text{ mm}^2$), la cual está conformada por barras **N°13**, con un área nominal de barra de **129 mm²**. El peralte efectivo, como ya se sabe, se asume al centro de la sección ($t_f/2$)

$$\rho = \frac{A_s}{bd_e} = \frac{645}{(1500)(90)} = 0.0048$$

Además, debemos encontrar el valor de la relación de módulos de elasticidad, n_E , considerando que el valor del módulo de elasticidad del acero, E_e es **200,000 MPa** y el del concreto E_c equivale a **4800√f'_c**.

$$n_E = \frac{E_e}{E_c} = \frac{200000}{4800\sqrt{f'_c}} = \frac{200000}{4800\sqrt{21}} = 9.09$$

Sustituyendo para k_1 , tenemos:

$$k_1 = \sqrt{(\rho n_E)^2 + 2\rho n_E} - \rho n_E$$
$$k_1 = \sqrt{[(0.0048)(9.09)]^2 + 2(0.0048)(9.09)} - (0.0048)(9.09) = 0.255$$

Ahora encontramos el valor de j , que representa el brazo de palanca entre la fuerza de compresión en el concreto y la fuerza de tensión en el acero:

$$j = 1 - \frac{1}{3}k_1 = 1 - \frac{1}{3}(0.255) = 0.915$$

Entonces, el esfuerzo actuante en el acero por cargas bajo condiciones de servicio es el siguiente:

$$f_s = \frac{m_s b}{A_{s\text{total}} j d_e} = \frac{m_s S_H}{A_{s\text{total}} j d_e}$$

Para ello, el momento de servicio es el calculado en la revisión del voladizo, cuyo valor fue $m_s = 0.846 \text{ KN-m/m} = 846,000 \text{ N.mm/m}$.

Sustituyendo para f_s , tenemos:

$$f_s = \frac{(846000)(1.50)}{(645)(0.915)(90)} = 23.89 \text{ MPa}$$

$$f_s < F_s$$

$$23.89 \text{ MPa} < 235.25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{ok}$$

Dado que el esfuerzo actuante por condiciones de servicio es menor que el esfuerzo esperado por las mismas condiciones, entonces el diseño está adecuado.

Cálculo de desplazamientos del muro

Para muros soil nailing construidos en suelos arenosos, puede esperarse que los desplazamientos máximos verticales y horizontales en la parte superior del muro sean aproximadamente los siguientes:

$$\delta_H = \delta_V = \frac{2H}{1000}$$
$$\delta_H = \delta_V = \frac{2(8)}{1000} = 0.016 \text{ m} = 16 \text{ mm}$$

Los desplazamientos no deben exceder el máximo valor permitido, el cual se define como:

$$\delta_{\max} = 0.005H$$
$$\delta_{\max} = 0.005(8) = 0.04 \text{ m} = 40 \text{ mm}$$

$$\delta_H < \delta_{\max}$$
$$16 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \Rightarrow \text{ok}$$
$$\delta_V < \delta_{\max}$$
$$16 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \Rightarrow \text{ok}$$

Ahora es necesario conocer la distancia horizontal que estará influenciada por las deformaciones, la cual se calcula de la siguiente forma:

$$D_H = H\kappa(1 - \tan \theta)$$

En donde el coeficiente de amortiguación de un suelo arenoso, κ tiene un valor de **1.25**. La altura del muro es **8 m** y el ángulo de inclinación de la pantalla es **10°**. Con los datos anteriores, tenemos:

$$D_H = (8)(1.25)(1 - \tan 10^\circ) = 8.24 \text{ m}$$

Si se realizara alguna construcción sobre la corona o cresta del suelo reforzado, se recomienda que se ubique después de dicha distancia horizontal, para evitar problemas de asentamientos en las estructuras.

Juntas de contracción y expansión para pantalla permanente

Se utilizarán juntas de contracción a cada **5 m**, con un chaflán de **20 mm** de ancho y una profundidad de **40 mm**. Las juntas de expansión se colocarán a cada **20 m**, con un

chaflán de **20 mm** de ancho, de profundidad igual al espesor de la pantalla permanente y será rellena con material compresible.

REVISIÓN DEL MURO BAJO CONDICIONES SÍSMICAS

EVALUACIÓN DE LOS MODOS DE FALLA EN LA PANTALLA DE REVESTIMIENTO BAJO CONDICIÓN SÍSMICA

Para la evaluación de los modos de falla en la pantalla de revestimiento (solamente en la pantalla permanente) bajo condición sísmica se usarán los datos nominales obtenidos en la evaluación bajo condición estática, exceptuando que ahora el valor del factor de resistencia (ϕ_f , ϕ_s y ϕ_t) para todos los modos de falla es **1.00**.

RESUMEN DE EVALUACIÓN DE MODOS DE FALLA EN PANTALLA PERMANENTE		
MODO DE FALLA	RESISTENCIA EN CABEZA DEL NAIL (KN)	RESISTENCIA DE DISEÑO EN CABEZA DEL NAIL (KN)
FLEXIÓN	245.44	245.44
PUNZONAMIENTO	131.18	131.18
TENSIÓN EN PERNOS	650.29	650.29

De la tabla anterior 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:

$$T_F = 131.18 \text{ KN}$$

La comparación entre la carga mínima que soporta la cabeza del clavo y la resistencia mínima de diseño obtenida de los modos de falla no puede realizarse, debido a que no solamente están involucradas cargas de servicio. Por lo tanto, este criterio no aplica para condiciones sísmicas.

REVISION 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 ultima del suelo (c_u)	=	5.0 KN/m ²
Peso volumétrico del suelo (γ)	=	18.0 KN/m ³
Extracción ultima 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 4.7)

$$Q = \phi_Q Q_e = (0.8)(42.41) = 33.93 \text{ KN / m}$$

- 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 4.7) entonces:

$$T_N = \phi_N T_{NN} = \phi_N A_s f_y = (1.0)(510)(0.420) = 214.2 \text{ KN}$$

- 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

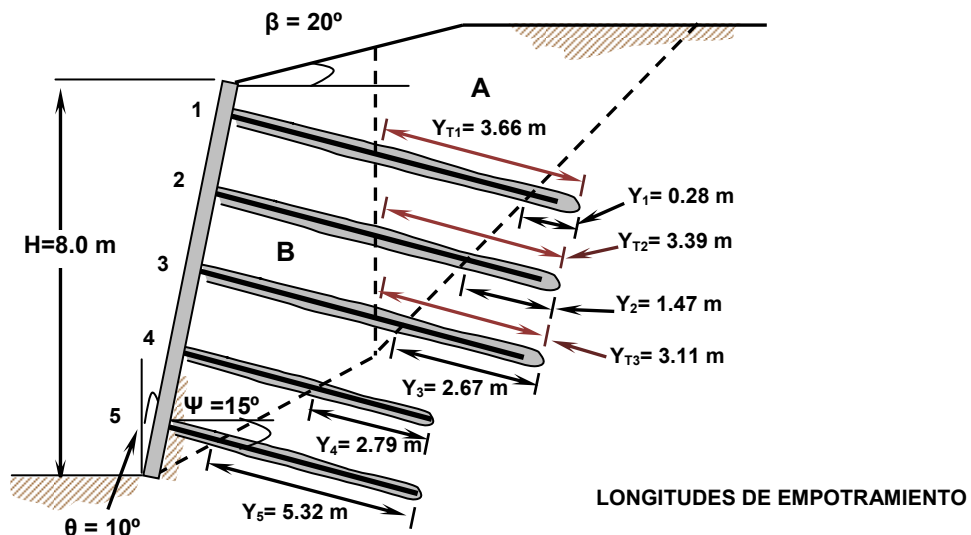


Figura E4.17. Superficie de falla bilineal crítica obtenida de estabilidad global bajo condición sísmica

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 E4.17.

- 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:

$$X = T_F + Q(x) \quad \text{si } X = T_N \Rightarrow x = \frac{T_N - T_F}{Q} = \frac{214.2 - 131.18}{33.93} = 3.24\text{m}$$

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 E4.18:

$$Y = Q(y) \quad \text{si } Y = T_N \Rightarrow y = \frac{T_N}{Q} = \frac{214.2}{33.93} = 6.31\text{m}$$

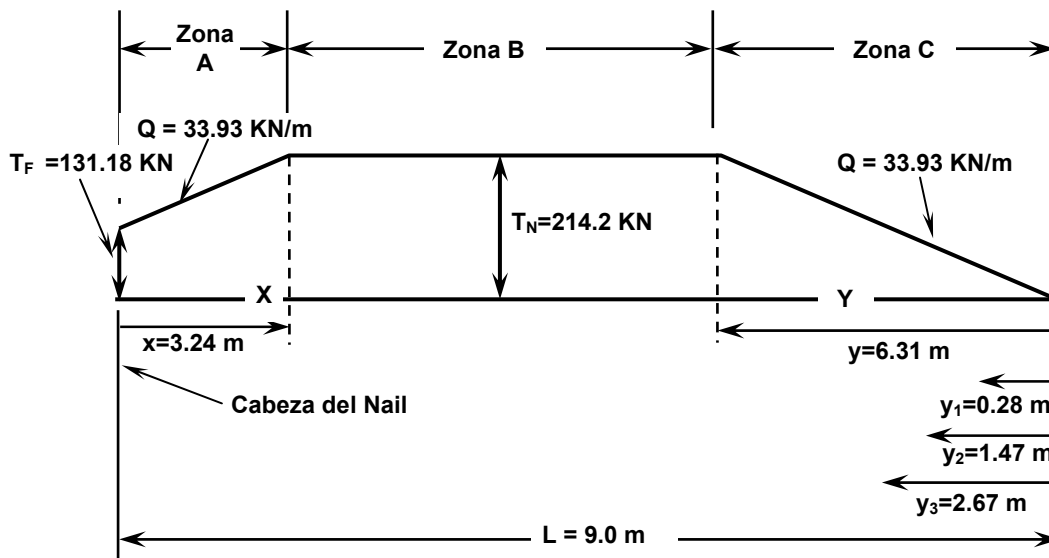


Figura E4.18. Diagrama de contribución de resistencias en el nail de 9 metros bajo condición sísmica

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:

$$T_A = \frac{\Sigma Y}{S_H} = \frac{149.97}{1.5} = 99.98 \text{ KN/m}$$

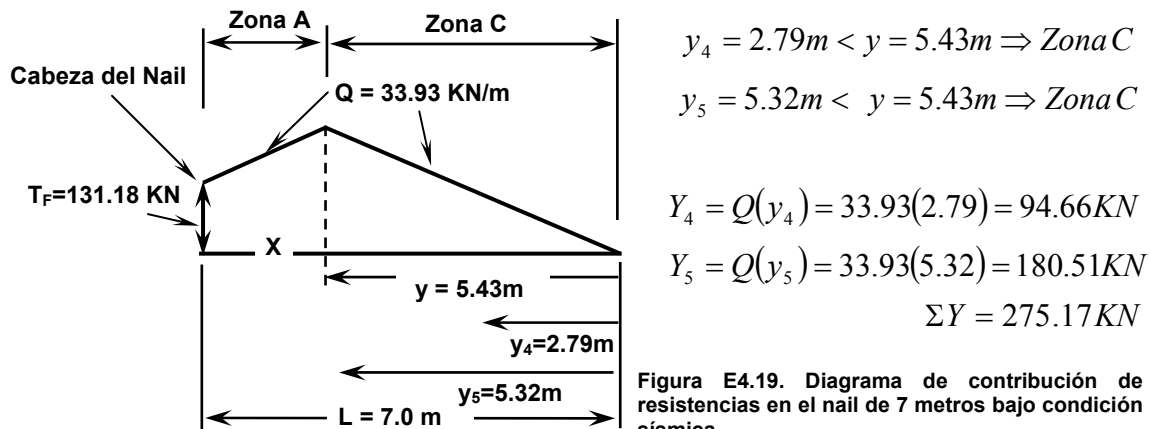
Cálculo de la contribución de la resistencia de la superficie de falla "B".

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 $L = 7.0 \text{ m}$ 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.

$$T_F + Q(x) = -Q(x - 7) \Rightarrow x = \frac{7Q - T_F}{2Q} = \frac{7(33.93) - 118.07}{2(33.93)} = 1.57 \text{ m}$$

$$\text{Por lo tanto: } y = 7 \text{ m} - 1.57 \text{ m} = 5.43 \text{ m}$$

La contribución de la resistencia en la falla "B" se calcula como sigue (ver figura E4.19):



Donde la contribución a la tensión en la falla "B" se determina como:

$$T_B = \frac{\Sigma Y}{S_H} = \frac{275.17}{1.5} = 183.45 \text{ KN/m}$$

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 E4.17), son menores que $y = 5.43 \text{ m}$ entonces se debe utilizar la ecuación de la zona "C" como se muestra:

$$Y_{T1} = Q(y_{T1}) = 33.93(3.66) = 124.18 \text{ KN}$$

$$Y_{T2} = Q(y_{T2}) = 33.93(3.39) = 115.02 \text{ KN}$$

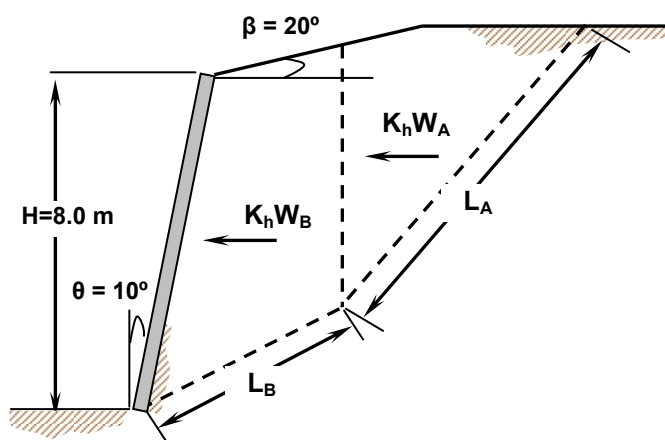
$$Y_{T3} = Q(y_{T3}) = 33.93(3.11) = 105.52 \text{ KN}$$

$$\Sigma Y = 344.72 \text{ KN}$$

Por lo tanto, la contribución a la tensión en la interfaz de los bloques A y B, se determina como:

$$T = \frac{\Sigma Y}{S_H} = \frac{344.72}{1.5} = 229.81 \text{ KN/m}$$

Configuración y datos de bloques de falla (ver figura E4.20)



DATOS DEL BLOQUE A:

- $\alpha_A = 40.0^\circ$
- $L_A = 12.5 \text{ m}$
- $A_A = 38.49 \text{ m}^2$
- $W_A = A_B (\gamma) = (38.49)(18.0)$
 $= 692.82 \text{ KN/m}$
- $T_A = 99.98 \text{ KN/m}$

DATOS DEL BLOQUE B:

- $\alpha_B = 17.4^\circ$
- $L_B = 6.7 \text{ m}$
- $A_B = 43.60 \text{ m}^2$
- $W_B = A_B (\gamma) = (43.60)(18.0)$
 $= 784.8 \text{ KN/m}$
- $T_B = 183.45 \text{ KN/m}$

Figura E4.20. Datos de geometría de superficie de falla bajo condición sísmica

• **Cálculo de la relación de fuerzas resistentes y fuerzas actuantes (R/L)**

De teoría, para la condición sísmica $\Phi_\phi = 1.0$:

$$\phi_g = \tan^{-1}\left(\frac{\phi_\phi \tan \phi}{(R/L)}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{1.0 \tan(31)}{(R/L)}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{0.6}{(R/L)}\right)$$

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:

$$M = \left[1 + \tan(\zeta) \tan(\alpha_A - \phi_g) \right] \left[\begin{array}{l} \left\{ -\Gamma_w W_B - (T_B + T) \text{sen}(\psi) + \frac{\phi_c c_u L_B \text{sen}(\alpha_B)}{(R/L)} \right\} \tan(\alpha_B - \phi_g) \\ + (T_B + T) \cos(\psi) + \frac{\phi_c c_u L_B \cos(\alpha_B)}{(R/L)} - k_h W_B \end{array} \right]$$

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:

$$M = \left[\begin{array}{l} \left\{ -(1.0)(784.8) - (183.45 + 229.81) \text{sen}(15^\circ) + \frac{(1.0)(5.0)(6.7) \text{sen}(17.4^\circ)}{(R/L)} \right\} \times \\ \tan\left(17.4^\circ - \tan^{-1}\left(\frac{0.6}{(R/L)}\right)\right) + (183.45 + 229.81) \cos(15) + \frac{(1.0)(5.0)(6.7) \cos(17.4^\circ)}{(R/L)} \\ - 0.16(784.4) \end{array} \right]$$

El otro término de la ecuación de estabilidad global "**N**" es como sigue:

$$N = \left[1 + \tan(\zeta) \tan(\alpha_B - \phi_g) \right] \left[\begin{array}{l} \left\{ \Gamma_w W_A + (T_A - T) \text{sen}(\psi) - \frac{\phi_c c_u L_A \text{sen}(\alpha_A)}{(R/L)} \right\} \tan(\alpha_A - \phi_g) \\ - (T_A - T) \cos(\psi) - \frac{\phi_c c_u L_A \cos(\alpha_A)}{(R/L)} + k_h W_A \end{array} \right]$$

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 $k_h = 0.16$, 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:

$$\begin{aligned} & \left[\frac{-296.24(R/L)^2 + 570.28(R/L) - 6.01}{(R/L) + 0.188} \right] + 174.23(R/L) + 79.85 = \\ & = \left[\frac{538.98(R/L)^2 - 419.15(R/L) + 24.1}{(R/L) + 0.5035} \right] \end{aligned}$$

Resolviendo la ecuación anterior para la relación **(R/L)** para la condición estática, obtenemos:

$$(R/L) = 1.388 \geq 1.01 \quad OK$$

Usando herramienta en Excel (Hoja de cálculo) $R/L = 1.39$

La configuración del sistema de muro Soil Nailing para la condición sísmica es bastante adecuada para los requerimientos de la FHWA.

EVALUACIÓN DE LOS MODOS DE FALLA EXTERNA DEL SISTEMA BAJO CONDICIÓN SÍSMICA

Para calcular si el sistema propuesto del soil nailing es estable por deslizamiento y por capacidad de carga en condiciones sísmicas, debemos utilizar la geometría del muro

que se utilizó en la condición estática. Cabe mencionar que para esta condición ya no calcularemos el empuje para condición estática porque ya fue determinado anteriormente. Por lo tanto, los datos solamente serán retomados para completar el análisis.

Estabilidad por deslizamiento

Para la estabilidad por deslizamiento en condiciones sísmicas debemos considerar la figura E4.21:

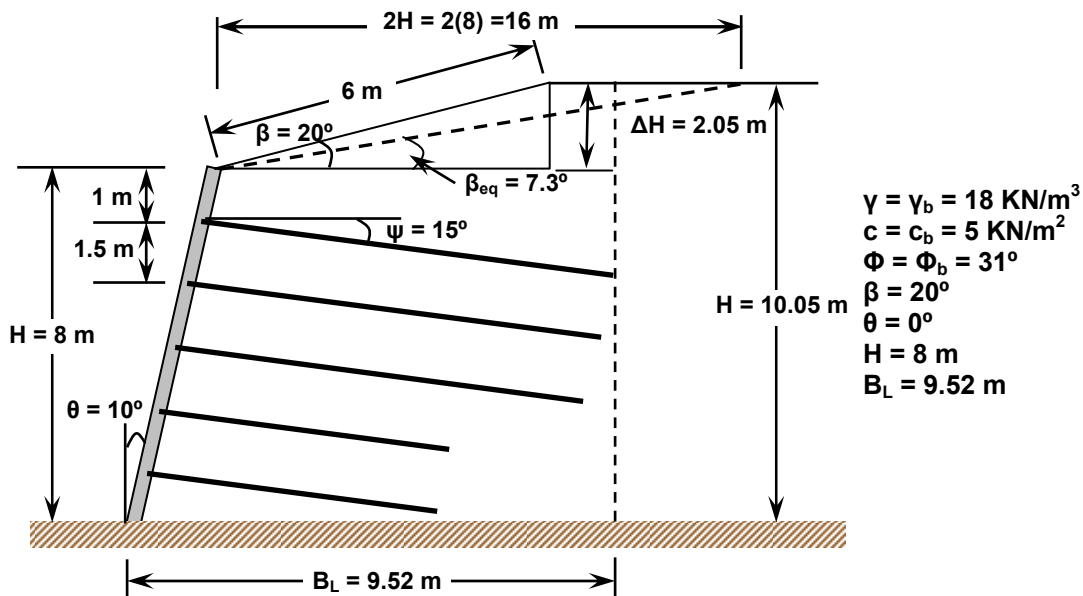


Figura E4.21. Geometría a utilizar en el análisis de estabilidad por deslizamiento bajo condición sísmica

Utilizaremos el ancho del bloque y el nuevo ángulo de inclinación de la cresta del muro y del empuje de tierras ($\delta = \beta_{eq} = 7.30^\circ$) que se obtuvieron en la condición estática. Además, consideraremos un coeficiente sísmico horizontal $k_h = 0.16$ y un coeficiente sísmico vertical $k_v = 0.0$, ambos correspondientes a la **zona I** del territorio Nacional.

Teniendo esos parámetros, calcularemos el ángulo que relaciona ambos coeficientes sísmicos ω_1 de la manera que sigue:

$$\omega_1 = \tan^{-1}\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{0.16}{1 - 0}\right) = 9.09^\circ$$

Ahora, procedemos a calcular el coeficiente activo de presión de tierras que combina los efectos del empuje de suelos gravitacional y el empuje de suelo sísmico, K_{AE} por medio de la teoría de Mononobe-Okabe, que es una extensión de la teoría de Coulomb. Es importante destacar que aunque la pantalla tiene una inclinación de 10° , para el análisis de deslizamiento, las presiones actúan detrás del bloque de suelo reforzado, en una línea vertical definida por el ancho del bloque B_L . Por lo tanto, el ángulo θ a utilizar es cero. Nuevamente realizamos el análisis sin incluir el componente cohesivo del suelo ($c = 0 \text{ KN/m}^2$):

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \omega_1 - \theta)}{\cos \omega_1 \cos^2 \theta \cos(\theta + \delta + \omega_1) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \omega_1 - \beta)}{\cos(\delta + \theta + \omega_1) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2}$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(31 - 9.09 - 0)}{\cos 9.09 \cos^2 0 \cos(0 + 7.3 + 9.09) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(31 + 7.3) \text{sen}(31 - 9.09 - 7.3)}{\cos(7.3 + 0 + 9.09) \cos(7.3 - 0)}} \right]^2}$$

$$K_{AE} = 0.4601$$

Entonces, para calcular el empuje activo combinado E_{AE} , tomamos en cuenta la siguiente expresión:

$$E_{AE} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{AE} (1 - k_v) \left\{ 1 + \frac{2q_s}{\gamma H} \left[\frac{\cos \theta}{\cos(\beta - \theta)} \right] \right\}$$

Dado que no consideramos ninguna sobrecarga, el término entre las llaves es cero, conllevando a lo siguiente:

$$E_{AE} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{AE} (1 - k_v) = \frac{1}{2} (18)(8 + 2.05)^2 (0.4601)(1 - 0.0) = 418.24 \text{ KN/m}$$

Ahora debemos encontrar el empuje debido al sismo, E_E y para ello retomaremos el valor del empuje del suelo bajo condición estática E_A , cuyo valor fue el siguiente:

$$E_A = 297.98 \text{ KN/m}$$

Considerando que el empuje combinado representa la suma de ambos efectos, entonces el empuje sísmico se obtiene de la manera siguiente:

$$E_{AE} = E_A + E_E \Rightarrow E_E = E_{AE} - E_A$$
$$E_E = E_{AE} - E_A = 418.24 - 297.98 = 120.26 \text{ KN/m}$$

Retomando el empuje activo estático actuante mayorizado, tenemos:

$$\Gamma_{EH} E_A = (1.50)(297.98) = 446.97 \text{ KN/m}$$

También debemos aplicarle un factor de carga al empuje sísmico, el cual es $\Gamma_{EQ} = 1.0$:

$$\Gamma_{EQ} E_E = (1.00)(120.26) = 120.26 \text{ KN/m}$$

Las componentes horizontal y vertical del empuje activo estático calculadas para el análisis por deslizamiento bajo condiciones estáticas quedaron de la siguiente manera:

$$E_{AH} = E_A \cos \delta = 446.97 \cos 7.3^\circ = 443.35 \text{ KN/m}$$
$$E_{AV} = E_A \sin \delta = 446.97 \sin 7.3^\circ = 56.79 \text{ KN/m}$$

Las componentes horizontal y vertical del empuje sísmico o dinámico se calculan de la misma manera:

$$E_{EH} = E_E \cos \delta = 120.26 \cos 7.3^\circ = 119.29 \text{ KN/m}$$
$$E_{EV} = E_E \sin \delta = 120.26 \sin 7.3^\circ = 15.28 \text{ KN/m}$$

Una vez definidos los empujes, se procede a retomar todas las fuerzas en la dirección vertical que contribuyen a las fuerzas de fricción para resistir la acción del deslizamiento, las cuales fueron definidas anteriormente en la condición estática. También es importante mencionar que dentro de las fuerzas que contribuyen al deslizamiento deben incorporarse las fuerzas inerciales generadas por el sismo en la masa de suelo reforzado. Dichas fuerzas se obtienen de multiplicar la aceleración del

suelo (representada por el coeficiente sísmico horizontal, k_h) por la masa o peso del mismo. En la figura E4.22 se observan las fuerzas verticales y las fuerzas horizontales que ejercen la acción del deslizamiento, en donde son incorporadas al sistema las fuerzas inerciales:

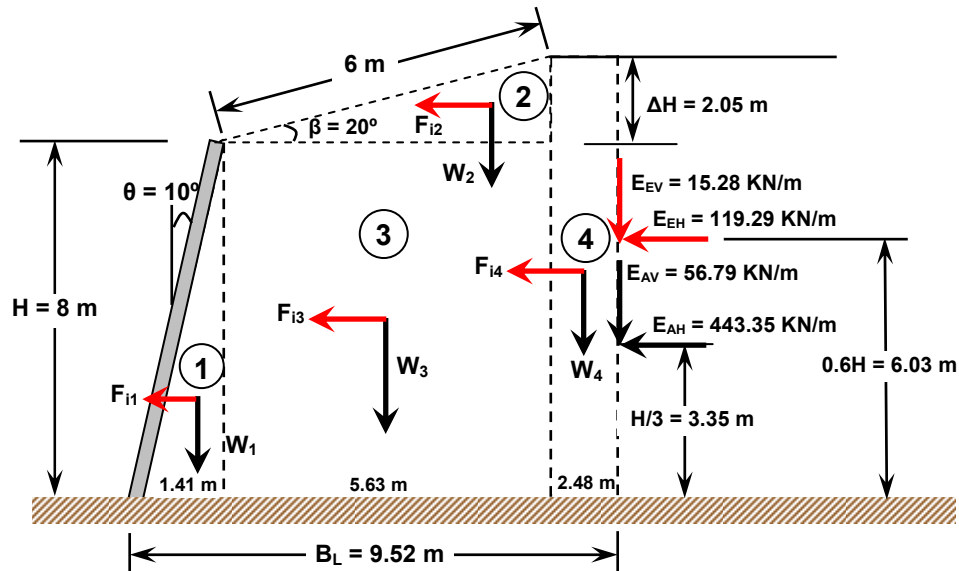


Figura E4.22. Figuras geométricas regulares, sus pesos y fuerzas inerciales.

Algo importante de destacar es que para el deslizamiento, a las fuerzas verticales que contribuyen a las fuerzas resistentes (fricción, cohesión) no se les debe aplicar el factor de carga mayorizador, excepto a la componente vertical del empuje activo estático de suelo E_{AV} , al empuje dinámico sísmico E_{EV} y a las fuerzas inerciales aunque el factor de carga para sismo sea **1.00**.

Como ya se mencionó antes, las fuerzas del peso se calculan multiplicando el peso volumétrico de la masa de suelo que está retenido por el área que conforma dicha masa ($\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$). En la siguiente tabla se muestran los cálculos realizados para encontrar las fuerzas verticales.

TABULACIÓN DE FUERZAS VERTICALES ACTUANTES EN EL SISTEMA		
ELEMENTO	ÁREA DE ELEMENTO, A (m ²)	PESO DE ELEMENTO, W = γA (KN/m)
1	5.64	101.52
2	5.77	103.86
3	45.04	810.72
4	24.92	448.56
5	-----	E _{AV} = 56.79
6	-----	E _{EV} = 15.28
Σ		1536.73

De acuerdo a lo anterior, la sumatoria de fuerzas verticales (R_V) considerando la acción del sismo, queda definida de la siguiente manera:

$$R_V = W_1 + W_2 + W_3 + W_4 + E_{AV} \text{sen} \delta + E_{EV} \text{sen} \delta = 1536.73 \text{ KN/m}$$

Una vez calculada la sumatoria de fuerzas verticales, debemos calcular las fuerzas resistentes del sistema, que consisten en la cohesión del suelo de la base en donde está apoyado el sistema soil nailing ($c_b = c = 5 \text{ KN/m}^2$ y $\phi_b = \phi = 31^\circ$). Además de la cohesión y el ángulo de fricción interna, las fuerzas verticales juegan un papel muy importante dentro de la resistencia al deslizamiento, tal como lo demuestra la siguiente expresión:

$$FR = k' c_b B_L + N \tan \phi_b = k' c_b B_L + (R_V) \tan \phi_b$$

El valor de k' , para este caso, se tomará de **1/2**, con el fin de reducir de forma conservadora la cohesión del suelo de la base y el valor de B_L no es más que el ancho del bloque de suelo, previamente definido. Entonces, de acuerdo a esto, tenemos:

$$FR = \left(\frac{1}{2}\right)(5)(9.52) + (1536.73) \tan 31^\circ = 947.16 \text{ KN/m}$$

Entonces, ahora aplicamos un factor de reducción ϕ_d a las fuerzas resistentes de **1.0**, debido a que el deslizamiento ocurre bajo condiciones de sismo y también a que la fricción se da entre dos superficies de suelo.

$$\phi_d FR = (1.0)(947.16) = 947.16 \text{ KN/m}$$

Ahora debemos comparar estas fuerzas resistentes con las fuerzas actuantes, que para nuestro caso, están conformadas por la componente horizontal mayorizada del empuje activo estático de tierras E_{AH} , la componente horizontal del empuje sísmico E_{EH} y las fuerzas inerciales actuantes en la masa del suelo debido a la acción del sismo con un factor de carga de **1.00**, F_i . Dichas fuerzas se muestran en la siguiente tabla:

TABULACIÓN DE FUERZAS HORIZONTALES ACTUANTES EN EL SISTEMA		
ELEMENTO	PESO DE ELEMENTO, W (KN/m)	FUERZAS HORIZONTALES
1	101.52	16.24
2	103.86	16.62
3	810.72	129.72
4	448.56	71.77
5	-----	$E_{AH} = 443.35$
6	-----	$E_{EH} = 119.29$
Σ		796.99

Las fuerzas actuantes se calcularon de la siguiente forma:

$$FA = E_{AH} + E_{EH} + F_{i1} + F_{i2} + F_{i3} + F_{i4} = 796.99 \text{ KN/m}$$

$$FA < \phi_d FR$$

$$796.99 \text{ KN/m} < 947.16 \text{ KN/m} \Rightarrow \text{ok}$$

Como conclusión, podemos afirmar que el sistema es adecuado para resistir las acciones de deslizamiento bajo condiciones sísmicas.

Estabilidad por capacidad de carga

Para el análisis de estabilidad del sistema por capacidad de carga, haremos uso de las condiciones geométricas definidas para el análisis de estabilidad por deslizamiento, tal como se muestra en la figura E4.23:

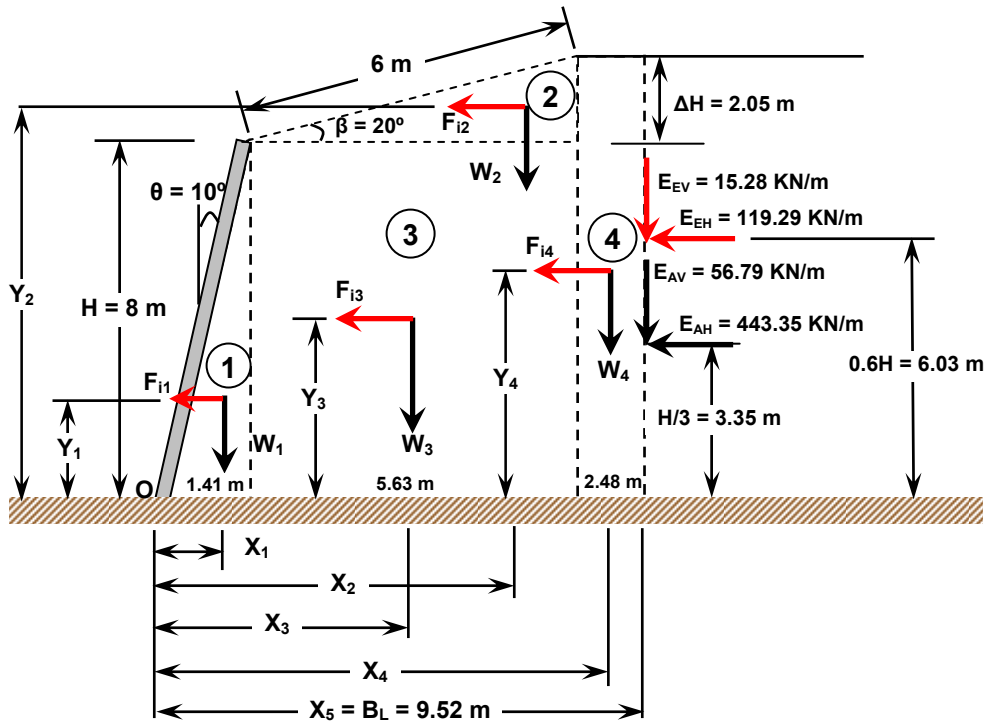


Figura E4.23. Condiciones geométricas y de carga para análisis de capacidad de carga bajo condición sísmica

Debemos encontrar los brazos de palanca de todas las fuerzas verticales y horizontales que generan momento con respecto al punto "O" del sistema. Dado que los brazos de palanca para las fuerzas verticales fueron obtenidos en la condición estática, no será necesario calcularlas de nuevo, solamente se deberá incluir el brazo de la componente vertical del empuje sísmico, E_{EV} , el cual es **9.52 m**.

Determinados los brazos procedemos a calcular los momentos respecto a "O" con las fuerzas actuantes, las cuales están afectadas por un factor de carga Γ , el cual varía según la naturaleza de la carga. Para nuestro caso, todas las fuerzas relacionadas con el evento sísmico tendrán un factor de carga de **1.0**, así como también las fuerzas verticales calculadas en condición estática, con excepción del empuje activo estático, cuyo factor será de **1.50**. El motivo de usar estos factores de carga es para poder determinar la excentricidad crítica e , la cual será útil para evaluar la estabilidad por volteo del sistema. Esta excentricidad será evaluada luego de determinar la capacidad de carga última del suelo. Los momentos se contabilizan en la siguiente tabla:

TABULACIÓN DE FUERZAS Y MOMENTOS VERTICALES					
ELEMENTO	FACTOR DE CARGA, Γ	FUERZA (KN/m)	FUERZA FACTORADA (KN/m)	BRAZO (m)	MOMENTO (KN-m/m)
1	1.00	101.52	101.52	0.94	95.43
2	1.00	103.86	103.86	5.16	535.92
3	1.00	810.72	810.72	4.23	3429.35
4	1.00	448.56	448.56	8.28	3714.08
E_{AV}	1.50	37.86	56.79	9.52	540.64
E_{EV}	1.00	15.28	15.28	9.52	145.47
Σ		1517.80	1536.73		8460.89

Ahora, debemos calcular los momentos de las fuerzas horizontales actuantes en el sistema, los cuales se contabilizan en la siguiente tabla:

TABULACIÓN DE FUERZAS Y MOMENTOS HORIZONTALES					
ELEMENTO	FACTOR DE CARGA, Γ	FUERZA (KN/m)	FUERZA FACTORADA (KN/m)	BRAZO (m)	MOMENTO (KN-m/m)
1	1.00	16.24	16.24	2.67	43.36
2	1.00	16.62	16.62	8.68	144.26
3	1.00	129.72	129.72	4.00	518.88
4	1.00	71.77	71.77	5.03	361.00
E_{AH}	1.50	295.56	443.35	3.35	1485.22
E_{EH}	1.00	119.29	119.29	6.03	719.32
Σ		649.2	796.99		3272.04

Ahora debemos calcular la ubicación de la resultante en la dirección "X" del muro:

$$X_0 = \frac{\Sigma M_V - \Sigma M_H}{N} = \frac{\Sigma M_V - \Sigma M_H}{R_V}$$

$$X_0 = \frac{8460.89 - 3272.04}{1536.73} = 3.38 \text{ m}$$

Para calcular la carga de presión máxima actuante en la base del muro haremos uso de un ancho efectivo B' , el cual se define como sigue a continuación:

$$B' = 2X_0 = 2(3.38) = 6.76 \text{ m}$$

De acuerdo a lo anterior, la carga de presión máxima y la resultante de fuerzas verticales se ubican tal como se muestra en la figura E4.24:

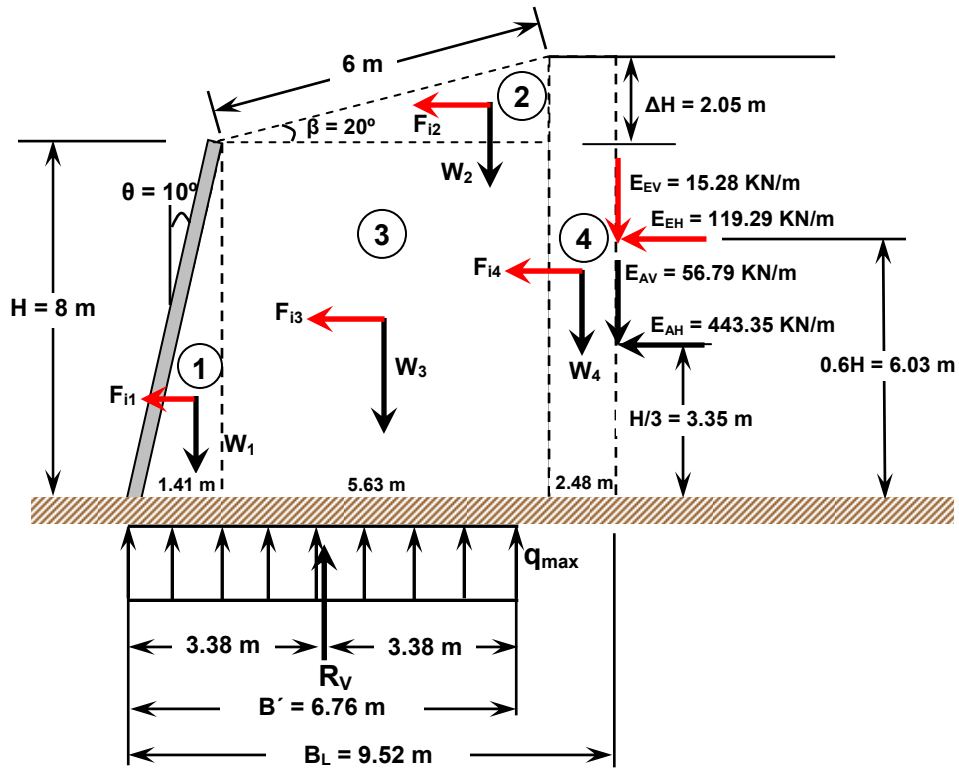


Figura E4.24. Ubicación de la fuerza resultante para análisis de capacidad de carga bajo condición sísmica

La carga de presión máxima actuante en la base del muro se calcula de la siguiente manera:

$$q_{\max} = \frac{N}{B'} = \frac{R_V}{B'}$$

$$q_{\max} = \frac{1536.73}{6.76} = 227.33 \text{ KN/m}^2$$

Cálculo de capacidad de carga última

La capacidad de carga última se calcula mediante la siguiente expresión:

$$q_{ult} = cN_c s_c b_c i_c + \frac{1}{2} \gamma B_L N_\gamma s_\gamma b_\gamma i_\gamma + qN_q s_q b_q i_q$$

Ahora debemos definir cada uno de los factores que conforman la ecuación anterior, los cuales se enumeran a continuación:

Factores de capacidad de carga

Para un ángulo de fricción interna $\phi = 31^\circ$ y de acuerdo a la tabla 4.14, tenemos:

$$N_q = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \tan \phi} = 20.63$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi = 32.67$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \phi = 25.99$$

Factores de forma

Dado que los factores de forma están en función de la relación ancho del bloque/longitud del muro y considerando que la longitud es mayor que el ancho efectivo del bloque ($B/L \rightarrow 0$), entonces los factores tienen un valor de **1.0**:

$$s_q = s_c = s_\gamma = 1.0$$

Factores de inclinación de la base

Estos factores están relacionados con la inclinación de la base del muro. Por lo tanto, considerando que la base no está inclinada ($\omega_2 = 0^\circ$), entonces los valores para dichos factores son **1.0**:

$$b_q = b_\gamma = b_c = 1.0$$

Factores por inclinación de la carga

Para encontrar estos factores, las cargas involucradas no deben estar factoradas. De acuerdo a esto tenemos:

$$\psi_1 = \tan^{-1} \left(\frac{R_H}{R_V} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{649.20}{1517.80} \right) = 23.16^\circ$$

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\psi_1}{90^\circ} \right) = \left(1 - \frac{23.16^\circ}{90^\circ} \right) = 0.74$$

$$i_{\gamma} = \left(1 - \frac{\psi_1}{\phi}\right) = \left(1 - \frac{23.16^{\circ}}{31^{\circ}}\right) = 0.25$$

Considerando que los muros soil nailing tienen una profundidad de desplante muy pequeña, entonces el tercer término que conforma la ecuación general de capacidad de carga es cero, debido a que no se considera la contribución de la sobrecarga del suelo en dicha profundidad. De acuerdo a lo antes mencionado y a la definición de los factores, la ecuación de capacidad de carga última queda de la siguiente manera:

$$q_{ult} = cN_c s_c b_c i_c + \frac{1}{2} \gamma B_L N_{\gamma} s_{\gamma} b_{\gamma} i_{\gamma}$$

Considerando que utilizaremos un ancho efectivo B' , debemos sustituir el ancho total de la base del bloque $B_L = 9.52 \text{ m}$ por $B' = 6.76 \text{ m}$:

$$q_{ult} = (5)(32.67)(1.0)(1.0)(0.74) + \frac{1}{2}(18)(6.76)(25.99)(1.0)(1.0)(0.25) = 516.19 \text{ KN/m}^2$$

Aplicando el factor de resistencia de diseño correspondiente al análisis de capacidad de carga para condiciones sísmicas $\Phi_q = 1.00$, tenemos:

$$\phi_q q_{ult} = (1.00)(516.19) = 516.19 \text{ KN/m}^2$$

Por consiguiente:

$$q_{\max} < \phi_q q_{ult}$$

$$227.33 \text{ KN/m}^2 < 516.19 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{ok}$$

Dado que la capacidad de carga última de diseño del suelo es mayor que la presión máxima actuante, podemos confirmar que el muro es estable.

Estabilidad por volteo

Considerando que en esta condición, los factores de carga vertical y horizontal utilizados tienen un valor de **1.00**, con excepción de las componentes del empuje activo estático, cuyo valor del factor de carga es **1.50**, entonces ahora procedemos a calcular la excentricidad crítica e para evaluar la capacidad de resistir el volteo del sistema. La condición que la excentricidad debe cumplir es que debe ser menor que la cuarta parte

del ancho del bloque de suelo reforzado para generar una adecuada estabilidad del sistema (sección 11.6.3.3 de la AASHTO-LRFD y Byrne & Porterfield, 1998):

$$e = \frac{B_L}{2} - X_0 < \frac{B_L}{4}$$
$$e = \frac{B_L}{2} - X_0 = \frac{9.52}{2} - 3.38 = 1.38 \text{ m}$$
$$\frac{B_L}{4} = \frac{9.52}{4} = 2.38 \text{ m}$$
$$1.38 \text{ m} < 2.38 \text{ m} \Rightarrow \text{ok}$$

Como conclusión, la resultante está dentro del medio central de la base del muro, por lo tanto, el sistema es estable al volteo bajo condiciones de sismo.

REVISIÓN DEL VOLADIZO DEL MURO BAJO CONDICIONES SÍSMICAS

Para la evaluación del voladizo bajo condición sísmica, bastará con revisar la pantalla permanente (espesor de 18 cm). Se deberá encontrar el empuje activo, así como también el incremento de empuje debido a la acción de carga accidental provocada por el sismo. Una vez calculados ambos empujes se sumarán los efectos de ambos y se revisará si dichas sollicitaciones de carga son menores a la resistencia de la pantalla permanente. Entonces, para el análisis se hará uso de los siguientes parámetros:

- 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, Φ : **31°**
- Ángulo de inclinación del paramento frontal, θ : **10°**
- ángulo de fricción entre la interfaz suelo-muro, δ : **$2\Phi/3 = 2(31^\circ)/3 = 20.67^\circ$**
- peso volumétrico del suelo, γ : **18 KN/m³**
- Cohesión del suelo, c : asumir **0 KN/m²**
- Altura del voladizo, H_f : **1.0 m**
- Separación Horizontal entre nails, S_H : **1.50 m**
- Separación vertical entre nails, S_V : **1.50 m**

Dado que las fuerzas que actúan son las generadas por la presión de tierras, utilizamos la teoría de Coulomb para calcular el coeficiente activo de presión de tierras:

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\theta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \beta)}{\cos(\delta + \theta) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2}$$

$$K_A = \frac{\cos^2(31^\circ - (-10^\circ))}{\cos^2(-10^\circ) \cos(-10^\circ + 20.67^\circ) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(31^\circ + 20.67^\circ) \text{sen}(31^\circ - 20^\circ)}{\cos(20.67^\circ + (-10^\circ)) \cos(20^\circ - (-10^\circ))}} \right]^2}$$

$$K_A = 0.2966$$

Una vez calculado el empuje activo E_A , debemos encontrar el empuje generado por el sismo y para ello se usa la teoría de Mononobe-Okabe, utilizando los siguientes parámetros:

- Coeficiente sísmico horizontal, k_h : **0.16**
- Coeficiente sísmico vertical, k_v : **0.0**

Luego encontramos el ángulo que relaciona ambos coeficientes sísmicos (ω_1), teniendo lo siguiente:

$$\omega_1 = \tan^{-1} \left(\frac{k_h}{1 - k_v} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{0.16}{1 - 0} \right) = 9.09^\circ$$

Encontrando el coeficiente de presión activo combinado, tenemos:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \omega_1 - \theta)}{\cos \omega_1 \cos^2 \theta \cos(\theta + \delta + \omega_1) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \omega_1 - \beta)}{\cos(\delta + \theta + \omega_1) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2}$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(31 - 9.09 - (-10))}{\cos 9.09 \cos^2(-10) \cos((-10) + 20.67 + 9.09) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(31 + 20.67) \sin(31 - 9.09 - 20)}{\cos(20.67 + (-10) + 9.09) \cos(20 - (-10))}} \right]^2}$$

$$K_{AE} = 0.5751$$

Revisión del voladizo por cortante

Una vez evaluado el coeficiente K_A y el coeficiente K_{AE} , se debe calcular el empuje activo estático del suelo E_A y el empuje dinámico generado por el sismo E_E , basándose en la figura E4.25:

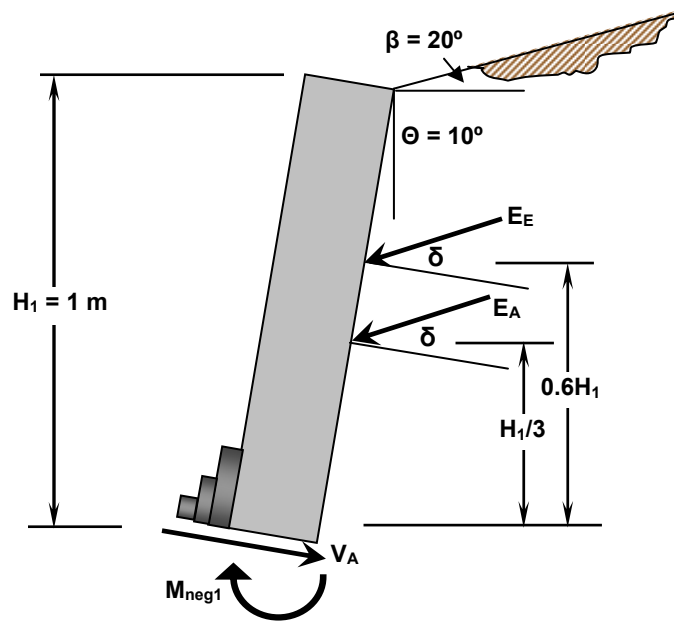


Figura E4.25. Fuerzas actuantes en el voladizo del muro bajo condición sísmica

Entonces, el empuje activo estático se calcula de la siguiente manera:

$$E_A = \frac{1}{2} K_A \gamma H_1^2 = \frac{1}{2} (0.2966)(18)(1.0)^2 = 2.67 \text{ KN/m}$$

El empuje dinámico por sismo se calcula como sigue:

$$E_E = \frac{1}{2} (K_{AE} - K_A) \gamma H_1^2$$

$$E_E = \frac{1}{2}(0.5751 - 0.2966)(18)(1.0)^2 = 2.51 \text{ KN/m}$$

Dado que la pantalla está inclinada, para encontrar el cortante actuante combinado no mayorizado hacemos un equilibrio de fuerzas que involucre las componentes del empuje activo y el empuje sísmico, las cuales se ubican perpendicularmente a la longitud del voladizo:

$$V_{AE} = V_A + V_E = E_A \cos \delta + E_E \cos \delta$$

$$V_{AE} = (2.67)\cos(20.67^\circ) + (2.51)\cos(20.67^\circ) = 2.50 + 2.35 = 4.85 \text{ KN/m}$$

Mayorizando el cortante combinado en la pantalla de revestimiento con un factor de carga de presión activa de tierras $\Gamma_{EH} = 1.50$ para el empuje estático y un factor de carga de presión activa por sismo $\Gamma_{EQ} = 1.00$ para el empuje dinámico, tenemos:

$$\Gamma V_{AE} = \Gamma_{EH} V_A + \Gamma_{EQ} V_E$$

$$\Gamma V_{AE} = \Gamma_{EH} V_A + \Gamma_{EQ} V_E = (1.50)(2.50) + (1.00)(2.35) = 6.10 \text{ KN/m}$$

De acuerdo con la sección 5.8.3 de la AASHTO LRFD, la resistencia nominal al cortante proporcionada por la pantalla de revestimiento permanente se calcula de la siguiente manera:

$$V_{nc} = 166\sqrt{f'_c} d_e = 166\sqrt{f'_c} (t_F/2)$$

$$V_{nc} = 166\sqrt{21} \left(\frac{0.180}{2} \right) = 68.46 \text{ KN/m}$$

Entonces, la resistencia permisible del concreto se calcula multiplicando la resistencia nominal del concreto por un factor de resistencia de cortante Φ_s de **1.00** para condiciones sísmicas:

$$V_c = \phi_s V_{nc}$$

$$V_c = (1.00)(68.46) = 68.46 \text{ KN/m}$$

Comparando el cortante actuante mayorizado combinado y la resistencia permisible del concreto para resistir el cortante, tenemos que la sección de la pantalla resiste sin problemas las solicitaciones de carga.

$$V_c > \Gamma V_{AE}$$

$$68.46 \text{ KN/m} > 6.10 \text{ KN/m} \Rightarrow \text{ok}$$

Revisión del voladizo por flexión

Para la revisión del voladizo por flexión bajo condición sísmica, nos remitimos a la figura anterior para calcular el momento combinado actuante no mayorizado:

$$m_s = \left(\frac{1}{3} V_A + 0.6 V_E \right) \left(\frac{H_1}{\cos \theta} \right)$$

$$m_s = \left[\left(\frac{1}{3} \right) (2.50) + 0.6 (2.35) \right] \left(\frac{1.0}{\cos 10^\circ} \right) = 2.28 \text{ KN.m/m}$$

Entonces, el momento mayorizado se obtiene utilizando el factor de carga por presión horizontal activa de tierras y el factor de carga por presión activa de tierras debidas al sismo:

$$M_{neg1} = \Gamma m_s = \left(\frac{1}{3} \Gamma_{EH} V_A + 0.6 \Gamma_{EQ} V_E \right) \left(\frac{H_1}{\cos \theta} \right)$$

$$M_{neg1} = \left[\left(\frac{1}{3} \right) (1.50) (2.50) + 0.6 (1.00) (2.35) \right] \left(\frac{1.0}{\cos 10^\circ} \right) = 2.70 \text{ KN.m/m}$$

El momento permisible está representado por el momento resistente alrededor de los nails, el cual es inducido en la evaluación del modo de falla por flexión (M_{neg}). Dicho momento deberá ser reducido por un factor de resistencia ϕ_f , que para nuestro caso tiene un valor de **1.00** por tratarse de condiciones sísmicas, tal como se muestra a continuación:

$$M_{neg} = 15.34 \text{ KN.m/m}$$

$$\phi_f M_{neg} = (1.00)(15.34) = 15.34 \text{ KN.m/m}$$

Entonces, comparando momentos, encontramos que:

$$\phi_f M_{neg} > M_{neg1}$$

$$15.34 \text{ KN.m/m} > 2.70 \text{ KN.m/m}$$

Dado que el momento permisible es mayor que el momento actuante en el voladizo del muro, el diseño de la pantalla por flexión para condiciones sísmicas es adecuado.

De esta manera el diseño para el muro propuesto ha sido terminado, concluyéndose que es satisfactorio tanto en condición estática, como en condición sísmica.

DETALLES FINALES DEL REFUERZO EN LA PANTALLA

En la figura E4.26 se muestra el detalle estructural para la pantalla del muro usando doble pantalla. Además, en el anexo 5 se muestran los planos constructivos del sistema de muro soil nailing para este ejemplo.

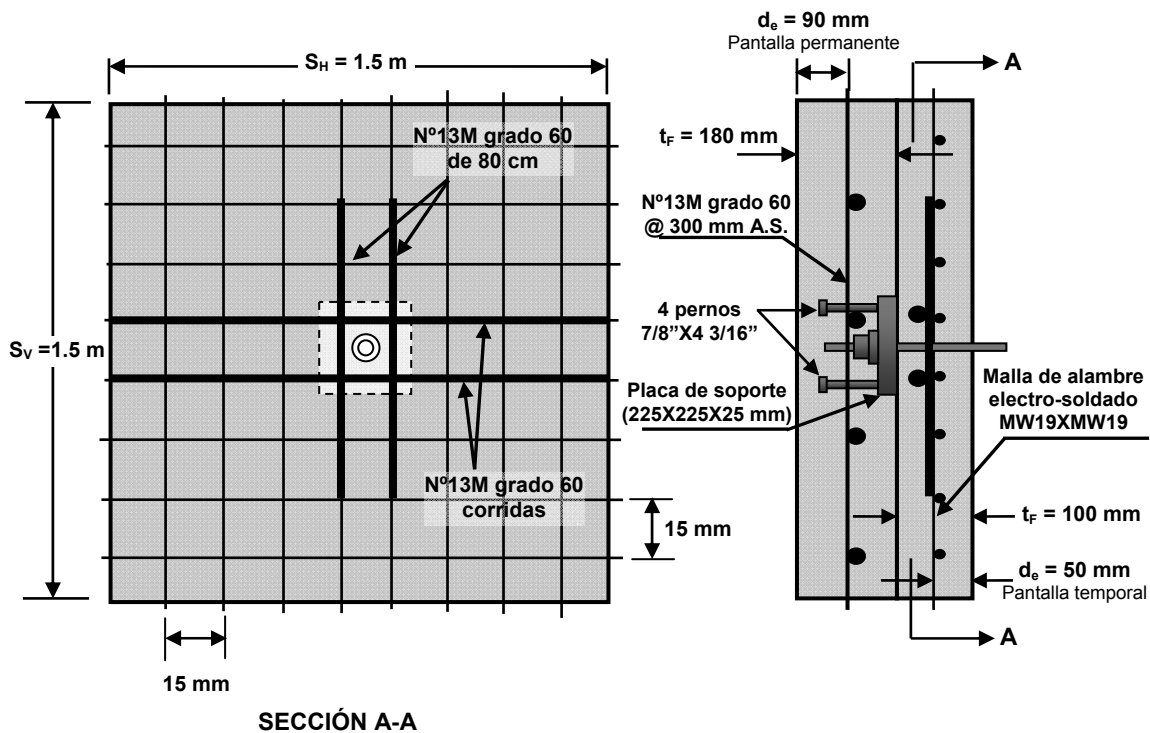


Figura E4.26. Detalle del refuerzo para una pantalla doble de revestimiento del muro

CAPITULO IV
METODO DE MURO SOIL NAILING

DATOS TÉCNICOS DE LA PANTALLA TEMPORAL			
ELEMENTO	DESCRIPCIÓN		
GENERAL	ESPESOR (t_f)	100 mm	
	TIPO DE CONCRETO	Concreto lanzado (shotcrete)	
	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN (f'_c)	21 MPa (210 Kg/cm ²)	
ACERO DE REFUERZO	TIPO DE REFUERZO	Malla de alambre electro-soldado liso	
	ESFUERZO DE FLUENCIA (f_y)	420 MPa	
	DENOMINACIÓN	152X152-MW19XMW19 (6X6-4/4)	
	BASTONES	2 N°13M A.S. 420 MPa (GRADO 60)	
PLACA DE APOYO	TIPO	Sistema de 4 pernos, 7/8" X 4 3/16"	
	ESFUERZO DE FLUENCIA (f_y)	250 MPa (GRADO 36)	
	DIMENSIONES	LONGITUD, L_p	225 mm (CUADRADA)
		ESPESOR, t_p	25 mm
	TUERCA DE ACERO	GRADO B , diámetro 1 5/16"	
	ARANDELA DE ACERO	Diámetro de 60 mm y bisel de 5°	

DATOS TÉCNICOS DE LA PANTALLA PERMANENTE			
ELEMENTO	DESCRIPCIÓN		
GENERAL	ESPESOR (t_f)	180 mm	
	TIPO DE CONCRETO	Concreto lanzado (shotcrete)	
	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN (f'_c)	21 MPa (210 Kg/cm ²)	
ACERO DE REFUERZO	TIPO DE REFUERZO	Malla de barras de acero corrugadas	
	ESFUERZO DE FLUENCIA (f_y)	420 MPa (GRADO 60)	
	DENOMINACIÓN	N°13M @ 300 mm A.S.	
SISTEMA DE PERNOS	DIMENSIONES	TAMAÑO DEL PERNO	7/8" X 4 3/16"
		LONGITUD NOMINAL, L_{pe}	102 mm
		DIÁMETRO CABEZA, D_{cpe}	34.90 mm
		ESPESOR DE LA CABEZA, t_{cpe}	9.50 mm
		DIÁMETRO DEL EJE, D_{epe}	22.20 mm
		SEPARACIÓN DE LOS PERNOS, S_{pe}	125.00 mm

DISEÑO DE MURO SOIL NAILING CON UNA ÚNICA PANTALLA DE REVESTIMIENTO

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 una capa de concreto lanzado de **15 cm** de espesor y con doble refuerzo de malla de alambre electro-soldado con bastones horizontales y verticales ubicados en la cabeza de los nails.

Evaluación de falla por flexión en pantalla de revestimiento (Espesor = 15 cm)

Para la pantalla se propone utilizar una malla conformada por barras de acero corrugado **Nº10M (Nº3** en Sistema Inglés) separadas a cada **300 mm** (ver tabla 4.14). Además, se usarán 2 barras corrugadas de acero **Nº10M (Nº3)** (ver tabla 4.14) 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.

Determinación de resistencia mínima de diseño en la cabeza del nail

El diseño de este tipo de estructuras se diseña de manera similar al muro Soil Nailing con dos pantallas (temporal y una permanente), particularmente al diseño de la pantalla permanente, por lo que se resumirán algunos de los pasos de diseño. A continuación se presentan los cuadros resumen del análisis de los modos de falla en la pantalla de revestimiento del Soil Nailing:

RESUMEN DE EVALUACIÓN DE MODOS DE FALLA EN PANTALLA		
MODO DE FALLA	RESISTENCIA NOMINAL EN CABEZA DEL NAIL (KN)	RESISTENCIA DE DISEÑO EN CABEZA DEL NAIL (KN)
FLEXIÓN	136.58	122.92
PUNZONAMIENTO	267.24	240.51

De la tabla anterior 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 flexión es la que rige.

$$T_F = 122.92 \text{ KN}$$

Revisión de resistencia mínima de diseño en la cabeza del nail

Para revisar la resistencia mínima de diseño de un muro soil nailing necesitamos conocer los siguientes datos:

- Inclinación del relleno, β : **20°**
- Ángulo de fricción interna del suelo, Φ : **31°**
- Ángulo de inclinación del paramento frontal, θ : **10°**
- ángulo de fricción entre la interfaz suelo-muro, δ : $\Phi/2 = 31^\circ/2 = 15.5^\circ$
- peso volumétrico del suelo, γ : **18 KN/m³**
- Cohesión del suelo, c : asumir **0 KN/m²**
- Altura del muro, H : **8.0 m**
- 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:

$$K_A = \frac{\cos^2(31^\circ - (-10^\circ))}{\cos^2(-10^\circ) \cos(-10^\circ + 15.5^\circ) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(31^\circ + 15.5^\circ) \text{sen}(31^\circ - 20^\circ)}{\cos(15.5^\circ + (-10^\circ)) \cos(20^\circ - (-10^\circ))}} \right]^2} = 0.3007$$

Posteriormente, calculamos la carga de servicio esperada en la cabeza del nail, utilizando un factor de carga F_F de **0.50**.

$$T_{\min} = F_F K_A \gamma H S_H S_V = (0.50)(0.3007)(18)(8)(1.5)(1.5) = 48.71 \text{ KN}$$

Ahora debemos mayorizar la carga con un factor de carga para presión horizontal por empuje activo de suelos, Γ_{EH} de **1.50**.

$$\Gamma_{EH} T_{\min} = (1.50)(48.71) = 73.10 \text{ KN}$$

Comparando la carga de servicio mayorizada con la resistencia mínima de diseño, tenemos:

$$\Gamma_{EH} T_{\min} < T_F$$
$$73.10 \text{ KN} < 122.92 \text{ KN}$$

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.

CÁLCULO DE ESTABILIDAD INTERNA

Calculando el factor de seguridad global (R/L), por condición estática resulta **1.44** que es mayor que el valor sugerido por el documento de la FHWA (Byrne & Potrefield, 1998) de **1.0** para el método LRFD. Mientras que para la condición sísmica un valor de **1.06** es bastante adecuado para el valor sugerido para dicha condición de **1.01**.

CÁLCULO DE ESTABILIDAD EXTERNA

Debido a que es la misma configuración geométrica para el muro en análisis (una sola pantalla) con el muro Soil Nailing analizado anteriormente (muro con pantalla temporal y pantalla permanente), los resultados obtenidos son iguales para ambos casos.

Juntas de contracción y expansión para pantalla

Se utilizarán juntas de contracción a cada **5 m**, con un chaflán de **20 mm** de ancho y una profundidad de **40 mm**. Las juntas de expansión se colocarán a cada **20 m**, con un chaflán de **20 mm** de ancho, de profundidad igual al espesor de la pantalla permanente y será rellena con material compresible.

DETALLES DEL REFUERZO EN LA PANTALLA

DATOS TÉCNICOS DE LA PANTALLA TEMPORAL			
ELEMENTO	DESCRIPCIÓN		
GENERAL	ESPESOR (t_f)	150 mm	
	TIPO DE CONCRETO	Concreto lanzado (shotcrete)	
	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN (f'_c)	21 MPa (210 Kg/cm ²)	
ACERO DE REFUERZO	TIPO DE REFUERZO	Malla de barras corrugadas	
	ESFUERZO DE FLUENCIA (f_y)	420 MPa (GRADO 60)	
	DENOMINACIÓN	N°10M @ 300 mm A.S.	
	BASTONES	2 N°10M A.S. 420 MPa (GRADO 60)	
PLACA DE APOYO	TIPO	Sistema sin pernos	
	ESFUERZO DE FLUENCIA (f_y)	250 MPa (GRADO 36)	
	DIMENSIONES	LONGITUD, L_p	225 mm (CUADRADA)
		ESPESOR, t_p	25 mm
	TUERCA DE ACERO	GRADO B , diámetro 1 5/16"	
	ARANDELA DE ACERO	Diámetro de 60 mm y bisel de 5°	

En la figura E4.27 se muestra el detalle para una sola pantalla de revestimiento del muro soil Nailing.

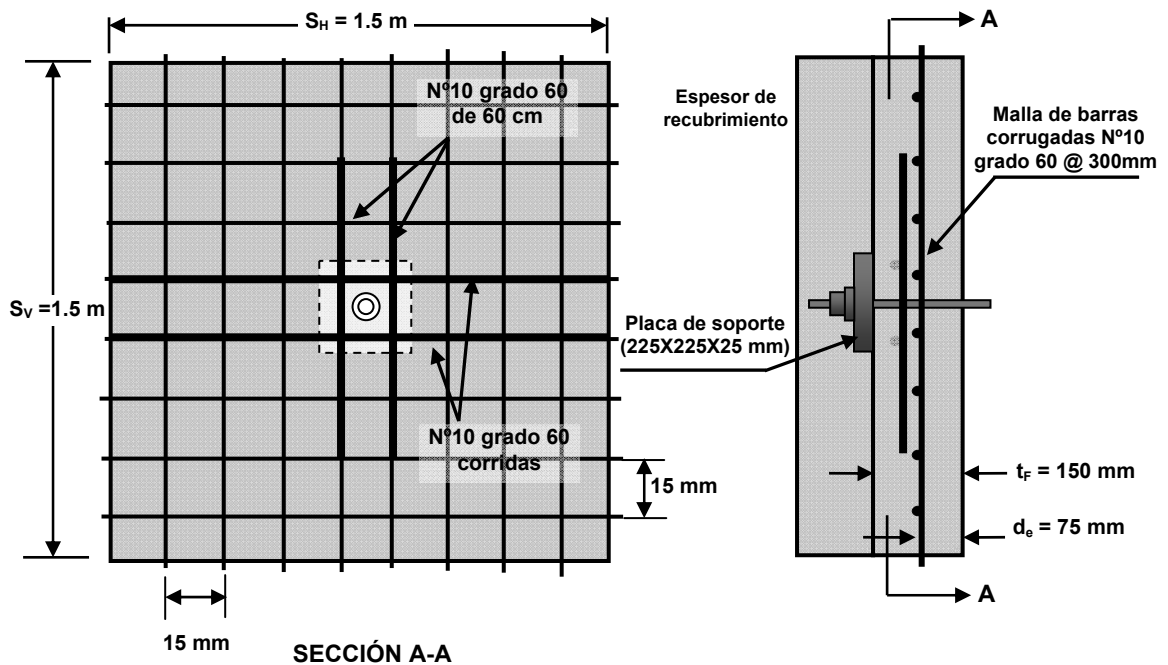


Figura E4.27. Detalle del refuerzo en la pantalla de revestimiento del muro, para una sola pantalla.

En el anexo 5 se muestran los planos constructivos del sistema de muro soil nailing para este ejemplo.

TABLA DE COMPARACIÓN DE RESISTENCIAS ENTRE PANTALLAS

RESUMEN DE EVALUACIÓN DE MODOS DE FALLA EN PANTALLAS			
MODO DE FALLA	RESISTENCIAS DE DISEÑO		
	DOBLE PANTALLA		PANTALLA ÚNICA
	PERMANENTE	TEMPORAL	
FLEXIÓN	220.90 KN	118.94	122.92
PUNZONAMIENTO	118.07 KN	138.96	240.51
FALLA POR TENSION EN LOS PERNOS	435.69 KN	-----	-----
FACTOR SEGURIDAD GLOBAL	1.27		1.44
DESLIZAMIENTO	443.75 KN/m		443.75 KN/m
CAPACIDAD DE CARGA	213.54 KN/m ²		213.54 KN/m ²

CAPITULO V

*MÉTODO DE APUNTALAMIENTO
GIGANTE*

5.1 INTRODUCCIÓN

De manera regular, en las obras civiles de construcción se requieren excavaciones en el terreno con las caras verticales o casi verticales, como por ejemplo, para la construcción de sótanos para edificios en zonas previamente construidas o urbanizadas, para estacionamientos de grandes edificaciones (instituciones públicas, centros comerciales, etc.) o bien para la construcción de las paredes del sistema de transporte subterráneo a moderadas profundidades de la superficie del terreno. Las caras de los cortes en el terreno tienen que protegerse por medio de sistemas de apuntalamiento de diferentes dimensiones y materiales que generalmente son de carácter temporal para evitar una falla acompañada por asentamientos considerables o una falla por capacidad de carga de las estructuras adyacentes al lugar de la construcción.

En el presente capítulo, se muestran las características principales de los sistemas de apuntalamiento de grandes dimensiones y algunos ejemplos donde se muestran algunas de las diferentes configuraciones o arreglos de éstos sistemas realizados en distintas partes del mundo. También se mostrarán los conceptos básicos y necesarios para el análisis geotécnico de estas estructuras de retención (envolventes de presiones, cargas de los puntales, estabilidades de fondo, etc.), así como una revisión muy completa del diseño de cada uno de los componentes de dichos sistemas, como lo son los puntales, los largueros, pantallas de revestimiento y si es necesario, columnas soportes y vigas soporte intermedias.

Para nuestro caso, ya que las dimensiones de la excavación en análisis son bastante considerables, en este capítulo se adopta el uso de elementos o componentes del sistema de apuntalamiento (Soldier Beams, largueros y puntales) con acero estructural como material de construcción y se diseñarán en función de la metodología del Diseño por Factor de Carga y Resistencia (LRFD) aplicada al diseño de estructuras de acero. Además se hará uso de las tablas de diseño del Instituto Americano para la Construcción del Acero (AISC). Por otra parte, se consideró la utilización de una pantalla de revestimiento con madera, siguiendo los requisitos de las Normativas Nacionales para el diseño y construcción estructural con madera.

5.2 CARACTERISTICAS DE UN SISTEMA DE APUNTALAMIENTO

Un sistema de apuntalamiento (comúnmente llamado también entibados) es una estructura de retención provisional que generalmente se quita cuando se ha terminado el trabajo en la construcción bajo la cota de la superficie del terreno. Es un cierre perimetral que se realiza alrededor del lugar en donde se iniciará la obra de construcción para evitar que el agua y el suelo penetren hacia adentro de la excavación. Dicho cierre perimetral permite que los trabajos puedan realizarse en seco y con los niveles de seguridad más altos en lo que a construcción se refiere.

El sistema de apuntalamiento debe realizarse como cualquier otra estructura de gran importancia. La profundidad de la excavación que se vaya a realizar, así como la naturaleza del terreno en el que se excave (parámetros de resistencia al corte, presencia del nivel freático, etc.), van a determinar la magnitud del problema y de alguna manera la necesidad del apuntalamiento.

El diseño de un sistema de apuntalamiento es afectado por varios factores como la sucesión de excavación, colocación de apoyos y la rigidez de estos, como también la rigidez de la pantalla. Si el ancho de la excavación es bastante grande, es generalmente preferido secciones grandes de acero como puntales y en casos donde la profundidad de la excavación es comparable con este, el concreto reforzado puede ser una alternativa adecuada (aunque no es común su utilización).

5.3 CONFIGURACIONES DE SISTEMAS DE APUNTALAMIENTO

Las diferentes configuraciones de los sistemas de apuntalamiento están íntimamente relacionadas con las condiciones y características dominantes de cada proyecto de construcción (condiciones del suelo, dimensiones de las excavaciones, ubicación del proyecto, disponibilidad de equipo y maquinaria especializada, etc.). Si bien la conformación del apuntalamiento es variable, su función es la misma en todas sus presentaciones: recolectar las cargas provenientes del suelo o de sobrecargas de otras estructuras aledañas a través del revestimiento y del sistema de largueros, transfiriéndolas al sistema de puntales para luego distribuirlo adecuadamente a la estructura de soporte, sean las paredes mismas de la excavación, una superestructura específica o bien una cimentación adecuada.

El sistema de apuntalamiento debe contar con los siguientes elementos para un funcionamiento adecuado:

- Para algunos casos placa de pared (tipo de revestimiento) u otro elemento que recolecte las cargas.
- Puntales u otro elemento de carga que se ha ajustado para tener conexiones en los extremos.
- Zapata, placa de soporte, u otro elemento que disemine la carga en el suelo u otra estructura abajo en el caso que los puntales sean inclinados.
- Los largueros laterales para prevenir que el sistema se deforme demasiado (volviéndose a los lados) y para asegurar una adecuada transferencia de cargas.
- Conexiones de los elementos del sistema.

Algunos aspectos a tener en cuenta para conformar un sistema de apuntalamiento con los elementos mencionados anteriormente, son los siguientes:

- Definición de las dimensiones de la excavación a realizar (largo, ancho y profundidad), dependiendo de las solicitudes del proyecto.
- Estudios geotécnicos detallados de las propiedades mecánicas del suelo presente en el sitio del proyecto.
- La especificación preliminar del modelo del sistema de puntales (los espaciamientos horizontales y verticales del esquema geométrico del sistema).
- Estimación de las cargas de los suelos por métodos de análisis adecuados (teorías de Terzaghi, Peck, Tschebotarioff, etc.) y selección de la longitud, material y resistencia a disposición, tipo, tamaño y sección de los elementos constitutivos del sistema (largueros, puntales, etc.). Además, deberá establecerse la forma en que estos elementos trabajarán a lo largo de su vida útil (flexión, compresión pura o flexo-compresión en el caso que las cargas sean excéntricas, etc.)

- Definir el tipo y material del sistema de revestimiento del suelo, considerando las características propias de cada uno.
- Diseño de las conexiones entre puntal y larguero o cualquier otro elemento, considerando los aspectos económicos que conlleva cada opción (sistemas de pernos o tornillos, soldaduras, sistemas de pasadores, etc.).

5.3.1 VARIACIONES EN LAS CONFIGURACIONES DEL APUNTALAMIENTO SEGÚN LA UBICACIÓN DE SUS ELEMENTOS

Sistema de puntales inclinados

En algunos casos, cuando no es posible instalar un sistema de puntales cuyos extremos sean las paredes mismas de la excavación, se vuelve necesario cambiar la configuración del sistema de puntales, siendo una opción la inclinación en elevación de los mismos. Algunos de los casos en donde esta técnica se vuelve factible son los siguientes:

- Cuando el ancho de la excavación es demasiado grande (ver figura 5.1), porque se hace muy difícil instalar un sistema de puntales horizontales, debido a que las longitudes de estos se vuelven muy grandes, lo que conllevaría a utilizar otros elementos intermedios que brinden soporte lateral para evitar el pandeo. Además las secciones serían demasiado grandes y difíciles de encontrar en el mercado, coincidiendo con un alto precio de los mismos.

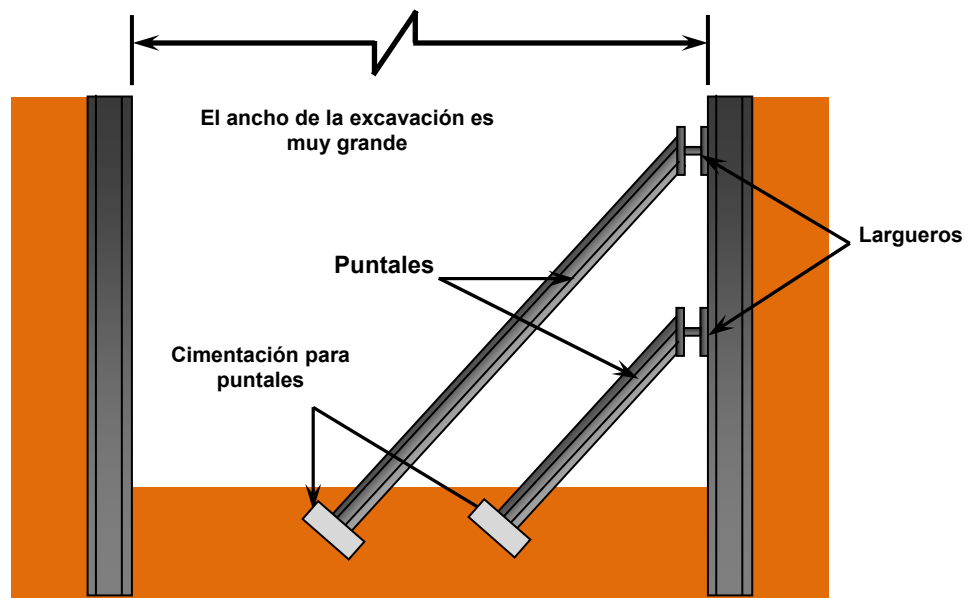


Figura 5.1. Sistema de puntales inclinados en un corte de excavación muy ancho.

- Cuando existe una diferencia significativa de altura entre las paredes del corte excavado, ya que no es posible instalar todos los niveles de puntales horizontales a las paredes. Por lo tanto debe proponerse una inclinación en los puntales para cada lado de la excavación (ver figura 5.2).

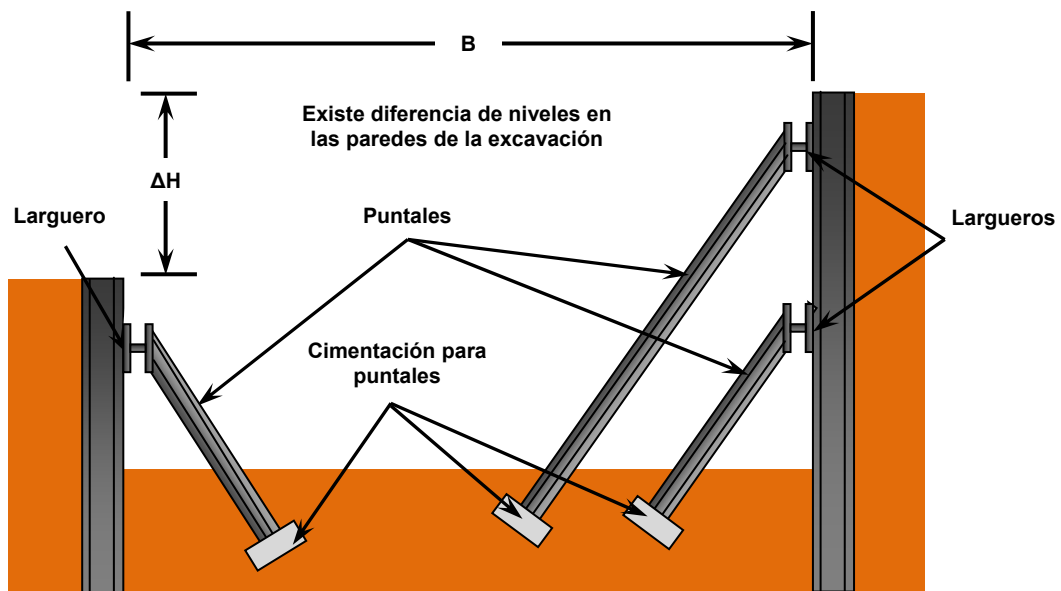


Figura 5.2. Sistema de puntales inclinados en un corte de excavación con diferencias de altura

- Cuando exista una estructura o edificación al centro de la excavación y el sistema de apuntalamiento no debe interferir con ella (ver figura 5.3).

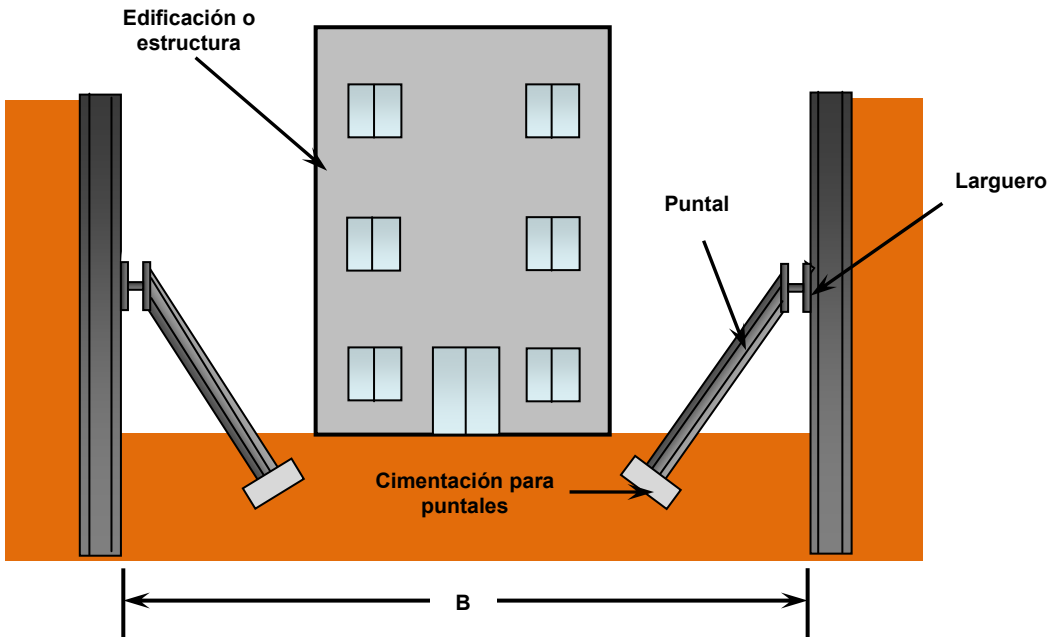


Figura 5.3. Sistema de puntales inclinados en presencia de una edificación o estructura.

Para los casos en que se utilice el sistema de puntales inclinados, se debe asegurar que la transmisión de cargas al suelo se haga de manera eficiente y adecuada, por lo tanto, se debe diseñar una cimentación con las teorías clásicas de esfuerzos y capacidad de carga para encontrar las dimensiones necesarias para proveer un soporte adecuado.

Sistema de puntales con columnas intermedias

Al igual que los sistemas de puntales inclinados, el sistema de puntales con columnas intermedias se aplica cuando el ancho de la excavación es bastante grande. Las cargas laterales de suelo son transmitidas a un sistema de puntales situados a diferentes niveles de excavación (ver figura 5.4) y luego a una columna (que transfiere a su vez las cargas al fondo de la excavación), situada a una distancia adecuada, tal que no interfiera con el proceso constructivo de la superestructura. Estas columnas deben ser lo suficientemente rígidas para garantizar que no existan desplazamientos

laterales, por lo que se deben diseñar considerando las cargas de los puntales actuando a cada nivel, también se debe garantizar que la cimentación de dicha columna sea lo suficientemente adecuada.

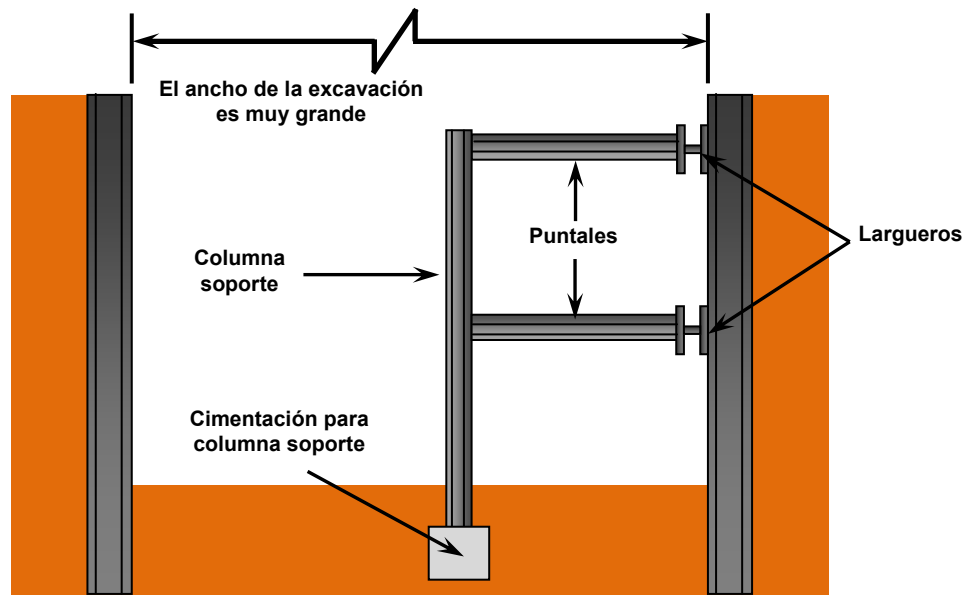


Figura 5.4. Sistema de puntales con columnas intermedias.

Los casos donde puede ser necesaria la utilización de dicho sistema, son similares a los presentados para puntales inclinados.

Sistema de apuntalamientos de esquina

Esta configuración, consiste en colocar los puntales en forma diagonal en el plano horizontal (vista en planta). Esto permite tener un mayor espacio para actividades constructivas que se ubique dentro de la excavación. Los casos en los que se puede utilizar este sistema se muestran a continuación:

- El suelo debe tener una resistencia adecuada, que sea capaz de mantenerse lo suficientemente estable en aquellas zonas intermedias donde no existe sistema de puntales.

- La geometría de la excavación debe ser lo suficientemente cuadrada, para evitar variaciones muy grandes de presiones en las paredes de la misma. Es de hacer notar que aunque la excavación tenga una geometría cuadrada, puede ser necesario la utilización de puntales intermedios si las dimensiones de esta son muy grandes.
- Cuando no se quiere interferir con la estructura o edificio dentro de la excavación.

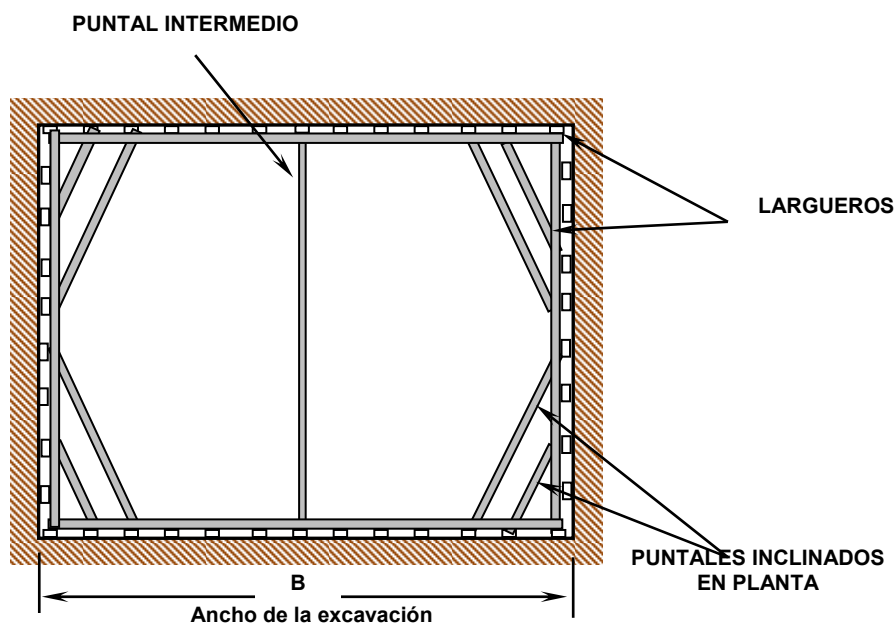


Figura 5.5. Sistema de puntales de esquina.

Apuntalamiento a la estructura o edificación

Este sistema de apuntalamiento consiste y tiene por finalidad transferir las cargas laterales del suelo, ya sea de carácter permanente o temporal a la edificación (en losas o columnas) situado dentro de la excavación, por lo que dicha estructura o edificación debe ser diseñada con anterioridad para soportar las cargas laterales o debe hacerse las revisiones estructurales correspondientes en esta estructura, sino se había concebido para esto.

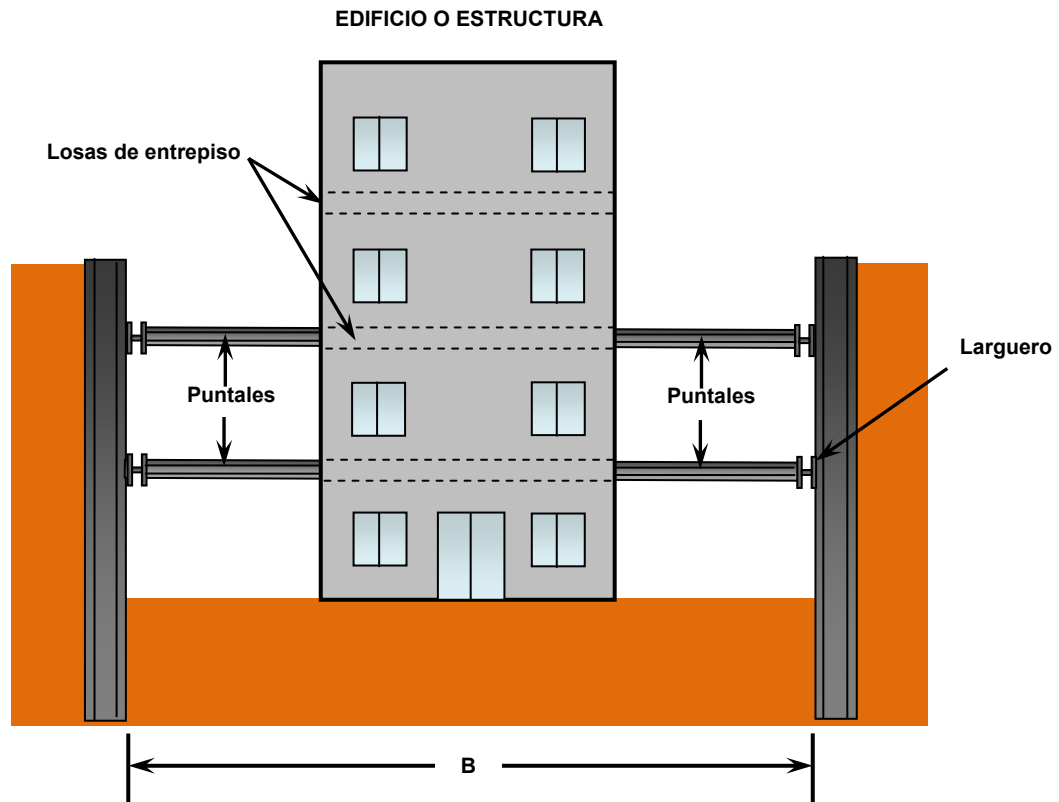


Figura 5.6. Apuntalamiento a la estructura o edificio.

A continuación se presentan diferentes ejemplos y configuraciones de sistemas de apuntalamiento realizados en diversas partes del mundo, junto con una pequeña descripción de cada uno de éstos en donde se retoman las condiciones antes presentadas. (Ver figuras desde 5.7 hasta 5.12). Esto con el fin que el lector tenga en cuenta la versatilidad en los arreglos en planta y en elevación de los sistemas de apuntalamiento necesario para adecuarse a las condiciones de cada proyecto, especialmente para que dicho sistema no interfiera con las operaciones de excavación y de construcción de la superestructura o edificio.

DATOS DEL PROYECTO (Figura 5.7 a y b)	
PROYECTO	CENTRO G1
UBICACIÓN	CENTRO DE GLASGOW, ESCOCIA
CONSTRUYÓ	RMD KWIIFORM, GRAN BRETAÑA

Mejoramiento de la fachada del edificio mediante la utilización de una combinación entre un sistema liviano de mega apuntalamiento con vigas y columnas metálicas delgadas para evitar bloquear el acceso a la edificación. Si bien no se está apuntalando el suelo, pero el sistema funciona bajo los mismos principios y consideraciones.



a)



b)

DATOS DEL PROYECTO (Figura 5.8 a y b)	
PROYECTO	EDIFICIO AMENITY, MILLENIUM TOWER
UBICACIÓN	CALLE 301 MISSION, SAN FRANCISCO, CALIFORNIA, E.E. U.U.
CONSTRUYÓ	WEBCOR BUILDERS, CALIFORNIA



El edificio Amenity, consta de 11 niveles erguidos sobre la superficie del terreno y 5 niveles de estacionamiento subterráneo. Adyacente a esta edificación se construyó la Millenium Tower, de 60 niveles de altura. Esta foto muestra el inicio de la excavación.

a)



La fundación de este edificio requirió de pilas de 10 pies de grosor y una pared principal de 3 pies. En la excavación se requirió de sistemas internos de apuntalamiento para eliminar los desplazamientos laterales del suelo y para soportar la estructura adyacente del lado sur. Los puntales se colocaron en forma diagonal en las esquinas de la excavación para no tener dificultades en la construcción central.

b)

DATOS DEL PROYECTO (Figura 5.9 a, b y c)	
PROYECTO	EDIFICIO AMENITY, MILLENIUM TOWER
UBICACIÓN	CALLE 301 MISSION, SAN FRANCISCO, CALIFORNIA, E.E. U.U.
CONSTRUYÓ	WEBCOR BUILDERS, CALIFORNIA



a)

Para el sistema de apuntalamiento, se utilizó perfiles metálicos de acero hincados en el terreno (soldier beams), con un revestimiento de concreto reforzado para sostener la excavación. Además, se utilizó puntales de tubos estructurales circulares

Los puntales circulares fueron apoyados en largueros construidos con perfiles metálicos, los cuales a su vez eran soportados por los soldier beams de la cara del revestimiento mediante ménsulas metálicas soldadas

Además, los puntales tenían columnas metálicas de soporte que ayudaban a evitar el pandeo en los perfiles circulares.



b)



c)

DATOS DEL PROYECTO (Figura 5.10 a y b)	
PROYECTO	APUNTALAMIENTO DEL ARROYO "MEDIO"
UBICACIÓN	TEXAS, ESTADOS UNIDOS
CONSTRUYÓ	SEI STIVER ENGINEERING, INC, PEDEN ST. HOUSTON, TEXAS



Para el sistema de apuntalamiento mostrado fue necesario utilizar perfiles metálicos hincados en el terreno (soldier beams), colocando un revestimiento de madera conforme avanzaba la excavación para sostener el suelo de las paredes de la excavación.

a)



Para los puntales y largueros también se utilizaron perfiles metálicos que iban colocados mediante conexiones a base de soldadura. Los puntales se conectaban con los largueros para la transferencia de carga y los largueros estaban conectados a los soldier beams verticales

b)

DATOS DEL PROYECTO (Figura 5.11 a y b)	
PROYECTO	APUNTALAMIENTO DEL ARROYO "MEDIO"
UBICACIÓN	TEXAS, ESTADOS UNIDOS
CONSTRUYÓ	SEI STIVER ENGINEERING, INC, PEDEN ST. HOUSTON, TEXAS



a)



b)

DATOS DEL PROYECTO (Figura 5.12 a, b y c)	
PROYECTO	APUNTALAMIENTO CON PUNTALES INCLINADOS
UBICACIÓN	222 DUFFIELD STREET
CONSTRUYÓ	RCJ CONSTRUCTION SERVICES, NEW YORK, E.E. U.U.



En este sistema de apuntalamiento se utilizó soldier beams hincados en el terreno (28 pies de profundidad aproximadamente), junto con largueros horizontales metálicos, los cuales estaban conectados con los puntales metálicos inclinados, cuya fundación fue realizada con concreto colado en el sitio de la obra para resistir el deslizamiento y volteo de los mismos.

a)



b)

Los puntales se conectaron con los largueros mediante un sistema de trípodos conformados por elementos metálicos, unidos por soldadura para proporcionarles un soporte lateral adecuado al puntal.



c)

5.3.2 VARIACIÓN DEL SISTEMA DE APUNTALAMIENTO SEGÚN SU REVESTIMIENTO

La figura 5.13 Muestra un tipo específico de sistema de apuntalamiento, en el cual se utiliza un elemento llamado “Soldier beam”, el cual se hincan en el terreno antes de efectuar la excavación; este elemento es una viga vertical de acero o de madera. La pantalla de revestimiento del corte está conformada por tablas horizontales de madera, las cuales son colocadas entre los soldier beams que han sido hincados en el terreno. Cuando la excavación alcanza la profundidad adecuada y deseada, se colocan los puntales, que son miembros sometidos a fuerzas axiales de compresión y que pueden ser elementos metálicos o de madera. Luego se colocan los largueros o estemples, que al igual que los puntales, pueden ser de metal o de madera. Los largueros son vigas horizontales sometidas a flexión y cuyos apoyos están representados por los puntales.

El sistema de apuntalamiento con soldier beams con revestimiento de madera se utiliza principalmente en excavaciones, las cuales pueden ser de diversa índole, como por ejemplo, la elaboración de fundaciones para edificaciones o para la conformación de otro tipo de estructuras como los estacionamientos subterráneos, o bien para el sostenimiento lateral del suelo para obras temporales de retención de tierras. Otro aspecto importante a tener en cuenta es que este sistema no puede usarse en lugares donde el nivel freático se encuentra muy superficial, debido a que el efecto del agua destruye la integridad de la madera que se utiliza como pantalla, ya que podría podrirse en muy poco tiempo, generando que la durabilidad y resistencia del sistema se vean altamente afectadas, dando paso a grandes deslizamientos de terreno por la poca resistencia que el sistema provee.

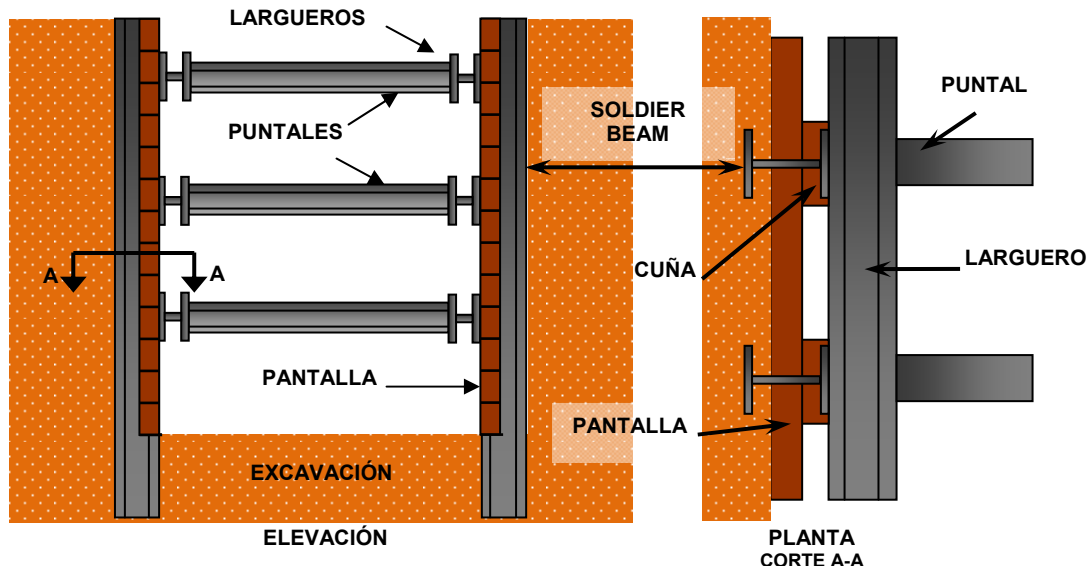


Figura 5.13. Tipo de corte apuntalado con soldier beams de acero y tablas de madera.
Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones, Braja Das, 2006.

Otra alternativa para el revestimiento de los sistemas de apuntalamiento es la utilización de placas o pantallas de concreto reforzado. En la figura 5.14 se puede observar un sistema de puntales de acero con soldier beams como elementos verticales y un revestimiento de concreto lanzado (shotcrete), mientras que en la figura 5.15 se tiene un sistema de puntales metálicos y soldier beams que tiene como revestimiento una pantalla de concreto colado en el sitio. En general, para estos sistemas de revestimiento con concreto el proceso constructivo típico es cortar secciones de aproximadamente **1.50 m (5 ft)** de altura y construir el muro secuencialmente hasta el fondo de la excavación. En todos los casos, el suelo debe tener la suficiente cohesión para permanecer firme y estable mientras la sección de la pantalla es completada.

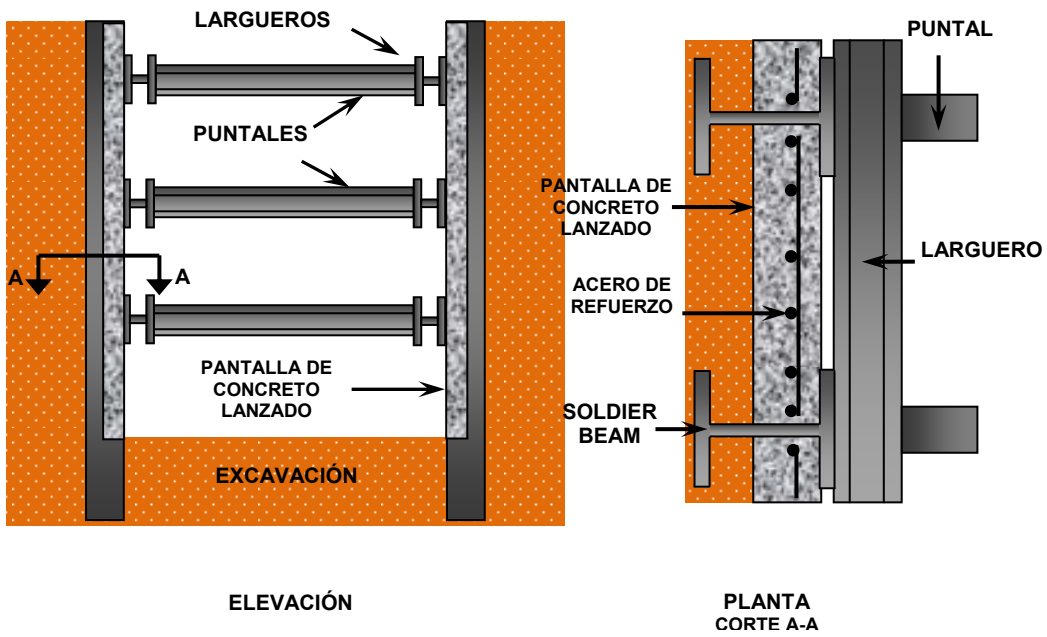


Figura 5.14. Revestimiento de concreto lanzado y colocado entre soldier beams.
Fuente: Lateral Supports System and Underpinning, Vol. I, Goldberg, Jaworski & Gordon, 1976.

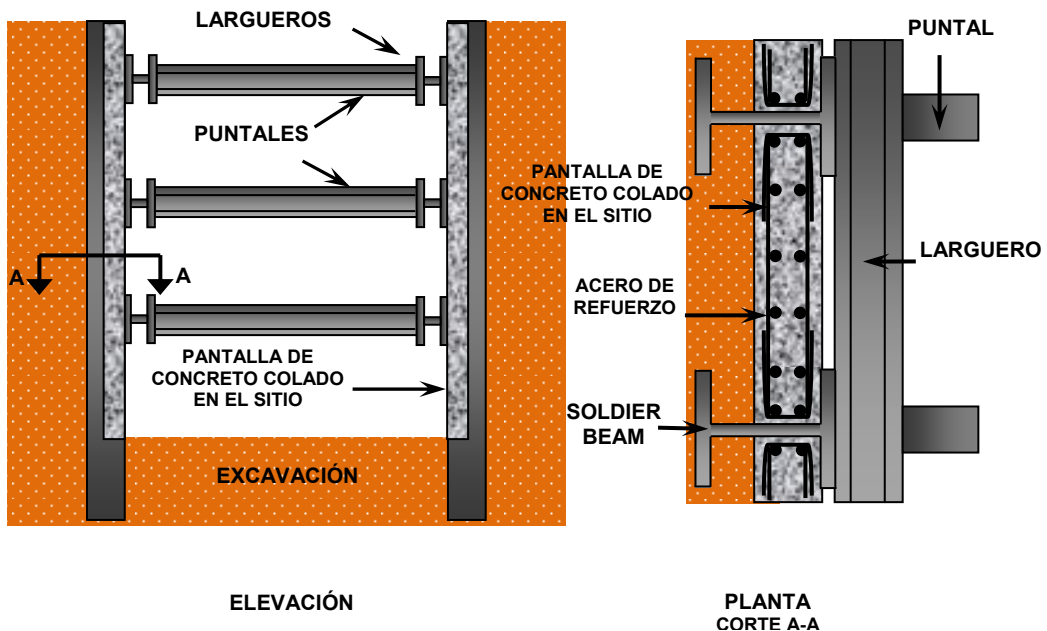


Figura 5.15. Revestimiento de concreto colado en el sitio, colocado entre soldier beams.
Fuente: Lateral Supports System and Underpinning, Vol. I, Goldberg, Jaworski & Gordon, 1976.

Dentro de las pantallas con concreto se encuentran los paneles prefabricados, los cuales son pesados y sus espesores pueden variar de **15 a 25 cm (6 a 10 in)**. Dichos paneles se diseñan con barras de acero de refuerzo para soportar las cargas y esfuerzos temporales o permanentes a los que la estructura estará sometida después de la construcción y durante la construcción. Además, se pueden colocar miembros verticales prefabricados de concreto con barras de acero de refuerzo que sirvan de soporte y apoyo a los paneles de concreto para la distribución de cargas. A este sistema se le puede llegar a conocer comúnmente como “Muro París” o “Parisienne Wall”. Las variantes son numerosas, por lo que en esta sección se ha tratado de ampliar un poco el panorama sobre las estructuras de apuntalamiento utilizando en su mayoría elementos de acero, tal como son los puntales o los soldier beams como elementos verticales discretos.

En la figura 5.16 podemos observar otro tipo de sistema de apuntalamiento, en el cual la variación está en la pantalla de revestimiento, debido a que en lugar de soldier beams y tablas horizontales se utilizan tablestacas de acero interconectadas entre sí, las cuales son hincadas en el terreno antes de iniciar la excavación del terreno. La tablestaca es una pieza prefabricada, recta, en la cual, la dimensión longitudinal es muy superior a las otras, de sección transversal constante y alargada, cuyos extremos están dotados de juntas para su unión a otras tablestacas idénticas.

El campo de aplicación de las tablestacas es amplio. Casi siempre están relacionadas con el sostenimiento lateral del terreno y, sobre todo, en presencia del nivel freático. Como aplicaciones más frecuentes cabe mencionar.

Pantallas continuas a lo largo del perímetro de recintos a excavar; muelles portuarios (pantallas con anclajes); cajeros de diques secos, esclusas de navegación y canales; recintos de protección de pilas de puentes frente a la socavación; pantallas de impermeabilización, etc. Esto en cuanto a obras definitivas. Sin embargo, la facilidad de su manejo y la rapidez de su instalación, por una parte, y la posibilidad de su extracción del terreno, hacen de las tablestacas elementos de gran utilidad para obras provisionales, como recintos para excavación en la ejecución de cimentaciones bajo el

nivel freático (por ejemplo, pilas de puentes) o en recalces, reparaciones de conducciones, ataguías, etc. En ocasiones, las tablestacas no se recuperan y pueden servir de encofrado en obras con importantes volúmenes de concreto.

Otra aplicación de las tablestacas es que se utilizan para construir muros continuos de estructuras costeras que van desde embarcaderos para lanchas pequeñas de recreo hasta muelles para embarcaciones de gran tamaño. A diferencia de muchos otros sistemas de retención (sistemas de soldier beams con puntales o anclajes), los muros con tablestacas no requieren el drenaje del sitio. En los cortes apuntalados, los puntales y los largueros se conectan en forma adecuada con la tablestaca para una transferencia de carga eficiente, al igual que con el método de soldier beams.

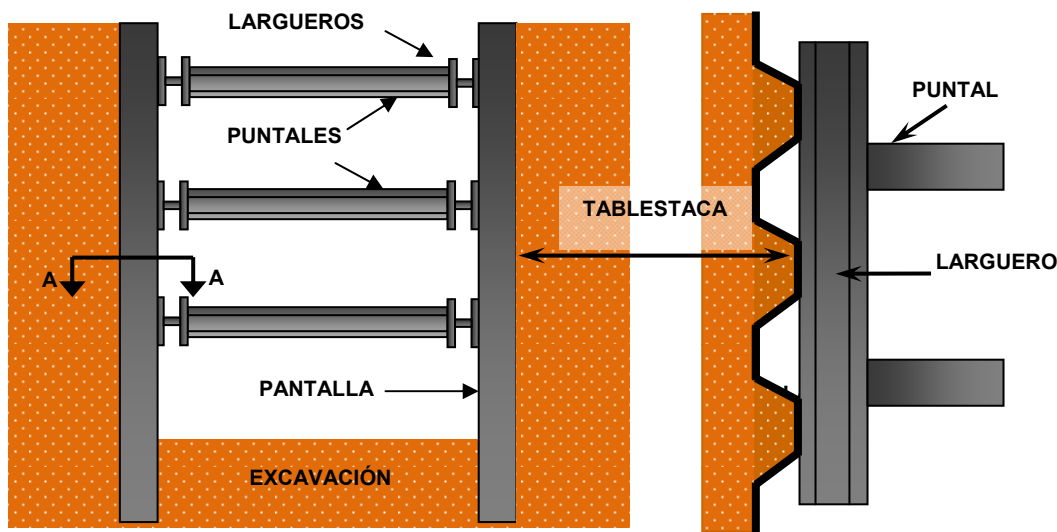


Figura 5.16. Tipo de corte apuntalado con tablestacas de acero.
Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones, Braja Das, 2006.

5.4 PRESIÓN DE SUELOS EN CORTES APUNTALADOS

Los cortes apuntalados, al igual que las demás estructuras de retención, están sujetos a fuerzas generadas por las presiones del suelo a retener. Aunque con la limitación del movimiento lateral por parte de los puntales, el suelo que se ubica detrás del muro no se encuentra del todo en estado activo. Es muy preciso decir que la presión del suelo se encuentra entre el estado activo y el estado de reposo. Por lo tanto, puede ser adecuado revisar ambos estados y diseñar con el más conservador.

Con los puntales, el muro es presionado contra el suelo retenido, lo que significa que el perfil de las presiones del suelo es más trapezoidal que triangular. La figura 5.17 idealiza el desarrollo de las presiones detrás del corte apuntalado cuando se realizan las operaciones de excavación.

En la etapa 1, el muro está sujeto a una presión activa en donde se dan lugar los desplazamientos por el movimiento del suelo. Las deformaciones laterales dependen de la interacción entre el suelo y el muro que lo retiene a medida la excavación avanza. Posteriormente, es aplicada una fuerza proveniente del primer puntal y así se da lugar a la etapa 2 del proceso de análisis constructivo del corte. Sin importar cuán grande sea la fuerza del puntal (dentro de las limitaciones prácticas), el muro y el suelo no son empujados a regresar a su posición original, pero dicha fuerza del puntal, que es más grande que la presión activa, genera un incremento considerable en la presión del muro.

La integración del diagrama de presión al final de la etapa 2 sería equivalente a la fuerza del primer puntal. Esta cantidad de fuerza no es exacta debido a las incertidumbres existentes en la distribución de presiones del suelo por el movimiento del mismo. Como se muestra para el final de la segunda etapa, la excavación causa un nuevo desplazamiento lateral entre los puntos **b** y **c** (etapa 3) y probablemente se origine una pérdida de fuerza en el puntal (como el suelo detrás del primer puntal se retira, se dan los desplazamientos hacia afuera entre **b** y **c**) así como la fluencia del suelo. La aplicación de una segunda fuerza de un segundo puntal resulta en el inicio de la etapa 4. El final de dicha etapa ocurre cuando la excavación procede de **c** a **d** y se da una pérdida adicional del terreno debido al movimiento lateral del mismo. Además, es evidente que si se mide la presión detrás del muro, esta estará directamente relacionada con las fuerzas de los puntales y tendrá una pequeña relación con las presiones reales del suelo involucrado en el movimiento del muro hacia la excavación (hacia adelante).

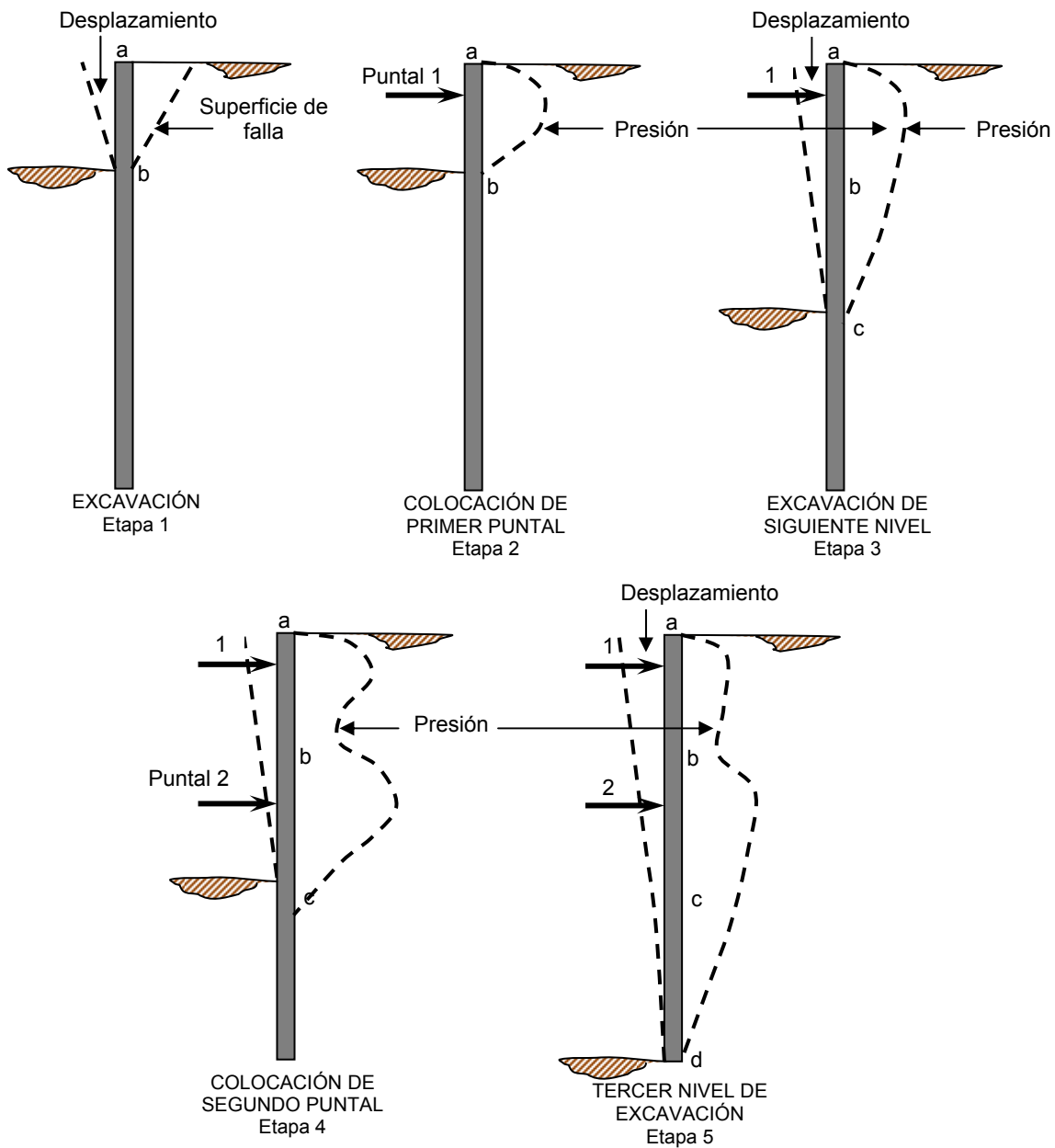


Figura 5.17. Desarrollo idealizado de las presiones de tierra detrás de la excavación.

Fuente: Foundations Analysis and Design, Joseph E. Bowles, 1997.

Envolventes de presión de Karl Peck

Peck (1943) (utilizando mediciones tomadas de cortes abiertos en arcillas durante la construcción del sistema subterráneo de Chicago, Illinois en los años de 1939 a 1941)

y posteriormente en el libro de Terzaghi y Peck de 1969, propuso diagramas de presiones aparentes para el diseño de cortes apuntalados con la información que recabó durante su etapa de investigación. Las presiones aparentes en arenas se basaron principalmente en la interpretación de aquellos reportados por Krey (en la década de los 1930) de las presiones medidas en cortes de arenas durante la construcción del sistema subterráneo de Berlín.

Estos diagramas fueron obtenidos de las envolventes de presiones máximas que fueron medidas y clasificadas para cada uno de los diversos proyectos estudiados. Las envolventes de presión se basaron principalmente en el estado activo del suelo, utilizando el coeficiente de presión activo de Rankine o Coulomb, respectivamente.

Diagramas de presión aparente para cortes en arenas

Usando las cargas en los puntales observadas y medidas en los cortes de arena en la construcción de las vías ferroviarias de Berlín, Múnich y Nueva York, Peck proporcionó la envolvente de los diagramas de presión lateral aparente para el diseño de cortes en arena. Esta envolvente está ilustrada en la figura 5.18.

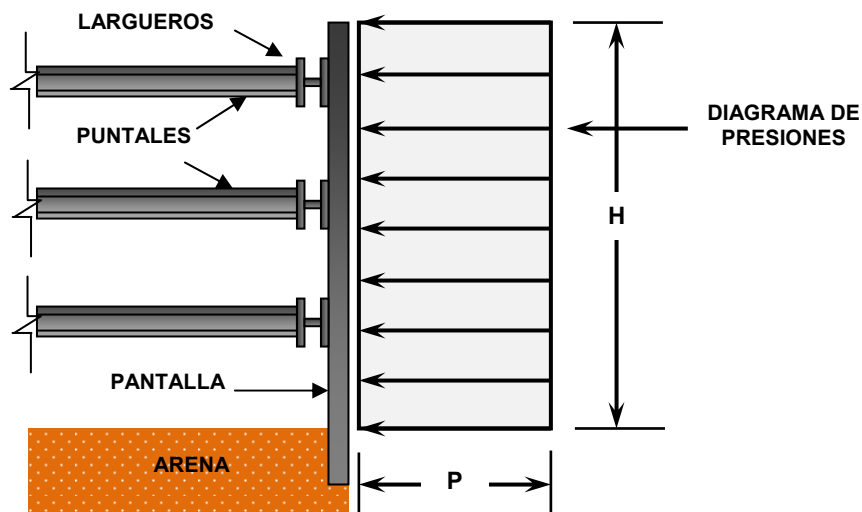


Figura 5.18. Envolvente de presión aparente de Peck para cortes en arena.
Fuente: Naval Facilities Engineering Command, Foundations and Earth Structures, 1986.

El valor de la presión P se establece como:

$$P = 0.65K_A \gamma H$$
$$K_A = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

Donde:

- P = Presión horizontal del diagrama de presión de tierras (KN/m²)
- K_A = Coeficiente de presión de tierras en condición activa de Rankine
- ϕ = Ángulo de fricción interna del suelo
- γ = Peso volumétrico del suelo (KN/m³)
- H = Altura del corte de la excavación (m)

Diagramas de presión aparente para cortes en arcilla blanda y media

De manera similar, Peck también proporcionó las envolventes de los diagramas de la presión lateral aparente para cortes en arcillas blandas a medias, la cual se muestra en la figura 5.19.

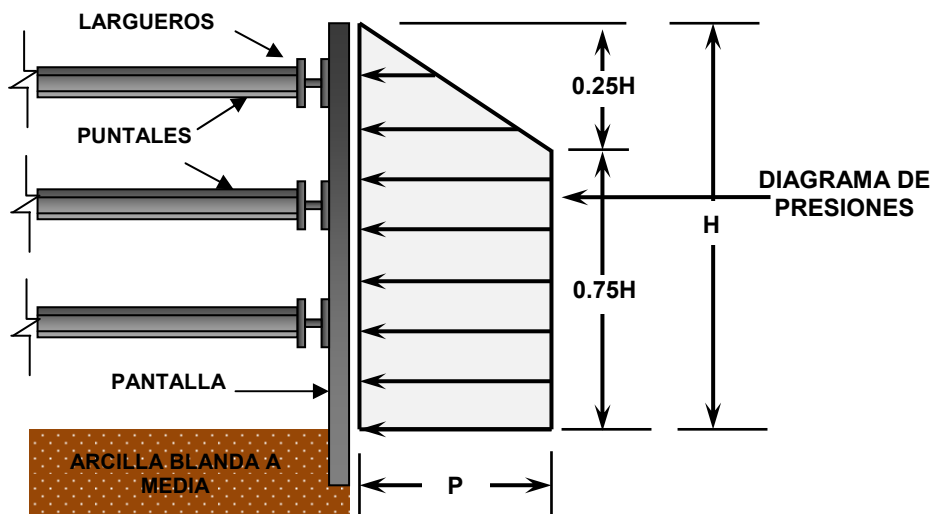


Figura 5.19. Envolvente de presión aparente de Peck para cortes en arcillas blandas y medias.
Fuente: Naval Facilities Engineering Command, Foundations and Earth Structures, 1986.

Para utilizar el diagrama de presión aparente para arcillas blandas y medias, se debe cumplir la siguiente condición:

$$N_s > 4 \Rightarrow \frac{\gamma H}{s_u} > 4$$

Donde:

N_s = Número de estabilidad del suelo

s_u = Resistencia al corte no drenada del suelo (KN/m²)

Entonces, la presión en un corte de arcilla blanda y media es la mayor de:

$$P = K_A \gamma H = \left(1 - m \frac{4s_u}{\gamma H} \right) \quad y \quad P = 0.3\gamma H$$

En donde el factor de corrección de la arcilla “ m ” es igual a uno ($m = 1.0$), excepto cuando el corte esté sustentado por un estrato profundo de arcilla blanda normalmente consolidada, entonces $m = 0.4 FS$. En donde FS es el factor de seguridad contra la inestabilidad del fondo del corte de la excavación, ($1.0 \leq FS \leq 1.5$).

Diagramas de presión aparente para cortes en arcilla firme o rígida

El diagrama de presiones aparentes propuesto por Peck para cortes en arcillas de consistencia firme o rígida tiene la configuración que se muestra en la figura 5.20.

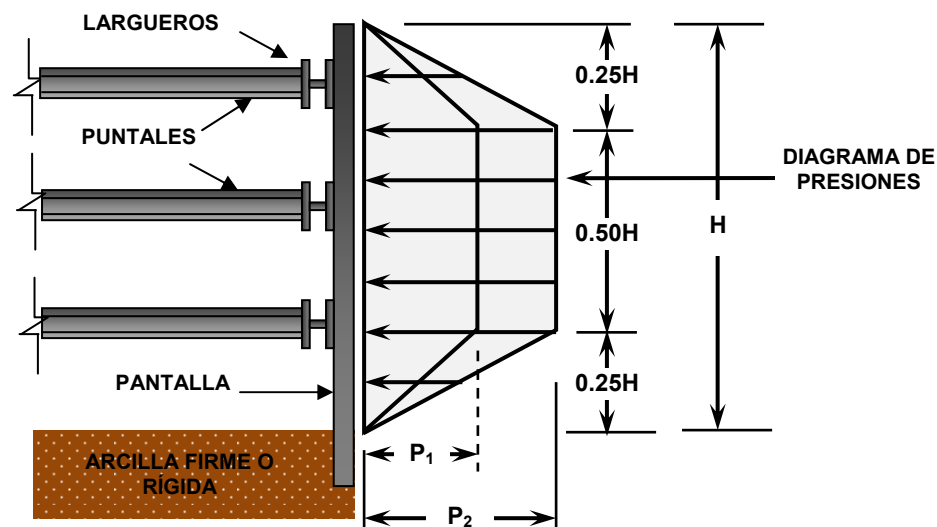


Figura 5.20. Envolvente de presión aparente de Peck para cortes en arcillas firmes o rígidas.
Fuente: Naval Facilities Engineering Command, Foundations and Earth Structures, 1986.

Entonces, las presiones se determinan de la siguiente manera:

$$P_1 = 0.2\gamma H \quad y \quad P_2 = 0.4\gamma H$$

En donde se podrá utilizar un valor promedio de $P = 0.3\gamma H$, ó bien se podrá utilizar el valor de P_1 cuando los movimientos son pequeños o cuando el período de construcción sea pequeño.

La condición que deberán cumplir los suelos arcillosos para utilizar el diagrama de presiones aparente para arcillas firmes es la siguiente:

$$N_s \leq 4 \quad \Rightarrow \quad \frac{\gamma H}{s_u} \leq 4$$

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 ($\Phi = 0^\circ$).

Envoltentes de presión aparente propuestos por Gregory Tschebotarioff

Los diagramas de Peck han sido modificados varias veces, mostrando las últimas realizadas en la tabla 5.1. Cuando los diagramas propuestos por Peck fueron publicados por primera vez, Tschebotarioff y sus colaboradores (ver Tschebotarioff, 1973) notaron que inicialmente Peck propuso que los perfiles de arcilla tenían un coeficiente de presión activo nulo ($K_A = 0.0$) para ciertas combinaciones de $s_u/\gamma H$, entonces una primera modificación fue hecha para evitar que esto ocurriera.

Tschebotarioff observó también que para la mayoría de suelos granulares (sin cohesión), $0.65K_A \approx 0.25$ para todos los propósitos prácticos, puesto que Φ es usualmente aproximado. Bajo estas observaciones, se desarrollaron nuevas pero ligeras sugerencias para la construcción de presiones de tierra, las cuales se muestran en la tabla 5.1 y las cuales son referenciadas a la figura 5.21.

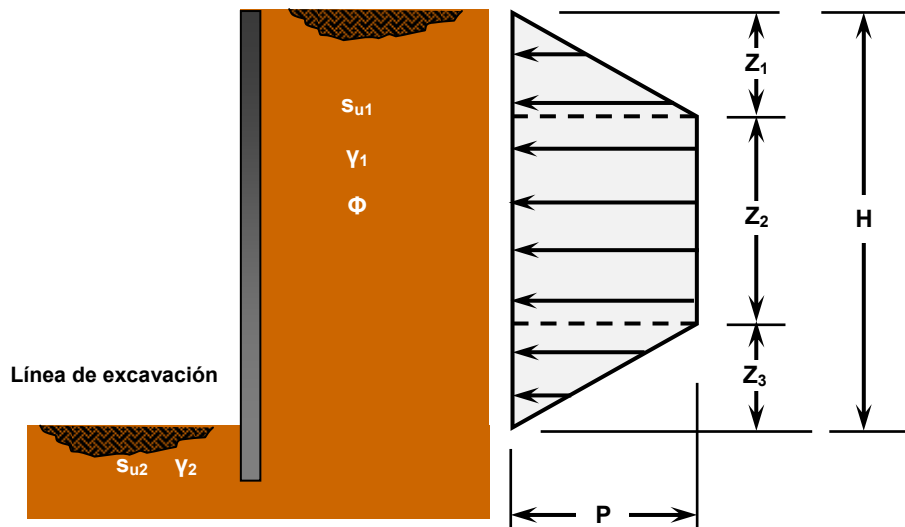


Figura 5.21. Envolvente de presión aparente de Tschebotarioff para cortes de excavaciones.
Fuente: Foundations Analysis and Design, Joseph E. Bowles, 1997.

TABLA 5.1. RESUMEN DE DIAGRAMAS DE PRESIÓN APARENTE DE TSCHEBOTARIOFF (JOSEPH E. BOWLES, 1997)				
TIPO DE SUELO	Z_1	Z_2	Z_3	P
ARENA	0.10	0.70	0.20	$0.25\gamma H$
SOPORTE TEMPORAL EN ARCILLA MEDIA	0.60	0.00	0.40	$0.30\gamma H$
SOPORTE PERMANENTE EN ARCILLA MEDIA	0.75	0.00	0.25	$0.375\gamma H$

Si se determinan las fuerzas de los puntales basándose en los diagramas de presiones aparentes y además se asume una viga simplemente apoyada para el diseño de la pantalla de revestimiento como propusieron Terzaghi y Peck, la fuerza del puntal producirá no más que el área contribuyente de esa parte del diagrama de presiones. La pantalla de revestimiento puede que esté sobre-diseñada, debido a que es continua y también a que el análisis de una viga simple produce momentos flexionantes de grandes magnitudes. Sin embargo, este sobre-diseño es parte del propósito de la utilización de estos diagramas de presiones aparentes.

Propiedades del suelo para el diseño de cortes apuntalados

Las propiedades del suelo a utilizar para el diseño de cortes apuntalados van a depender de la vida del muro (temporal o permanente), así como la ubicación del nivel freático detrás del muro.

Si el suelo está razonablemente protegido y se encuentra arriba del nivel freático, los parámetros drenados del suelo son más apropiados para usarse (o por lo menos los parámetros determinados de ensayos de consolidación no drenados con el contenido de agua in situ). Si el suelo retenido tiene una parte arriba del nivel freático y la otra está sumergida (bajo el nivel freático), los parámetros drenados deberán aplicarse a la porción que se encuentra arriba del nivel freático.

Para el suelo retenido que se encuentra bajo el nivel freático, los ensayos no drenados y consolidados serían los más apropiados. La presión lateral del puntal tenderá a colocar el suelo ubicado bajo el nivel freático en una condición consolidada-no drenada, pero este estado dependerá de cuánto tiempo estará el muro en el lugar y de la permeabilidad del suelo retenido. Si el muro está en el lugar sólo por una semana, más o menos, los parámetros no drenados de resistencia serían los más apropiados para el diseño. Debe mantenerse en mente que el drenaje de la presión de poros en los suelos sin cohesión es lo suficientemente rápido para que se pueda utilizar el ángulo de fricción interna drenado, ϕ , en el diseño.

La parte interior del muro está en una condición de tensión normal mientras que los extremos o esquinas se encuentran en un estado tri-axial. Cuando el ángulo de fricción interna del suelo, ϕ , no es obtenido de pruebas o es estimado menor de 35° , no es necesario ajustar las condiciones de tensión en el suelo.

Pérdida de resistencia con el transcurrir del tiempo

En 1958 Bjerrum y Kirkedam midieron las fuerzas en los puntales en una excavación desde septiembre hasta noviembre, las cuales indicaron que la presión lateral de tierra se incrementó de **20 a 63 KPa (410 a 1,290 lb/ft²)**, debido a una aparente pérdida de la cohesión del suelo. Esta observación se basó en una base de datos utilizando parámetros consolidados-no drenados de resistencia para ϕ y c (s_u) y posteriormente asumiendo solamente el ángulo ϕ . En 1989 Ulrich observó que las cargas en los puntales incrementaron con el tiempo en arcillas sobre-consolidadas. También otros han reportado que las cargas en los puntales se incrementan con el transcurrir del tiempo aunque no de manera cuantitativa. Sin embargo, parece que un incremento del

20 al **30%** no es algo fuera de lo común. Estos incrementos rara vez resultan en una falla, pero reducen de manera substancial el factor de seguridad.

La cohesión se reduce a menudo en los cortes de arcilla debido a los cambios en el contenido de humedad, la oxidación, las grietas por tensión y otros factores, de modo que sobre una base a largo plazo puede que no sea seguro confiar en valores grandes de cohesión para reducir la presión lateral del suelo. Incrementos temporales de las cargas en los puntales pueden surgir como resultado del almacenamiento de materiales de construcción o equipo pesado en los alrededores del perímetro de la excavación. Cuando los cortes están abiertos de **2** a **5** días solamente, la cohesión es muy confiable para mantener estables las paredes de la excavación.

Agua superficial y subterránea

En cualquier formación no cohesiva es absolutamente esencial que el agua sub-superficial sea drenada antes de hacer la excavación. La profundidad del corte por debajo del nivel freático, la porosidad, la permeabilidad del suelo y la presencia de estratos de suelos intercalados que sean impermeables son aspectos a tomarse en cuenta en la elaboración de un plan de “desagüe” o drenaje. En suelos que drenan muy lentamente, la excavación en la cara del corte avanza muy lentamente también (**30 cm por etapa**). En el fondo de la excavación se procura hacer una pequeña canaleta en forma de “**V**” para permitir un buen drenaje superficial y para ayudar a bajar el nivel freático cerca de la cara de la excavación.

Cuando estratos impermeables están intercalados con otros estratos permeables, el control del agua subterránea se vuelve más difícil. El agua tiende a fluir por un período de tiempo relativamente largo justo encima del estrato impermeable (estratos).

La protección contra la erosión a través de un revestimiento de madera en la cara de la excavación se logra comúnmente con la combinación de un relleno efectivo detrás de las tablas y la colocación de cantidades de heno en los espacios abiertos entre las tablas para filtrar el suelo. Otra manera de prevenir la erosión es la utilización de concreto poroso como filtro detrás del revestimiento (Mansur and Alizadeh, 1970).

5.5 DISEÑO DE LOS COMPONENTES DEL SISTEMA DE APUNTALAMIENTO

5.5.1 DISEÑO DEL SOLDIER BEAM

Los sistemas de apuntalamiento, muros anclados, o muros de tablestacas son diseñados para resistir las presiones laterales de las envolventes de presión aparente, incluyendo apropiadamente las sobrecargas, fuerzas hidrostáticas y otro tipo de fuerzas. En la figura 5.22 se muestra el método de “bisagras” para calcular los momentos flexionantes en el muro para un sistema de apuntalamiento con múltiples niveles. Dichos momentos son calculados para la parte expuesta del muro, entendiéndose por parte “expuesta” la comprendida por la altura entre la superficie del terreno y el fondo de la excavación. Para sistemas apuntalados o muros construidos en suelos competentes, tal como la mayoría de arenas o las arcillas firmes, el máximo momento flexionante, M_{max} , ocurre en la parte expuesta del muro o sistema. Para sistemas que penetran en materiales más débiles, el momento máximo puede ocurrir en la parte embebida del sistema.

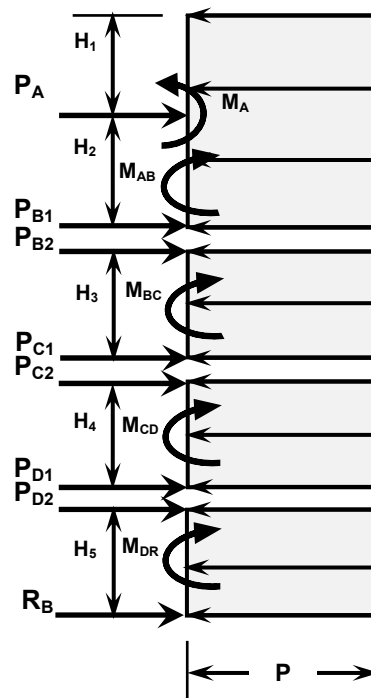


Figura 5.22. Momentos flexionantes verticales para diseño del soldier beam.
Fuente: Ground Anchors and Anchored Systems, Sabatini, Pass, Bachus, 1999

La selección apropiada de la sección del soldier beam se basa en el cálculo del máximo momento flexionante en el elemento vertical. El momento negativo se calcula realizando sumatoria de momentos en la ubicación del primer puntal. Para el método de las “bisagras”, el momento flexionante máximo se encuentra entre cada puntal donde la fuerza cortante es cero ($V = 0$) (Sabatini, Bachus, 1999). Este método para el cálculo del momento flexionante es bastante conservador y no ofrece encontrar el punto preciso de ubicación de dicho momento. Para evaluar el momento máximo para el diseño de los soldier beams, el momento calculado por unidad de longitud de acuerdo a la figura 5.22, deberá ser calculado por el espaciamiento horizontal de centro a centro entre los soldier beams del sistema. En el diseño del soldier beam se hará uso de la metodología de Diseño de estructuras de acero por factor de carga y resistencia, LRFD y por los lineamientos y requisitos planteados por el Manual de Construcción del Acero del AISC.

Una vez calculado el momento máximo del elemento vertical (Soldier beam), se procede a seleccionar el perfil W de acero más adecuado, es decir que soporte las exigencias de diseño, a través del cálculo del módulo de sección plástico requerido para dicho momento Z_{Xreq} , con la ecuación siguiente:

$$Z_{Xreq} \geq \frac{M_u \times 10^6}{\phi_f f_y}$$

Donde:

M_u = Resistencia a la flexión requerida bajo cargas factorizadas (KN-m)

ϕ_f = Factor de resistencia por flexión (use 0.9)

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero (MPa)

Este valor debe ser menor que el módulo de sección plástico de la sección seleccionada con ayuda de las tablas de diseño del **LRFDM** (específicamente la tabla de selección de vigas; tabla 5.3 del LRFDM), ver ejemplo de diseño del elemento en este capítulo. En estas tablas se encuentran algunas propiedades concernientes a la revisión posterior de la sección seleccionada, tales como las separaciones límites sin soporte lateral (L_p y L_r), el momento máximo resistente de la sección del perfil

seleccionado, que es igual al momento plástico $\Phi_b M_p$, (donde $\Phi_b = \Phi_f$) y el factor de forma de la sección, BF , (entre otras propiedades).

Revisión de soporte lateral de la sección seleccionada

Si la viga no tiene soporte lateral continuo (es decir que la separación entre largueros es aproximadamente cero), el intervalo del soporte lateral, L_b , (apoyos de los Soldier beams, en este caso dicha longitud es igual a la separación entre largueros), debe ser verificado contra el valor de L_p , que representa la longitud límite sin soporte lateral de la sección elegida, como se muestra en la siguiente ecuación. Si esta condición de apoyo se cumple, el elemento analizado (Soldier beam) está perfectamente apoyado, es decir posee un *soporte lateral adecuado* para la sección de perfil W seleccionado y por lo tanto, dicha sección posee una resistencia igual al momento plástico $\Phi_f M_{px}$.

$$L_b \leq L_p$$

Donde el valor de la separación límite sin soporte lateral, L_p (también denominada, longitud límite del patín de compresión no soportado lateralmente para capacidad de momento plástico total), también puede ser calculado con la siguiente expresión:

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

Si no se cumple ésta condición (de soporte lateral adecuado), debe aplicarse la teoría de viga compacta perfil I con soportes laterales no adecuados, por lo tanto el momento resistente de la sección del Soldier beam se ve reducido al estado lateral-torsional inelástico.

Reducción de momento de resistente para sección sin soporte lateral adecuado

Para segmentos de viga compacta de perfil I no soportados lateralmente con $L_p < L_b \leq L_r$, el estado límite que rige es el pandeo *lateral-torsional inelástico* en el segmento sin soporte lateral bajo momento uniforme. Por lo que, la resistencia de diseño a la flexión (M_d) para esta condición es:

$$M_d = \phi_f M_n = \min[C_f M_{dl}, \phi_f M_{px}]$$

$$M_{dl}^{\circ} = \phi_f M_{px} - BF(L_b - L_p)$$

Los términos de la ecuación anterior, son tomados de la tabla de la selección de vigas antes mencionada y donde:

- M_{dl}° = Resistencia de diseño a la flexión de la viga bajo momento uniforme (KN-m)
- C_f = Factor de modificación para diagramas de momento no uniforme en la longitud L_b
- L_r = Longitud sin soporte lateral límite para pandeo lateral elástico (m)

El factor C_f , considera las diferentes zonas de tensión en el patín a compresión debido a los puntos de inflexión de los apoyos. Para cargas distribuidas a lo largo de toda la viga debe tomarse $C_f = 1.0$. Kirby y Nethercot (1979) propusieron una expresión para C_f que puede usarse en diagramas de momento de cualquier forma y que da como resultado buenas estimaciones del momento crítico. Su ecuación, que la LRFDS ha adaptado como ecuación FI-3, es:

$$C_f = \frac{12.5M_{\max}}{2.5M_{\max} + M_A + 4M_B + 3M_C}$$

Donde:

- M_{\max} = Valor absoluto del momento máximo dentro del segmento sin soporte lateral (incluidos los puntos extremos) (KN-m)
- M_A = Valor absoluto del momento en un punto a un cuarto de la longitud del segmento sin soporte lateral (KN-m)
- M_B = Valor absoluto del momento en un punto a la mitad de la longitud del segmento sin soporte lateral (KN-m)
- M_C = Valor absoluto del momento en un punto a tres cuartas partes de la longitud del segmento sin soporte lateral (KN-m)

Revisión por pandeo local de placas en patín (f) y alma (w)

Debido a que los perfiles de vigas, tales como las secciones I , están compuestas por placas, y que algunos de estos elementos se encuentran a compresión cuando el perfil se sujeta a flexión. Solo se puede alcanzar la resistencia a la flexión de la sección, con base en su comportamiento general, es decir si los elementos de placa no se pandean

localmente. Por ejemplo, la mitad del patín de compresión de una viga sujeta a momento uniforme actúa como un elemento de placa no atiesado bajo compresión en los bordes, como se muestra en las figura 5.23, a y b, y se pandeará como se muestra en las figuras 5.23 c y d. La placa del alma actúa como un elemento de placa atiesada bajo compresión por flexión y puede pandearse localmente. Este pandeo local de elementos de placa puede causar falla prematura de toda la sección, en el último de los casos, esfuerzos que se vuelven no uniformes y reducen la resistencia general de la viga.

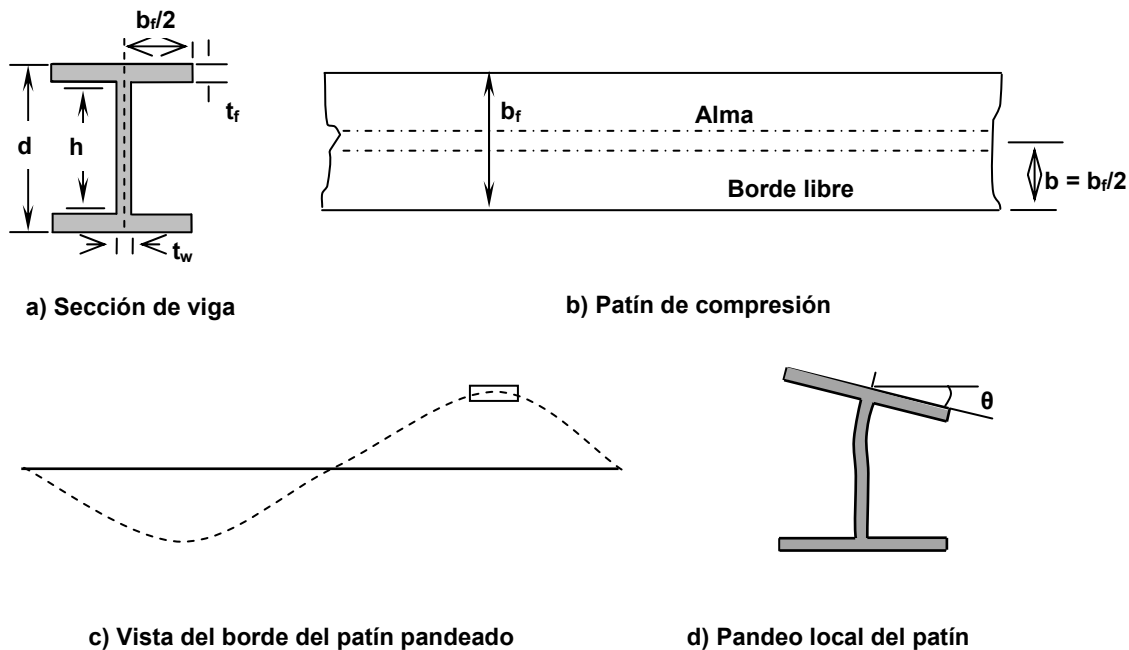


Figura 5.23. Pandeo local del patín a compresión de un larguero.

Fuente: Estructuras de Acero: Comportamiento y LRFD, Sriramulu Vinnakota, 2006

Ahora se debe revisar la suposición inicial de que el perfil seleccionado es compacto, al comparar las relaciones ancho-grueso del patín y del alma de la sección elegida. Para que la sección de perfil sea considerada compacta se requiere que la placa del patín denotada con la letra **f**, (elemento no atiesado por estar libre en sus extremos) y la placa del alma denotada con la letra **w**, (elemento atiesado) satisfagan las siguientes condiciones:

$$\lambda_f \leq \lambda_{pf} \quad y \quad \lambda_w \leq \lambda_{pw}$$

O se consideran esbeltos si:

$$\lambda_f \leq \lambda_{rf} \quad y \quad \lambda_w \leq \lambda_{rw}$$

De la tabla B5.1 de la LRFDS, para perfiles *I* de acero laminado:

$$\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}; \quad \lambda_{pw} = 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_{rf} = 0.83 \sqrt{\frac{E}{f_y}}; \quad \lambda_{rw} = 5.70 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

Es de hacer notar que:

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2t_f} \quad y \quad \lambda_w = \frac{h}{t_w}$$

Donde:

- λ_{pf} = Parámetro limitante de esbeltez para el patín de un perfil *I* compacto
- λ_{pw} = Parámetro limitante de esbeltez para el alma de un perfil *I* compacto
- λ_{rf} = Parámetro limitante de esbeltez para el patín de un perfil *I* no compacto
- λ_{rw} = Parámetro limitante de esbeltez para el alma de un perfil *I* no compacto
- E = Módulo de elasticidad del acero o módulo de Young (20.0 MPa)
- f_y = Esfuerzo de fluencia del acero (MPa)
- b_f = Ancho del patín (mm)
- t_f = Espesor del patín del perfil (mm)
- H = Distancia libre menos el filete de cada patín (mm)
- t_w = Espesor de la placa del alma del perfil (mm)

Estas revisiones se realizan para considerar la posible reducción de la resistencia de diseño del perfil seleccionado, ya que si el perfil no es compacto se produce dicha reducción en la resistencia aunque la sección resista el momento flexionante para el cual se eligió la sección de perfil analizada.

Además, debe verificarse la resistencia al cortante en el alma de la viga, tomando un esfuerzo de fluencia de cortante igual al **60 %** del esfuerzo de fluencia en tensión del

material, la fuerza cortante nominal de un perfil I de acero laminado, que corresponde al estado límite de fluencia, es:

$$\phi_s V_n = 0.6 \times 10^{-3} \phi_s f_y A_w = 0.6 \times 10^{-3} \phi_s f_y d' t_w \geq V_u$$

Donde:

- A_w = Área neta sujeta a cortante (mm^2)
- ϕ_s = Factor de reducción por cortante (use 0.9)
- t_w = Espesor de la placa del alma del perfil W (mm)
- d' = Peralte total de la viga (mm)

Para esta sección $d' = d$, obtenida de las tablas de propiedades de los perfiles W (tabla 1-1 del LRFDM: dimensiones y propiedades), además de estas tablas se puede obtener las otras dimensiones, como el espesor de la placa del alma del perfil t_w , entre otras propiedades.

5.5.2 DISEÑO DEL REVESTIMIENTO DEL SISTEMA DE APUNTALAMIENTO

A pesar que hay numerosas variantes para la conformación de la pantalla de revestimiento en cuanto a materiales, resistencia y durabilidad, el revestimiento de madera es uno de los más utilizados para los sistemas de entibados o de apuntalamiento, sobre todo cuando se utilizan vigas metálicas montantes (soldier beams) como columnas colocadas en la excavación por sus características de resistencia contra la presión lateral del terreno, la cual se concentra casi en su totalidad en la rigidez relativa de los soldier beams y el resto se transmite al revestimiento flexible de madera entre los soldier beams, lo que genera una redistribución de presión.

Esta redistribución de presiones, mejor conocida como “arqueo” está íntimamente relacionada con la forma de construcción del sistema de apuntalamiento. Otro fenómeno relacionado al arqueo del suelo es que la presión en el revestimiento no se ve afectada por la profundidad, lo que conlleva a que los soldier beams contribuyan a resistir las fuerzas que se generen a grandes profundidades en la excavación. Dicho todo lo anterior, con el fin de elegir una alternativa, el análisis que se presenta en esta

sección está enfocado al diseño de revestimiento utilizando tablas de madera, aunque es importante recalcar que no es la única opción y que el diseñador considerará la alternativa más conveniente para su proyecto.

Instalación del revestimiento

Luego de la colocación de los perfiles metálicos verticalmente. El suelo en frente del muro se excava en niveles, seguido de la instalación del revestimiento. Las excavaciones para la instalación del revestimiento se lleva a cabo generalmente en niveles cuyas profundidades varían de **1.2 a 1.5 m (4 a 5 ft)**, aunque cuando el suelo no sea lo suficientemente resistente como para permanecer estable sin revestimiento en un período de tiempo específico, entonces los niveles de excavación deberán ser de menor profundidad. El revestimiento debe ser colocado de arriba hacia abajo lo más pronto posible después de realizada la excavación para evitar la inserción de materiales dentro de la misma.

Antes de la instalación del revestimiento, la cara del suelo debe ser excavada de tal forma que la superficie de contacto sea razonablemente lisa para la colocación del revestimiento. Las tablas pueden ser colocadas detrás del patín frontal del perfil metálico o al frente del patín mismo. Las tablas colocadas detrás del patín del perfil metálico (soldier beam) se cortan con longitudes aproximadas y son colocadas entre perfiles adyacentes y son aseguradas con cuñas de madera o metálicas. El revestimiento de madera también puede colocarse al frente de los perfiles metálicos y es sujetado mediante pernos soldados o cualquier otro método de sujeción. Raras veces el revestimiento se coloca detrás de los perfiles metálicos. Con cualquier método utilizado, las aberturas detrás del revestimiento y en el suelo retenido deben ser adecuadamente rellenadas para asegurar un buen contacto entre las superficies.

Antes de los revestimientos subsiguientes, puede dejarse un espacio que sea adecuado para un drenaje vertical adyacente entre las tablas del revestimiento (que varía de **3 a 5 cm**). El tamaño de dicha abertura debe ser lo suficientemente ancha para permitir un drenaje adecuado y al mismo tiempo un desalojo adecuado de las partículas de suelo que se han desprendido detrás de las tablas.

La instalación del revestimiento continua hasta que la excavación llega a **0.60 m (2 ft)** debajo del nivel de diseño para la colocación del puntal. En este punto, la instalación del revestimiento puede ser interrumpida y puede proseguirse con la instalación del larguero y del puntal.

Diseño del revestimiento de madera

El espesor del revestimiento del sistema de apuntalamiento de carácter temporal es seleccionado en base a la experiencia o en base a reglas semi-empíricas. Cuando el revestimiento es parte de un sistema de apuntalamiento permanente, este debe diseñarse en función de los códigos y normas de diseño estructural para estructuras permanentes. Sin embargo, la utilización de sistemas de revestimiento permanentes con madera tratada no son recomendados debido a que se necesitarían programas extensos de mantenimiento durante la vida útil del sistema, lo que conllevaría a costos excesivos de operación. Además, otros de los inconvenientes que van implícitos en el uso de madera es proveer una protección adecuada contra el riesgo de incendios en el sitio de la obra, o bien darle un tratamiento químico adecuado a la madera para evitar que esta se pudra o se deteriore por la acción de insectos o de la misma intemperie.

En la tabla 5.2 se presentan algunos espesores recomendados para madera en sistemas de apuntalamiento y muros anclados con pantalla de revestimiento conformada por tablas de madera colocada entre los soldier beams metálicos. Estos espesores pueden resultar muy útiles para la realización de un dimensionamiento preliminar de la pantalla para luego hacer las revisiones de diseño respectivas. Los valores de la tabla están basados en factores determinantes como la experiencia constructiva acumulada de proyectos similares en diferentes estratos de suelo, en la separación entre soldier beams y en la profundidad del corte a realizar en la excavación.

TABLA 5.2. ESPESORES DE REVESTIMIENTO RECOMENDADOS PARA SISTEMAS DE APUNTALAMIENTO CON MADERA (ITL TR-01-1, STROM AND EBELING, 2001)									
ESTABILIDAD DEL SUELO	DESCRIPCIÓN DEL SUELO	TIPO DE SUELO	PROFUNDIDAD	ESPESOR RECOMENDADO PARA ESPACIAMIENTOS DE:					
				1.5 m (5 ft)	1.8 m (6 ft)	2.1 m (7 ft)	2.4 m (8 ft)	2.7 m (9 ft)	3.0 m (10 ft)
SUELOS COMPETENTES	Limo o arena fina por encima del nivel freático.	ML SM – ML	0 – 8 m (0 – 25 ft)	50 mm (2 in)	75 mm (3 in)	75 mm (3 in)	75 mm (3 in)	100 mm (4 in)	100 mm (4 in)
	Arenas y gravas (de medio densas a densas).	GW, GP, GM, GS SW, SP, SM							
	Arcillas no fisuradas (duras a muy duras).	CL, CH	8 – 18 m (25 – 60 ft)	75 mm (3 in)	75 mm (3 in)	75 mm (3 in)	100 mm (4 in)	100 mm (4 in)	125 mm (5 in)
	Arcillas de consistencia media, $(\gamma H)/s_u \leq 5$.	CL, CH							
SUELOS DIFÍCILES	Arena y arena limosa (Suelta).	SW, SP, SM	0 – 8 m (0 – 25 ft)	75 mm (3 in)	75 mm (3 in)	75 mm (3 in)	100 mm (4 in)	100 mm (4 in)	125 mm (5 in)
	Arena arcillosa (medio densa a densa) por debajo del nivel freático.	SC							
	Arcilla, sobre-consolidada, fisurada.	CL, CH	8 – 18 m (25 – 60 ft)	75 mm (3 in)	75 mm (3 in)	100 mm (4 in)	100 mm (4 in)	125 mm (5 in)	125 mm (5 in)
	Limo sin cohesión, o arena fina con limo por debajo del nivel freático.	ML SM - SL							
SUELOS POTENCIALMENTE PELIGROSOS	Arcillas blandas $(\gamma H)/s_u \geq 5$	CL, CH	0 – 5 m (0 – 16 ft)	75 mm (3 in)	75 mm (3 in)	100 mm (4 in)	125 mm (5 in)	-----	-----
	Limos ligeramente plásticos por debajo del nivel freático	ML	5 – 8 m (16 – 25 ft)	75 mm (3 in)	100 mm (4 in)	125 mm (5 in)	150 mm (6 in)	-----	-----
	Arenas arcillosas (sueltas) por debajo del nivel freático	SC	8 – 11 m (25 – 36 ft)	100 mm (4 in)	125 mm (5 in)	150 mm (6 in)	-----	-----	-----

NOTA: el uso de perfiles metálicos y revestimiento de madera para suelos de la categoría "potencialmente peligrosos" es cuestionable. La experiencia local puede ser un factor determinante y puede tomar un precedente sobre los valores mostrados en esta tabla.

Los suelos “competentes” que se muestran en la tabla 5.2 son aquellos suelos granulares con ángulos de fricción interna relativamente grandes, ϕ . También entran en esta categoría las arcillas de consistencias firmes y muy firmes. Las arcillas de consistencia media que se incluyen en la tabla son aquellas que tienen un rango esfuerzo efectivo/resistencia al corte no drenada menor de cinco ($\sigma/s_u < 5$).

La categoría de suelos “difíciles” incluyen aquellos suelos granulares de compacidades sueltas con ángulos de fricción interna muy bajos y que tienen una tendencia a desplazarse o desprenderse cuando están en condición saturada. Las arcillas fisuradas y fuertemente sobre-consolidadas también son incluidas en esta categoría porque tienden a expandirse lateralmente, especialmente en excavaciones con grandes profundidades.

Una vez se tiene el espesor seleccionado de acuerdo al tipo de suelo y a la profundidad del corte a excavar, se deben revisar algunas condiciones para verificar que el revestimiento es adecuado para soportar las solicitaciones de carga. Dichas revisiones son por flexión y por cortante. Las revisiones se harán bajo la metodología ASD de esfuerzos permisibles con los requerimientos de la NORMA TÉCNICA PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN ESTRUCTURAL DE LA MADERA DE EL SALVADOR, como parte del Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones de 1994.

Revisión del revestimiento por flexión

Para la estimación del esfuerzo actuante por flexión se debe determinar el momento máximo generado por las presiones del suelo en la pantalla de revestimiento en la dirección horizontal si las tablas serán colocadas en forma horizontal o en la dirección vertical si las tablas se colocan a lo largo de la profundidad de la excavación. En nuestro caso, se considera que las tablas se colocarán en forma horizontal, tal como se muestra en la figura 5.24.

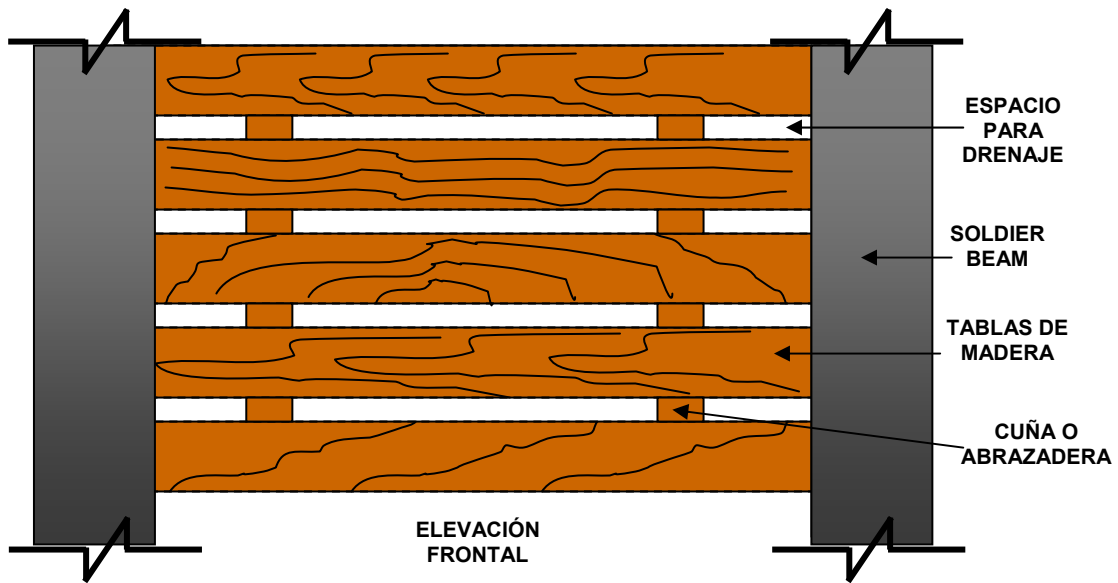
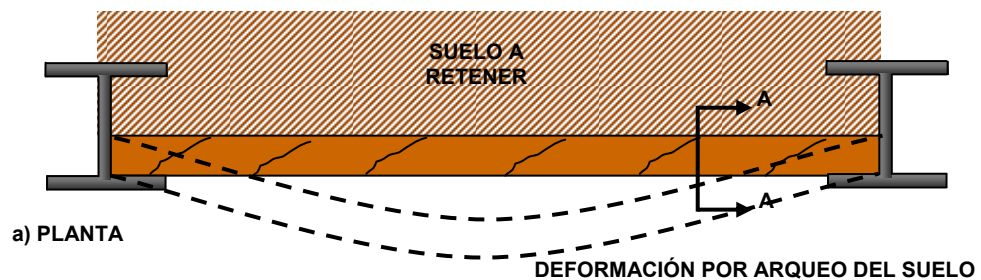


Figura 5.24. Vista de elevación frontal del revestimiento de madera colocado entre soldier beams.
Fuente: Lateral Supports System and Underpinning, Vol. I, Goldberg, Jaworski & Gordon, 1976.

El arqueado del suelo ocurrirá hacia afuera de la excavación, tal como lo muestra la vista en planta de la figura 5.25a), en donde las tablas deberán resistir la flexión horizontal que se está generando en el muro. En la figura 5.25b). se muestra la sección transversal de la tabla a ser colocada como pantalla de revestimiento (sección A-A). El ancho de la sección, b , se considera que es un metro de longitud, asumiendo que las tablas serán colocadas una después de la otra, formando una estructura continua. Por lo tanto, lo que definirá la mayor resistencia a la flexión será el espesor de la tabla, d , el cual es definido como el peralte de la sección.



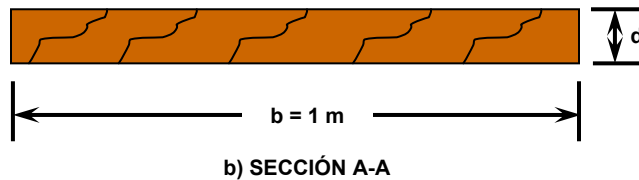


Figura 5.25. a) Vista en planta del revestimiento. b) Vista de la sección transversal de las tablas.
Fuente: Lateral Supports System and Underpinning, Vol. I, Goldberg, Jaworski & Gordon, 1976.

Entonces, de acuerdo a la Norma Técnica Nacional, el esfuerzo de flexión con unidades del Sistema Internacional se calcula con la siguiente expresión:

$$f_b = \frac{M}{S} = \frac{Mc}{I} = \frac{M\left(\frac{h}{2}\right)}{\left(\frac{1}{12}\right)bh^3} = \frac{6M}{bh^2} = \frac{6M}{bd^2} \Rightarrow f_b = \frac{6 \times 10^6 M}{bd^2}$$

En donde:

- f_b = Esfuerzo de flexión actuante en la sección de madera (MPa)
- M = Momento flexionante máximo actuante en la sección de madera (KN-m)
- S = Módulo de sección de madera (mm^3)
- I = Inercia de la sección (mm^4)
- b = Ancho de la sección de madera (mm)
- d = Peralte de la sección de madera, $d = h$ (mm)

Luego, debe verificarse que el esfuerzo de flexión actuante, f_b , no exceda el valor de la siguiente expresión:

$$F_b = C_p C_e F'_b \Rightarrow f_b \leq F_b$$

En donde:

- F_b = Esfuerzo de flexión factorizado en la sección de madera (MPa)
- C_p = Factor de peralte de la sección
- C_e = Factor de estabilidad lateral de la sección

El valor de F'_b dependerá de la especie de madera utilizada, sea Latifoliada ($F'_b = 15 \text{ MPa} = 150 \text{ Kg/cm}^2$), o sea Conífera ($F'_b = 10 \text{ MPa} = 100 \text{ Kg/cm}^2$). En nuestro país los tipos de madera más utilizados en la construcción y que además se encuentran comercialmente disponibles son las que pertenecen a la especie de las Coníferas, tales

como: el pino, el cedro, el ciprés, el cortés blanco, etc. Dentro de la especie de las Latifoliadas podemos encontrar el roble como uno de sus máximos representantes.

El factor de peralte, C_p , se calcula de la siguiente manera:

$$C_p = \left(\frac{300}{d} \right)^{\frac{1}{9}} \leq 1.0$$

En donde el valor d se ingresa en milímetros.

El factor de estabilidad, C_e , se calcula a partir de los siguientes factores:

Factor de esbeltez, C_s :

$$C_s = 1.4 \sqrt{\frac{dl_e}{b^2}}$$

En donde:

l_e = Longitud efectiva entre soportes que restringen el pandeo (mm).

Factor de esbeltez crítica, C_k :

$$C_k = \sqrt{\frac{3}{5} \left(\frac{E_m}{F'_b} \right)}$$

En donde:

E_m = Módulo de elasticidad de la madera (MPa)

El módulo de elasticidad, E_m , variará dependiendo de la especie de la madera. Para las maderas Latifoliadas, el módulo de elasticidad se tomará como $E_m = 12,000 \text{ MPa} = 120,000 \text{ Kg/cm}^2$, mientras que para las maderas Coníferas será $E_m = 8,000 \text{ MPa} = 80,000 \text{ Kg/cm}^2$, respectivamente.

Entonces, en cada uno de los casos, cuando:

$$C_s \leq 10, C_e = 1.0$$

$$10 < C_s \leq C_k C_e = \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{C_s}{C_k} \right)^4 \right]$$
$$C_k < C_s \leq 50, C_e = \frac{0.4 E_m}{F'_b C_s^2}$$

Revisión del revestimiento por cortante

Para evaluar el cortante en la pantalla de revestimiento se deberá encontrar el valor de la fuerza cortante máxima actuante en la sección, V . Entonces, el esfuerzo cortante evaluado a un valor " d " del rostro del apoyo del elemento sometido a flexión, se revisará conforme la siguiente expresión:

$$f_v = \frac{1500V}{bd}$$

En donde:

- f_v = Esfuerzo cortante actuante en la sección de madera (MPa)
- V = Fuerza cortante máxima actuante en la sección de madera (KN)
- b = Ancho de la sección de madera (mm)
- d = Peralte de la sección de madera, $d = h$ (mm)

Luego debe verificarse que el valor de f_v no exceda el valor del esfuerzo cortante permisible, F'_v .

$$f_v \leq F'_v$$

El valor del esfuerzo cortante permisible paralelo a las fibras de la madera, F'_v variará dependiendo de la especie de la madera. Por eso, para las maderas Latifoliadas, el valor de F'_v es de **1.5 MPa = 15 Kg/cm²**, mientras que para las maderas coníferas, el valor de F'_v se tomará como **1 MPa = 10 Kg/cm²**, respectivamente.

Cabe destacar que los valores presentados aquí y en la Norma Técnica del esfuerzo permisible por flexión, F'_b y del esfuerzo cortante permisible paralelo a las fibras, F'_v , son para maderas cuyo contenido de humedad (CH) sea del **18%** como máximo.

5.5.3 DISEÑO DE LOS PUNTALES

En los trabajos de construcción, los puntales deben tener un espaciamiento vertical mínimo de aproximadamente **2.75 m (9 pies)**. Los puntales los definimos como columnas horizontales sujetas a compresión. La capacidad de carga de las columnas depende de la relación de esbeltez, la cual se definirá en las secciones posteriores. La relación de esbeltez puede reducirse proporcionando soportes verticales (columnas soportes) y horizontales en puntos intermedios. Para cortes anchos es necesario el empalme de los puntales.

Profundidad a la que se forma la grieta de tensión

Para cortes apuntalados en suelos con fricción y cohesión (ϕ y s_u), la profundidad del primer puntal debajo de la superficie del terreno deberá ser menor que la profundidad z_c de la grieta de tensión. Retomando la fórmula de la teoría de Rankine concerniente a las presiones activas de un suelo cohesivo, tenemos:

$$P = \gamma z_c K_A - 2c\sqrt{K_A}$$

Donde K_A es el coeficiente de presión activa de Rankine y γ es el peso volumétrico del suelo.

Para determinar la profundidad de la grieta de tensión, tenemos:

$$P = 0 = \gamma z_c K_A - 2c\sqrt{K_A}$$
$$z_c = \frac{2c}{\sqrt{K_A} \gamma}$$

Para suelos arcillosos, con $\phi = 0$, $K_A = \tan^2(45^\circ - \phi/2) = 1$, la profundidad z_c es:

$$z_c = \frac{2c}{\gamma}$$

Debe utilizarse un procedimiento conservador y simplificado para determinar las cargas en los puntales. Aunque este procedimiento variará, dependiendo de los ingenieros que intervengan en el proyecto.

En primer lugar, debemos dibujar la envolvente de presiones de tierra para el corte apuntalado. Se deben mostrar los niveles de los puntales que han sido propuestos

para el diseño. Para una ejemplificación del cálculo de las cargas de los puntales utilizaremos un corte apuntalado de altura H con cuatro niveles de puntales que han sido propuestos, el cual se muestra en la figura 5.26a. Los niveles de los puntales están definidos por las letras **A**, **B**, **C** y **D**. De acuerdo a la metodología de las “bisagras”, la pantalla de revestimiento (sea tablestacas o soldier beams) se suponen articuladas en los niveles de los puntales, excepto el puntal de la parte superior y el del fondo. Además, esta no se encuentra empotrada en el terreno, sino que llega justamente hasta el fondo de la excavación. Muchos ingenieros suponen también que la pantalla está articulada en todos los niveles de los puntales, con excepción del puntal de la parte superior. Para esta ejemplificación supondremos articulados los puntales intermedios **B** y **C** (ver modelo en figura 5.26b).

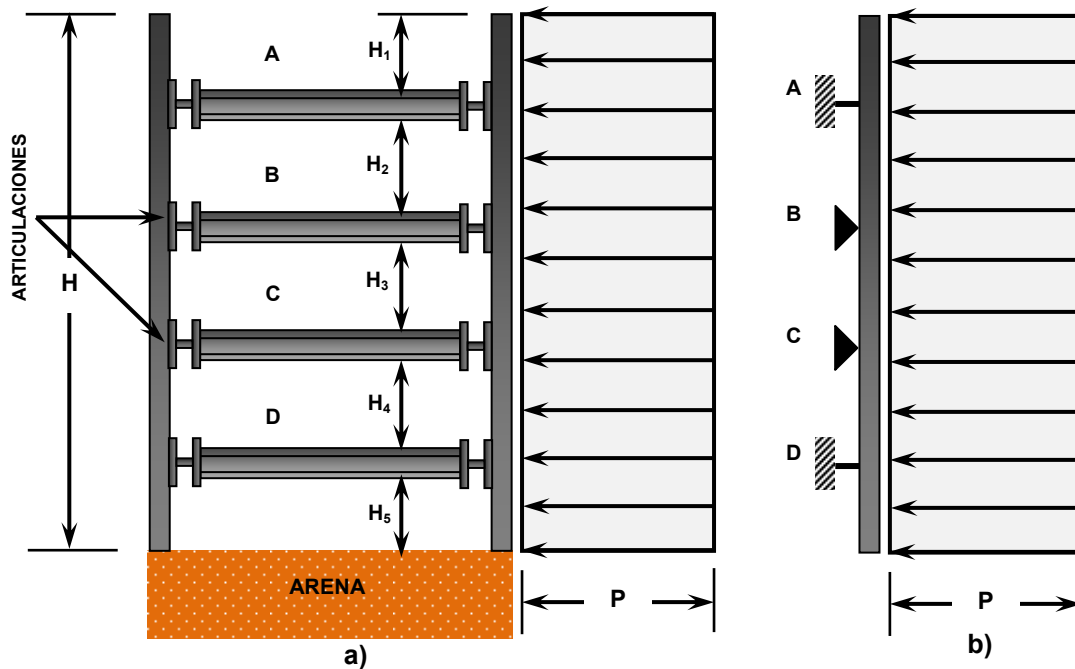


Figura 5.26. a) Sistema de apuntalamiento propuesto, b) Modelo estructural del sistema.
Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones, Braja Das, 2006.

Por medio de la estática simple, se determinan las reacciones para las vigas simples en voladizo (en la parte de arriba y en el fondo del corte apuntalado). Las reacciones son **A**, **B₁**, **B₂**, **C₁**, **C₂** y **D**.

Entonces, de acuerdo a lo anterior y a la figura 5.27 como referencia del método, realizamos una sumatoria de momentos alrededor del punto **B** (asumiendo como positivos aquellos momentos que vayan en contra del movimiento de las agujas del reloj) en la primera sección del diagrama de presiones (voladizo superior) y obtenemos:

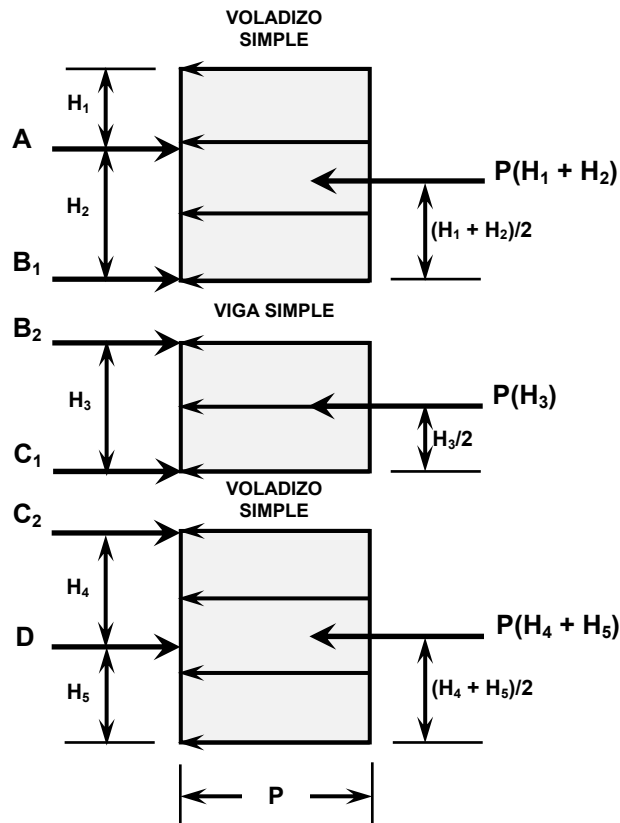


Figura 5.27. Método de determinación de las cargas en los puntales.
Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones, Braja Das, 2006.

$$\Sigma M_B = 0$$

$$-AH_2 + P(H_1 + H_2) \left(\frac{H_1 + H_2}{2} \right) = 0$$

$$-AH_2 + \frac{1}{2}P(H_1 + H_2)^2 = 0$$

$$A = \frac{1}{2H_2}P(H_1 + H_2)^2 \rightarrow \left(\frac{KN}{m} \right)$$

Posteriormente, realizamos una sumatoria de fuerzas en la dirección horizontal (asumiendo positivas aquellas fuerzas que vayan a la derecha) para encontrar el valor de la reacción B_1 . Entonces, tenemos:

$$(\rightarrow +) \Sigma F_x = 0$$

$$B_1 + A - P(H_1 + H_2) = 0$$

$$B_1 = P(H_1 + H_2) - A$$

Luego se procede a revisar el voladizo de la parte inferior. Realizando el mismo proceso que para el primero tenemos:

$$\left(\begin{array}{c} \oplus \\ \curvearrowright \end{array} \right) \Sigma M_C = 0$$

$$DH_4 - P(H_4 + H_5) \left(\frac{H_4 + H_5}{2} \right) = 0$$

$$D = \frac{1}{2H_4} P(H_4 + H_5)^2 \rightarrow \left(\frac{KN}{m} \right)$$

$$(\rightarrow +) \Sigma F_x = 0$$

$$C_2 + D - P(H_4 + H_5) = 0$$

$$C_2 = P(H_4 + H_5) - D$$

Teniendo resueltos los voladizos, se puede calcular las reacciones en la parte central del diagrama:

Realizamos sumatoria de momentos en C y tenemos la reacción B_2 :

$$\left(\begin{array}{c} \oplus \\ \curvearrowright \end{array} \right) \Sigma M_C = 0$$

$$-B_2H_3 + PH_3\left(\frac{H_3}{2}\right) = 0 \Rightarrow B_2 = \frac{1}{2}PH_3$$

Y luego por sumatoria de fuerzas en la dirección horizontal encontramos C_1 :

$$(\rightarrow +) \Sigma F_x = 0$$

$$C_1 + B_2 - PH_3 = 0 \Rightarrow C_1 = PH_3 - B_2$$

Cabe mencionar que las fuerzas obtenidas de las expresiones anteriores son por unidad de longitud de muro (KN/m). Por lo tanto estas cargas en los puntales deben multiplicarse por la separación horizontal, S_H , para obtener la carga de diseño (KN), tal como se muestra a continuación:

$$P_A = AS_H$$

$$P_B = (B_1 + B_2)S_H$$

$$P_C = (C_1 + C_2)S_H$$

$$P_D = DS_H$$

Una vez conocidas las cargas de los puntales a cada nivel y las condiciones intermedias de apuntalamiento (si las hay), se revisan algunas propiedades y condiciones estructurales de los mismos y se escogen las secciones de los elementos más apropiadas para el proyecto.

En caso que la tablestaca o los soldier beams se coloquen a una profundidad de empotramiento determinada, deberá considerarse la fuerza de reacción, R_B , que se desarrolla en la base de la excavación. En este caso, para el método de las bisagras el único puntal que no se considerará articulado es el primero.

5.5.3.1 COLUMNAS O PUNTALES

Una columna o puntal es un miembro estructural utilizado para transmitir una fuerza de compresión a lo largo de una trayectoria recta en la dirección del eje longitudinal del miembro.

Las columnas o puntales de acero se pueden clasificar ampliamente como columnas cortas, columnas largas o columnas intermedias, en base a la forma en la que fallarían cuando se sujetan a cargas axiales. A un miembro en compresión puede considerársele como una columna corta si su longitud es del mismo orden de magnitud que las dimensiones totales de su sección transversal. Estos miembros generalmente fallan por causa del aplastamiento de su material ver figura 5.28a. Si el material es dúctil, se manifiesta un abultamiento gradual del miembro y la falla ocurre sin flexión. Los esfuerzos internos que se desarrollan se encuentran distribuidos de manera uniforme a través de todas las secciones transversales en toda la longitud del miembro y durante todo el proceso de carga. El esfuerzo de compresión en una columna cargada axialmente está dado por:

$$f = \frac{P'}{A_G}$$

Donde:

A_G = Área total de la sección transversal de la columna mm²
 P' = Carga axial sobre la columna o puntal KN

En el caso de las columnas cortas, por lo general se considera como la carga limite aquella que produce los esfuerzos de fluencia en el material.

$$P_y = A_G f_y$$

Donde:

P_y = Carga de fluencia de la sección de la columna (KN)
 f_y = Esfuerzo de fluencia del material (MPa)

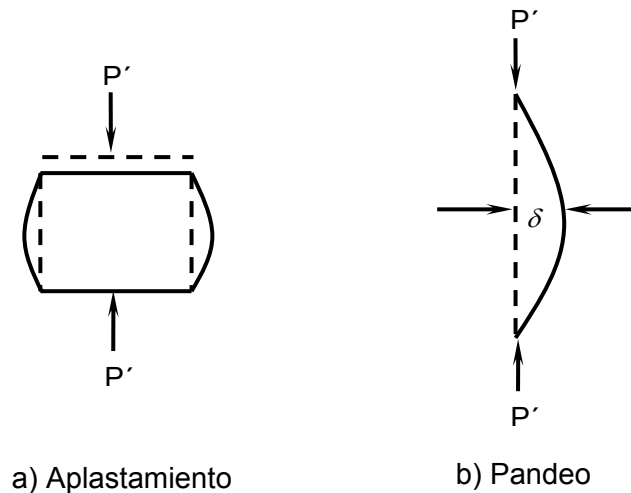


Figura 5.28 Miembros cortos y largos en compresión.

Fuente: Estructuras de Acero: Comportamiento y LRFD, Sriramulu Vinnakota, 2006.

Por lo tanto, la capacidad de carga de un puntal corto es independiente de la longitud del miembro. Un puntal largo es un miembro en compresión que tiene una longitud muy grande con relación a su dimensión lateral menor. La falla de estos puntales cargados axialmente consiste en una flexión lateral súbita o pandeo, como se muestra en la figura 5.28b. Existe una carga axial límite ($P' = P_{cr}$) para cada columna, la que se conoce como *carga de pandeo* o *carga crítica*. Cuando se alcanza esta carga, P_{cr} , la columna falla en forma súbita por pandeo, aunque la carga no produzca un esfuerzo unitario promedio tan alto como el esfuerzo de fluencia del material. Las columnas largas se pandean elásticamente y el esfuerzo de pandeo se mantiene por debajo del límite de proporcionalidad. Las columnas intermedias también pueden fallar por pandeo, pero durante el pandeo, algunas de sus fibras alcanzan el esfuerzo de fluencia y otras no. Se dice que su comportamiento es inelástico.

5.5.3.2 ESTADOS LÍMITE DE PANDEO

Existen dos modos generales por medio de los cuales pueden fallar los puntales de acero cargados axialmente. Estos son el pandeo del miembro y el pandeo local de la placa. El pandeo del miembro se caracteriza porque no existe distorsión de la sección del puntal. Por otro lado, el pandeo local se caracteriza por distorsión de la sección transversal. El pandeo del miembro puede tomar la forma de pandeo por flexión, pandeo por torsión, o pandeo por flexo-torsión.

En el pandeo por flexión, todas las deformaciones (deflexiones) por pandeo ocurren en uno de los planos principales de la sección transversal del puntal. En el pandeo por flexión no ocurre el torcimiento de la sección transversal. El pandeo de la placa ocurre cuando los elementos de compresión de la sección transversal de un miembro son tan delgados que se pandean localmente antes que puedan ocurrir otros modos de pandeo del miembro.

Entre más largo sea una puntal para una misma sección transversal, mayor es su tendencia a pandearse y menor será la carga que pueda soportar. La tendencia de un miembro a pandearse se mide por lo general con la relación de esbeltez que se ha definido previamente como la relación entre la longitud del miembro y su radio de giro mínimo.

5.5.3.3 PANDEO ELASTICO POR FLEXION DE UN PUNTAL ARTICULADO EN SUS EXTREMOS

El esfuerzo bajo el cual una columna se pandea obviamente decrece conforme la columna se hace más larga. Después de que ella alcanza una cierta longitud, ese esfuerzo se habrá reducido al límite proporcional del acero. Para esa longitud y longitudes mayores, el esfuerzo de pandeo será elástico.

f_E es el esfuerzo de pandeo elástico de un puntal articulado (esfuerzo de Euler), y a L/r se le conoce como la relación de esbeltez del puntal articulado. En la figura 5.29. Se muestra una interpretación de la ecuación siguiente.

$$f_{cr} = \frac{P_{cr}}{A} = \frac{P_E}{A} = \frac{\pi^2 EI}{AL^2}$$

Donde:

f_{cr} = Esfuerzo critico (MPa)

P_{cr} = Carga critica (KN)

E = Módulo de elasticidad del acero o módulo de Young (200,000 MPa)

A = Área de la sección transversal del puntal (mm²)

Donde el esfuerzo crítico de la columna o puntal articulado se grafica como una función de la relación de esbeltez. La curva resultante es una hipérbola, conocida como hipérbola de Euler. Sin embargo ya que el esfuerzo crítico, f_{cr} , se deriva en base a un comportamiento elástico, este no puede exceder el esfuerzo de fluencia del material, f_y . Entonces en la figura 5.29 se indica punteada la parte de la gráfica la cual va más allá del esfuerzo de fluencia del material, y esta porción de la curva no se puede utilizar.

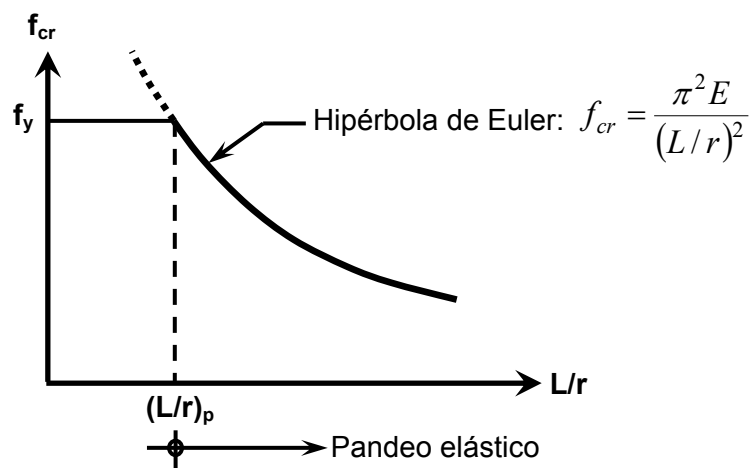


Figura 5.29. Variación del esfuerzo crítico para una columna articulada ideal.
Fuente: Estructuras de Acero: Comportamiento y LRFD, Sriramulu Vinnakota, 2006.

La resistencia nominal de un miembro en tensión se determina como $T = Af_y$ mientras que la resistencia de una columna o puntal largo, articulado, cargado axialmente, se muestra que está dada por $P_E = \pi^2 EI / L^2$. La capacidad de carga del puntal largo no solo depende entonces de la cantidad de material presente en la sección transversal, como es el caso de los miembros en tensión, sino también de su distribución, como lo hace evidente la presencia del momento de inercia, I , una sección dada de un puntal tiene dos momentos de inercia principales, I_x e I_y . Asociado a cada uno de ellos existe una carga que hace que el miembro se pandee alrededor del eje correspondiente, indicado por P_{Ex} y P_{Ey} . La carga que hace que el puntal articulado se pandee es el menor de los dos valores. Entonces, para una columna o puntal articulado en sus extremos, podemos expresar:

$$P_{Ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{L_x^2}; \quad P_{Ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{L_y^2} \quad P_E = \min [P_{Ex}, P_{Ey}]$$

Al suponer que el miembro no cuenta con un soporte intermedio con respecto a ningún eje, tendera a pandearse con respecto al eje más débil (el que está asociado con el menor momento de inercia, generalmente el eje “y”).

Para usar la ecuación de Euler con buen resultado en las columnas, el valor de L se tomara como la distancia entre puntos de inflexión de la elástica. Esta distancia se considera como la *longitud efectiva* de la columna. Para una columna articulada en sus extremos (que puedan girar pero no trasladarse), los puntos de momento nulo se localizan en los extremos, separados por una distancia L . Para columnas con diferentes condiciones de apoyo, las longitudes efectivas serán totalmente distintas.

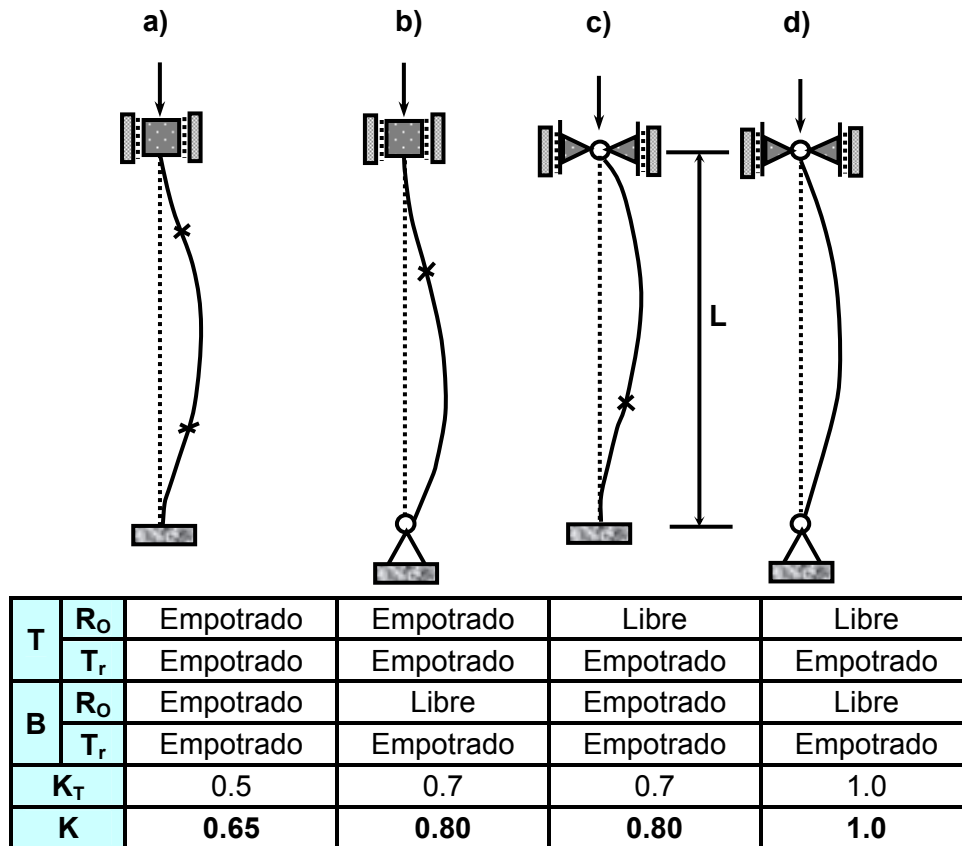
5.5.3.4 INFLUENCIA DE LAS CONDICIONES EN EXTREMOS Y LONGITUD EFECTIVA DE PUNTALES AISLADOS

La restricción en los extremos y su efecto en la capacidad de carga de una puntal es en verdad un concepto muy importante. Las puntales con apreciable restricción en sus extremos pueden soportar cargas mucho mayores que aquellos con poca restricción, como es el caso de puntales con extremos articulados. La longitud efectiva de un puntal es la distancia entre sus puntos de inflexión. En las especificaciones de acero la longitud efectiva de una columna o puntal se denomina KL en donde K es el factor de longitud efectiva. K es el número por el que debe multiplicarse la longitud del puntal para obtener su longitud efectiva. Su magnitud depende de la restricción rotacional en los extremos de la columna y de la resistencia al movimiento lateral de este.

El concepto de longitud efectiva es simplemente un método matemático para reemplazar una columna con cualquier condición en los extremos, por una columna equivalente con extremos articulados. El factor K se determina encontrando la columna articulada con una longitud equivalente que proporcione el mismo esfuerzo crítico que en una columna con restricción.

En la figura 5.30 se dan los factores de longitud efectiva, K , para cuatro columnas aisladas que son idénticas en todos los aspectos, excepto por sus condiciones en los extremos. Se consideran condiciones ideales en los extremos, en los que se aplica restricción total a la rotación y a la traslación de los mismos, o no existe tal restricción.

Las Líneas punteadas en la figura 5.30 muestran la posición original para las cuatro columnas, en tanto que las líneas continuas representan la configuración pandeada cuando la carga axial alcanza la carga crítica para cada puntal. En dicha configuración se muestra con una X la ubicación de los puntos de inflexión, o puntos de contraflexión donde la curvatura cambia de signo y el momento interno es igual a cero.



T = Superior **R_o** = Rotacion **K_T** = Valor teorico de k
B = Inferior **T_r** = Traslacion **K** = Valor recomendado o de diseño de k

Figura 5.30. Factores de longitud efectiva para columnas aisladas.
Fuente: Estructuras de Acero: Comportamiento y LRFD, Sriramulu Vinnakota, 2006.

Cuando el diseñador considere necesario realizar un estudio exhaustivo para el análisis de los puntales cuando los apoyos se consideren diferente a una articulación refiérase al texto “Estructuras de Acero: Comportamiento y LRFD”, de Vinnakota, ya que los factores presentados en la fig. 5.30 son una simplificación de análisis.

5.5.3.5 PANDEO ALREDEDOR DEL EJE “X” Y DEL EJE “Y” DE UNA COLUMNA

Con mucha frecuencia, un puntal o columna puede tener según criterio del diseñador diferentes condiciones de apoyo con respecto a sus dos ejes principales. Por ejemplo, puede estar articulado en el extremo con respecto a un eje y empotrado con respecto al otro. Observe que, para pandeo por flexión alrededor del eje x , las deformaciones por pandeo residen en el plano (y - y) y viceversa. De ahí que, evaluamos dos longitudes efectivas, $K_x L_x$ y $K_y L_y$ con las cuales se llega a dos diferentes cargas de pandeo elástico: una para el pandeo alrededor del eje x y otra para el pandeo alrededor del eje y . La carga de pandeo elástico que controla el puntal es la menor de las dos. Los resultados se pueden resumir de la siguiente manera:

$$P_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2}; \quad P_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2} \quad P_e = \min [P_{ex}, P_{ey}]$$

O en términos de esfuerzos:

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_x L_x}{r_x}\right)^2}; \quad F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_y L_y}{r_y}\right)^2} \quad F_e = \min [F_{ex}, F_{ey}]$$

Donde:

- P_{ex} = Carga de pandeo elástico por flexión alrededor del eje x del puntal (KN)
- P_{ey} = Carga de pandeo elástico por flexión alrededor del eje y del puntal (KN)
- E = Módulo de elasticidad del material del puntal (MPa)
- I_x = Momento de inercia de la sección transversal del puntal en el eje x (mm^4)
- I_y = Momento de inercia de la sección transversal del puntal en el eje y (mm^4)
- L_x = Longitud sin soporte de pandeo del puntal alrededor de su eje x (m)
- L_y = Longitud sin soporte de pandeo del puntal alrededor de su eje y (m)
- $K_x L_x$ = Longitud efectiva de pandeo del puntal alrededor de su eje x (m)

- $K_y L_y$ = Longitud efectiva de pandeo del puntal alrededor de su eje y (m)
 F_{ex} = Esfuerzo de pandeo elástico por flexión alrededor de su eje x (MPa)
 F_{ey} = Esfuerzo de pandeo elástico por flexión alrededor de su eje y (MPa)
 r_x = Radio de giro de la sección transversal del puntal en el eje x (mm)
 r_y = Radio de giro de la sección transversal del puntal en el eje y (mm)

Los esfuerzos y módulos de elasticidad están en MPa, mientras que las cargas en KN. Las longitudes en metros (m), los radios de giro en milímetros (mm) y el área de la sección transversal en milímetros cuadrados (mm²). Se debe tener cuidado en asociar la longitud efectiva correcta con el radio de giro apropiado para obtener las relaciones correctas de esbeltez efectiva.

5.5.3.6 RESISTENCIA DE DISEÑO DE COLUMNAS CARGADAS AXIALMENTE

Las ecuaciones que controlan la resistencia de diseño para pandeo por flexión de las columnas de acero cargadas axialmente se encuentran en el capítulo E de las especificaciones LRFD. Estas proporcionan una fórmula (la de Euler) para columnas largas con pandeo inelástico y una ecuación parabólica para las columnas cortas e intermedias. Con esas ecuaciones se determina un esfuerzo crítico o de pandeo, F_{cr} , para un elemento a compresión. Una vez calculado este esfuerzo para un elemento particular a compresión, se multiplica por el área de la sección transversal para obtener la resistencia nominal del elemento. La resistencia de diseño del elemento puede entonces determinarse como sigue:

$$P_d = \phi_c P_n \geq P_{re} = P_u \qquad P_d = \phi_c A_g F_{cr} \text{ con } \phi_c = 0.85$$

Una fórmula LRFD para, F_{cr} , es para pandeo inelástico y la otra para pandeo elástico.

En ambas ecuaciones λ_c es, en forma fácil de recordar, igual a $\sqrt{\frac{f_y}{F_e}}$ en donde F_e es el

esfuerzo de Euler, $\frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2}$ sustituyendo este valor por F_e , obtenemos la forma de λ_c

dada en las especificaciones del LRFD.

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

Ambas ecuaciones para F_{cr} incluyen los efectos estimados de los esfuerzos residuales y de la falta de rectitud inicial de las columnas. La siguiente formula inelástica es de carácter empírico.

$$F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) f_y \quad \text{para } \lambda_c \leq 1.5$$

La otra ecuación es para pandeo elástico o de Euler y es la conocida ecuación de Euler multiplicada por 0.877 para considerar el efecto de la falta de rectitud.

$$F_{cr} = \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) f_y \quad \text{para } \lambda_c > 1.5$$

Estas ecuaciones se representan gráficamente en la figura 5.31. El lector podrá pensar que el uso de estas ecuaciones debe resultar muy tedioso y demorado. Sin embargo, estos cálculos rara vez tienen que efectuarse porque el Manual LRFD proporciona valores $\phi_c F_{cr}$ para valores KL/r de 1 a 200 para aceros con $f_y = 36 \text{ Ksi}$ y 50 Ksi . A los puntales con $\lambda_c \leq 1.5$ se les conoce como puntales intermedios y su resistencia a la compresión axial está limitado por el pandeo inelástico. Si $\lambda_c > 1.5$ se les conoce como puntales largos y su resistencia axial está limitado por el pandeo elástico.

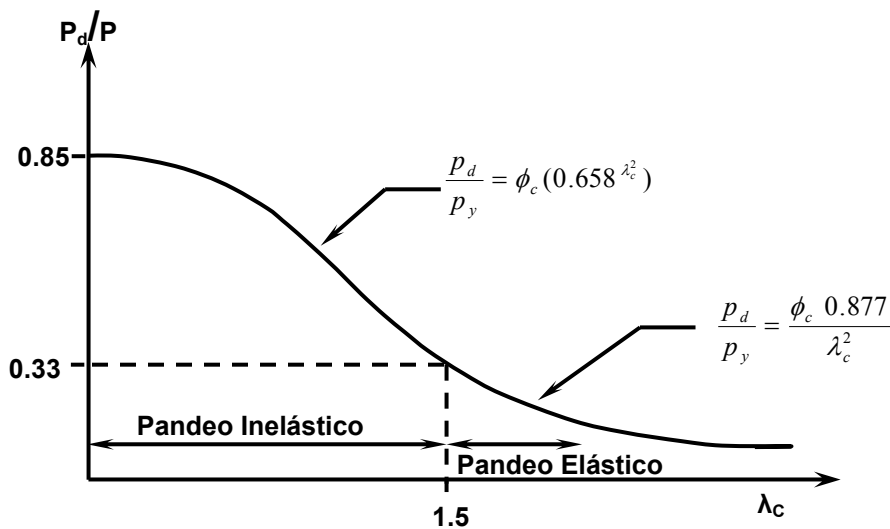


Figura 5.31. Resistencia de diseño en compresión de puntales cargados axialmente
Fuente: Estructuras de Acero: Comportamiento y LRFD, Sriramulu Vinnakota, 2006.

5.5.3.7 TABLAS DE DISEÑO PARA PUNTALES CARGADOS AXIALMENTE

La tabla 3-36 y la tabla 3-50 de la especificación LRFD, proporcionan valores numéricos dan esfuerzos de diseño en compresión, $\phi_c F_{cr}$, para pandeo por flexión de columnas de diversos valores KL/r para los dos grados de acero utilizados con más frecuencia; es decir, aquellos con $f_y = 350 \text{ MPa}$ y 252 MPa , respectivamente. Dichos valores son aplicables a todas las formas de sección transversal.

La tabla 4 proporciona valores numéricos de la especificación LRFD da relaciones de esfuerzos de diseño en compresión, $\frac{\phi F_{cr}}{f_y}$ para pandeo par flexión para diversos valores del parámetro de esbeltez, λ_c . La tabla 4 de la LRFDS se aplica a todas las formas de sección transversal y a todos los grados de acero. En la sección B7 de la LRFDS se recomienda un valor máximo de **200** para la relación de esbeltez efectiva, KL/r , para miembros en los que el diseño se base en la compresión. En consecuencia, las tablas 3-36 y 3-50 se detienen en el límite superior recomendado de $KL/r = 200$. Los miembros cuyo diseño se establece por la carga de tensión, pero que también deben considerar la compresión bajo otras condiciones de carga, no están sujetos al límite de esbeltez de **200**. Las tablas de carga en columnas de la parte 4 del manual LRFD dan resistencias de diseño en compresión axial, $\phi_c P_n$ para columnas de varios perfiles. Las cargas tabuladas se calculan de acuerdo con la sección E2 de la LRFDS para miembros cargados axialmente que tienen longitudes sin soporte KL indicada a la izquierda de cada tabla, en pies. Por ejemplo, la tabla 42 del LRFDM da las resistencias de diseño en compresión axial para cada uno de los perfiles W utilizados como columnas en general. Estos incluyen a los miembros de las series **W14, W12 Y W10** que tienen un esfuerzo de fluencia de **350MPa**.

Todas las resistencias de diseño se tabulan en Kips. Las líneas gruesas horizontales dentro de las tablas de cargas en columnas indican $KL/r = 200$, la máxima relación de esbeltez efectiva recomendada para columnas. No se indican las resistencias de diseño para relaciones de esbeltez efectiva mayores a **200**. En la parte inferior de cada tabla de cargas en columnas se señalan algunas propiedades útiles de los perfiles

utilizados en el diseño de columnas. El valor numérico de la relación de esbeltez efectiva límite es $4.71 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$ para aceros de diferentes resistencias de fluencia.

5.5.3.8 LONGITUD EFECTIVA EQUIVALENTE $(K_x L_x)_y$

Para reducir las longitudes efectivas de los puntales y de esta manera incrementar su capacidad de carga, con frecuencia se arriostran en uno o más puntos a lo largo de su longitud. La deflexión de un puntal pandeado en el punto de arriostramiento es cero. En las tablas de cargas de la LRFDS en columnas se dan las resistencias de diseño en compresión axial para perfiles *I*, para longitudes efectivas con respecto al eje menor; $KL = K_y L_y$. Es decir, las resistencias tabuladas son valores P_{dy} cuando las condiciones en los extremos de la columna son diferentes alrededor de los dos ejes y/o cuando el eje menor esta soportado lateralmente a intervalos menores que el eje mayor, debe investigarse la resistencia de la columna con referencia a ambos ejes, el mayor (*x*) y el menor (*y*).

La relación r_x/r_y , proporcionada en la parte inferior de las tablas de la LRFDS de cargas en columnas facilita la determinación de la resistencia de diseño de un puntal con respecto a su eje mayor P_{dx} . Para este fin, se define el termino longitud efectiva equivalente $(K_x L_x)_y$ como la longitud efectiva con respecto al eje menor (*y*) equivalente en capacidad de carga a la longitud efectiva para pandeo alrededor del eje mayor (*x*). Entonces:

$$\frac{(K_x L_x)_y}{r_y} = \frac{K_x L_x}{r_x}$$

Entonces, para obtener el factor de longitud efectiva equivalente, $(K_x L_x)_y$, divida la longitud efectiva dada para el eje mayor, $K_x L_x$, entre la relación (r_x/r_y) de la sección. Entonces se puede obtener la resistencia de diseño P_{dx} al entrar de nuevo a la tabla de cargas en columnas para esa sección con la longitud efectiva $KL = (K_x L_x)_y$. La menor de las dos resistencias obtenidas, es decir, P_{dy} o P_{dx} será la resistencia de diseño para el puntal dado. Para la mayoría de los perfiles *W* incluidos en las tablas de cargas en columnas, los valores r_x/r_y se encuentran entre **1.6** y **2.5**.

5.5.3.9 RELACIÓN ANCHO-GRUESO LÍMITE, λ_r , ELEMENTOS PLACA EN COMPRESION

El patín de un perfil I en nuestro caso un puntal se considera como un elemento no atiesado y el ancho b es la mitad del ancho completo del patín, b_f . Ver figura 5.32.

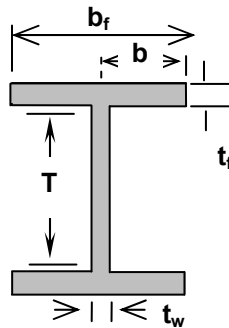


Figura 5.32. Relaciones límite ancho-grueso para elementos de miembros bajo carga axial.
Fuente: Estructuras de Acero: Comportamiento y LRFD, Sriramulu Vinnakota, 2006

El valor de K_c es, para fines prácticos, independiente de las condiciones de apoyo de los bordes cargados se puede considerar que son, en forma estricta, una función de las condiciones de apoyo de los bordes sin carga. Por tanto, las columnas de elementos placa pueden clasificarse en dos grandes categorías: elementos atiesados y elementos no atiesados.

Un elemento atiesado es un elemento placa soportado a lo largo de ambos bordes paralelos a la carga. Por ejemplo, el alma de una columna de perfil W se apoya en los patines a lo largo de sus dos bordes longitudinales paralelos a la carga. Entonces, el alma de un perfil I es un ejemplo de una placa atiesada.

Un elemento no atiesado es un elemento placa con un extremo libre paralelo a la dirección de la carga. Por ejemplo, cada medio patín de un perfil I tiene un extremo libre y otro apoyado en el alma. Entonces, cada medio patín de un perfil I es un ejemplo de un elemento no atiesado.

El término K_c se conoce como coeficiente de pandeo de la placa. Este depende de la relación de aspecto de la placa.

Medio patín: $K_C = 0.70$ \longrightarrow $\lambda_{rf} = 0.56 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

Para elementos atiesados:

Alma de un perfil I: $K_C = 5.0$ \longrightarrow $\lambda_{rw} = 1.49 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

Cuando la relación ancho-groeso de todos los elementos en una columna comprimida axialmente es menor que sus valores correspondientes de λ_r , no ocurre el pandeo local antes del pandeo global de todo el miembro.

Patín de un perfil I: $\lambda_f = \frac{b_f}{2t_f}$; Alma de un perfil I: $\lambda_w = \frac{h}{t_w}$

Revisión por cortante

También debe verificarse la resistencia al cortante en el alma de la viga si la carga actuante es paralela a ésta (ver figura 5.33a) y en los patines si la carga es perpendicular a éstos y si la carga se distribuye hasta dichos patines (ver figura 5.33b). En ambos casos se debe tomar un esfuerzo de fluencia de cortante igual al **60 %** del esfuerzo de fluencia en tensión del material, la fuerza cortante nominal de un perfil *I* de acero laminado, que corresponde al estado límite de fluencia, para una carga paralela al alma de dicho perfil es:

$$\phi_s V_n = 0.6 \times 10^{-3} \phi_s f_y A_w = 0.6 \phi_s f_y d' t_w \geq V_u$$

Cuando la carga actuante es perpendicular al alma del perfil, en el cual dicha carga sea transferida a estos elementos de manera adecuada, el cortante nominal se puede calcular con la siguiente expresión:

$$\phi_s V_n = 0.6 \times 10^{-3} \phi_s f_y A_w = 0.6 \phi_s f_y (2b_f t_f) \geq V_u$$

Donde:

- A_w = Área neta sujeta a cortante (mm²)
- ϕ_s = Factor de reducción por cortante (use 0.9)
- t_w = Espesor de la placa del alma del perfil (mm)
- d' = Peralte total del perfil (mm)

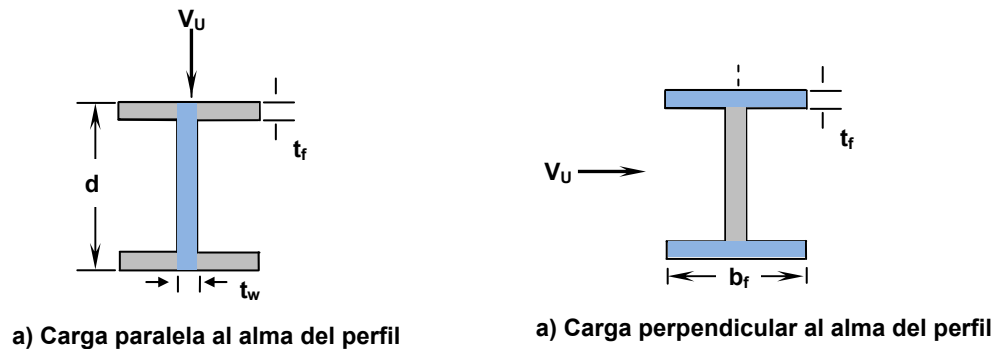


Figura 5.33. Área sometida a cortante en el perfil en ambos ejes.

5.5.3.10 DISEÑO DE PUNTALES O COLUMNAS CARGADAS AXIALMENTE

Por lo general, de la geometría de un arreglo estructural dado, se conocen la longitud L y las longitudes sin soporte L_x y L_y de una columna o puntal a diseñar. La resistencia requerida a la compresión axial de ese puntal se obtiene del análisis de las presiones que ejerce el suelo sobre la estructura de apuntalamiento para luego seleccionar un perfil laminado o una sección compuesta capaz de soportar la carga axial requerida. La selección de los miembros se puede agilizar de manera considerable al utilizar las tablas de selección de columnas dadas en la parte 4 del manual LRFD. Para perfiles W el procedimiento es el siguiente:

1. Entre con $KL = K_y L_y$ en la tabla de cargas en columnas adecuadas para los perfiles W y muévase horizontalmente de derecha a izquierda hasta obtener una sección con un $\Phi_c P_n$ mayor o igual a la resistencia requerida P_u . La sección elegida de forma tentativa es adecuada para el pandeo alrededor del eje menor.
2. Lea el valor r_x/r_y dado en la parte inferior de la tabla para el perfil seleccionado.
3. Calcule el factor de longitud equivalente efectiva $(K_x L_x)_y$.

$$(K_x L_x)_y = \frac{K_x L_x}{(r_x/r_y)}$$

4. Si $(K_x L_x)_y$ es mayor que $K_y L_y$ el pandeo del eje mayor controla la resistencia de diseño. En estos casos, vuelva a entrar a la tabla de cargas de columnas para la sección seleccionada de manera tentativa con $KL=(K_x L_x)_y$ y, de ser necesario, desplácese de forma horizontal hacia la izquierda hasta obtener una sección con un $\Phi_c P_n$ mayor o igual a la resistencia requerida P_u .
5. Realice todas las revisiones necesarias para la sección elegida.

Los valores numéricos proporcionados para los esfuerzos de diseño en compresión en las tablas 3-36, 3-50 y 4 de la LRFDS se basan en el pandeo por flexión y en las ecuaciones 2-2 y 2-3 de las LRFDS. Se supone que el pandeo local de la placa no precede al pandeo del miembro. Todos los perfiles W de las tablas de cargas en columnas satisfacen los límites de relación ancho-groeso de los patines y del alma.

5.5.3.11 ALTERNATIVA SOBRE LA CONFIGURACION DE LOS PUNTALES

Si el ancho de la excavación es bastante grande, generalmente se prefiere usar secciones grandes de acero como puntales, sin embargo estos obstaculizan el espacio vertical de una construcción de una edificación. Por lo que la configuración de los puntales depende del tipo de arreglo en elevación del sistema de apuntalamiento, se puede tener una alternativa al proponer un sistema de puntales inclinados (ver figura 5.34), en donde las cargas del suelo son transferidas al fondo de la excavación.



Figura 5.34. Arreglo de sistema de apuntalamiento inclinado.
Fuente: R.C.J. Construction Services, Brooklyn, New York. *Ankara, Turkey*

En este caso, debe tomarse las consideraciones necesarias para el diseño de los puntales, para algunos diseñadores los puntales deben ser diseñados como un elemento viga – columna, este caso es bastante conservador si se apuntala un solo nivel, mientras que si los puntales inclinados poseen secciones de puntales de los niveles inferiores, como se muestra en la figura siguiente, este caso es bastante adecuado, por las cargas laterales adicionales al puntal inclinado. Para otros diseñadores los puntales deben ser diseñados como elementos tipo columna, pero debe tenerse especial atención al diseño del elemento o bloque de soporte en el fondo de la excavación ver figura 5.35.

Para este tipo de configuración de sistema de puntales, debe verificarse que el bloque de soporte sea diseñado adecuadamente contra el deslizamiento, el volcamiento y también debe revisarse su estabilidad frente a las cargas de compresión (capacidad última del suelo) que le imponen los puntales, ya que si son muy elevadas puede ocurrir asentamientos y desplazamientos diferenciales de todo el sistema de apuntalamiento.

Se deben considerar los siguientes aspectos para evitar la rotación del bloque de concreto, cuando el momento volcador es elevado:

- Aumentar el ancho del bloque, **B** , de modo que se incremente el momento estabilizante con respecto al centro de rotación **M** .
- Evitar que exista una excentricidad bastante grande en la dirección de la carga del puntal, con respecto al eje del bloque de soporte.



Figura 5.35. Construcción de bloque de soporte en un sistema de puntales inclinados.

Fuente: R.C.J. Construction Services, Brooklyn, New York. *Ankara, Turkey*

El bloque de soporte debe diseñarse con las teorías de fundaciones superficiales de Meyerhof (zapatas con cargas inclinadas). Verificando la capacidad última del suelo donde se va a transmitir la carga de los puntales, teniendo en consideración que el bloque debe tomarse como se muestra en la figura 5.36:

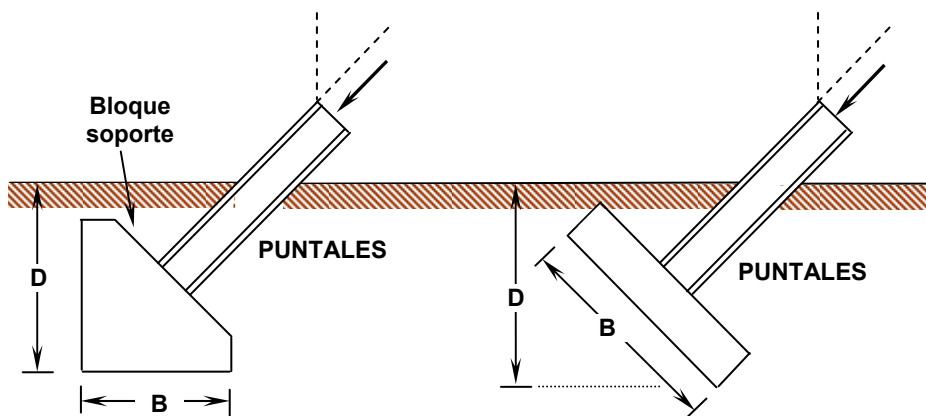


Figura 5.36. Bloque de soporte en un sistema de puntales inclinados.

Fuente: Trenching and Shoring Manual, State of California, Department of Transportation, 2000.

Ankara, Turkey

Utilizando la ecuación siguiente para cálculo de capacidad última del suelo, tenemos:

$$q_{ult} = c \cdot N_{cq} + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma q}$$

En donde, N_{cq} y $N_{\gamma q}$ son factores de capacidad de carga de Meyerhof semi-empíricos para zapatas con cargas inclinadas. Estos factores son función de: ϕ , α , D/B y se pueden encontrar en la figura 3a del documento: "Foundations and Earth Structures, Design Manual 7.2, NAVFAC DM-7.2" del Departamento de la Marina de los Estados Unidos.

Otras metodologías recomendadas para el análisis de capacidad de carga en fundaciones inclinadas son las desarrolladas por Hansen (1970) y Vesic (1973), ambas pueden encontrarse en la sección 4.3 del capítulo IV del libro: "Foundation Analysis and Design" de Joseph E. Bowles.

En cuanto al tipo de conexiones usadas para un sistema de apuntalamientos, estos pueden ser a través de conexiones soldadas y/o conexiones simples (tipo Jack), entre otras (ver figuras 5.37 y 5.38):

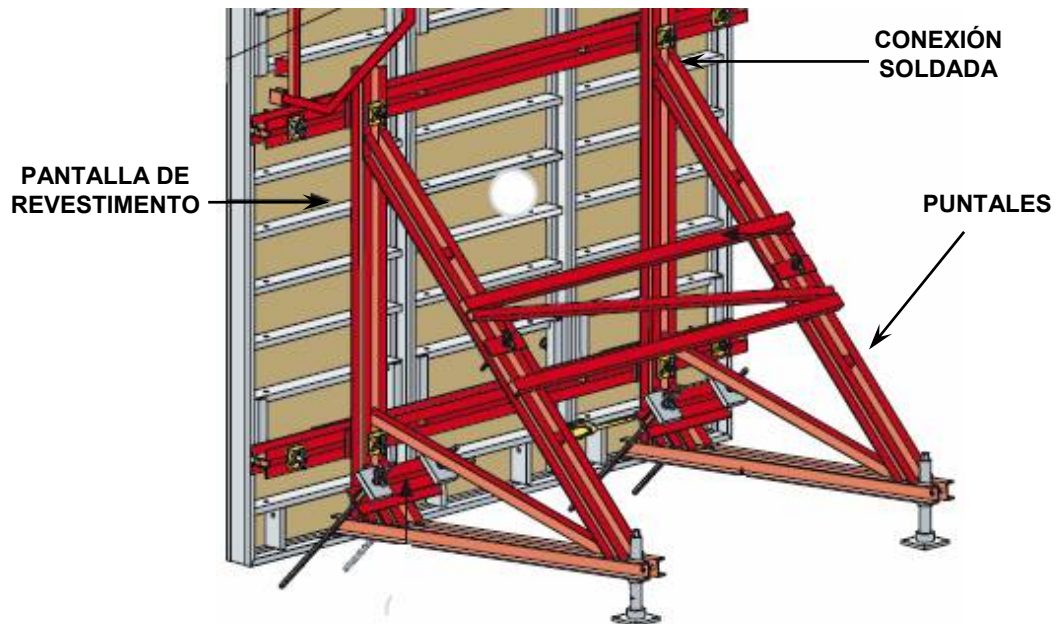


Figura 5.37. Conexiones por soldaduras en sistema de puntas inclinadas.

Fuente: Deep Excavations, Department of Civil Engineering, Middle East Technical University, Ankara, Turquía.

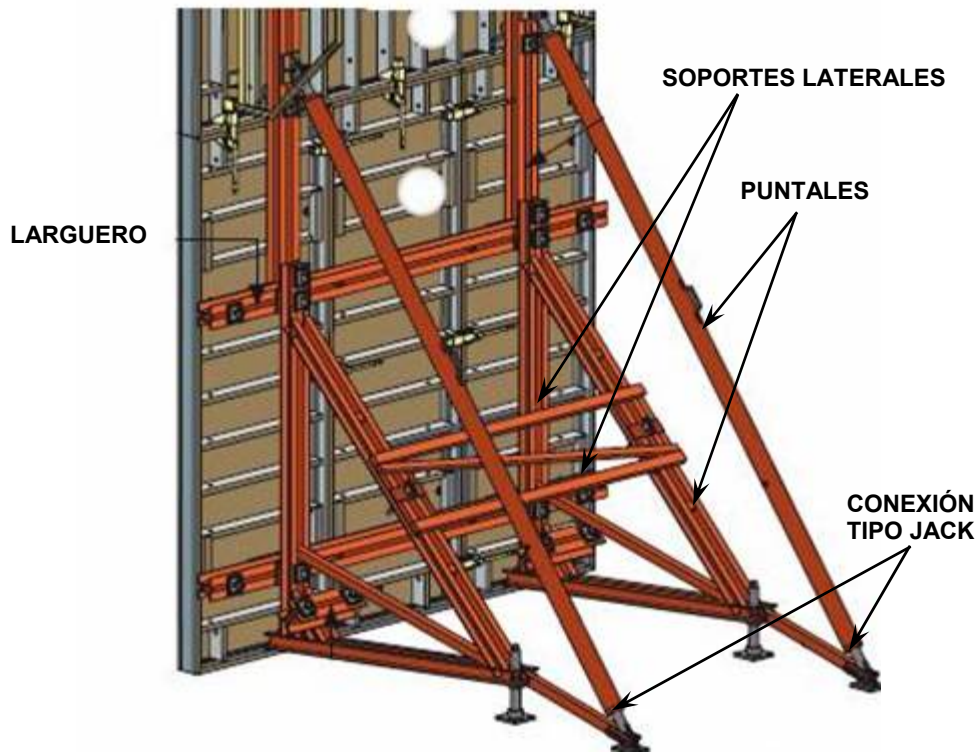


Figura 5.38. Conexiones tipo Jack en sistema de puntales inclinados.

Fuente: Deep Excavations, Department of Civil Engineering, Middle East Technical University, Ankara, Turquía.

5.5.4 VIGAS O LARGUEROS

Los largueros se tratan como miembros horizontales continuos si se empalman apropiadamente. En forma conservadora, se tratan como si estuviesen articulados en los puntales, es por esto que el momento máximo se calcula de la siguiente manera:

$$M_{\max} = \frac{A \times s^2}{8}$$

Donde "A" representa la fuerza por unidad de longitud en los puntales a diferentes niveles de excavación. La separación de dichos puntales, tiene un efecto muy importante sobre la resistencia del larguero por lo que debe revisarse para que no exista un pandeo lateral en la viga o larguero.

5.5.4.1 PANDEO LATERAL EN VIGAS O LARGUEROS

Cuando existe un momento flexionante en la sección transversal de la viga I , producida por una carga distribuida (por ejemplo) a lo largo del eje mayor (ver figura 5.39), se induce a una carga de compresión en uno de los patines, lo que puede provocar un pandeo en el eje menor. Esta tendencia de una viga I flexionada alrededor del eje mayor a pandearse alrededor de su eje menor es conocida como **pandeo lateral-torsional** o **pandeo lateral de la viga**.

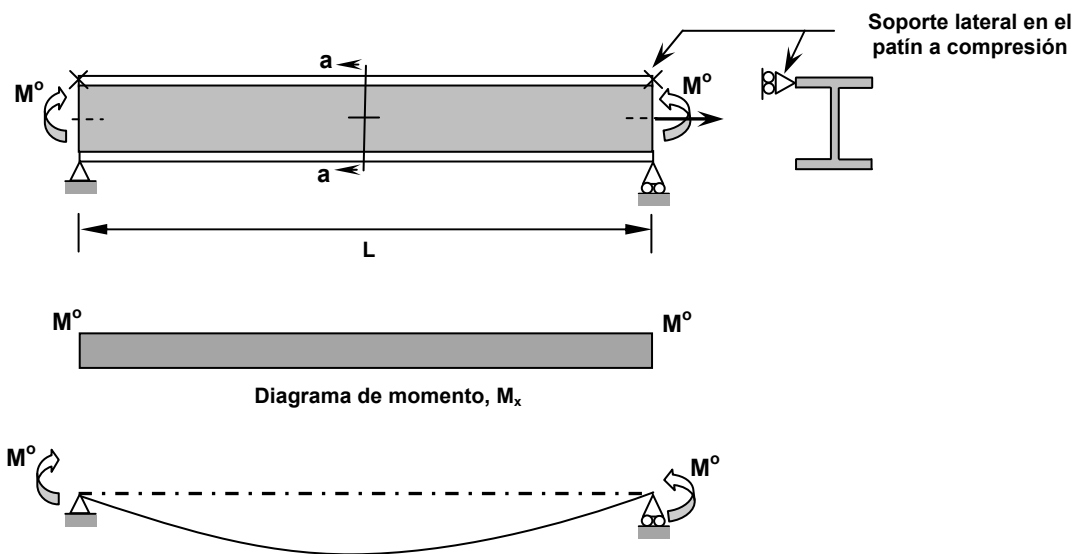


Figura 5.39. Pandeo lateral de una viga I sometida a momento constante.
Fuente: Estructuras de Acero: Comportamiento y LRFD, Sriramulu Vinnakota, 2006

El pandeo lateral de una viga de claro largo sin soporte lateral puede ocurrir antes que el momento en que la sección crítica alcance el momento de fluencia, M_y . Es decir, el pandeo lateral de la viga ocurre en el rango elástico. Como en el caso de una columna, la resistencia al pandeo de la columna-patín de compresión del perfil W puede incrementarse al proporcionar soporte lateral en el **plano 1-1** (eje menor) como se muestra en la figura 5.40. Por lo tanto, si se proporciona a la viga un soporte lateral adicional a la mitad de la longitud de la viga, la columna-patín de compresión se pandea en su segundo modo.

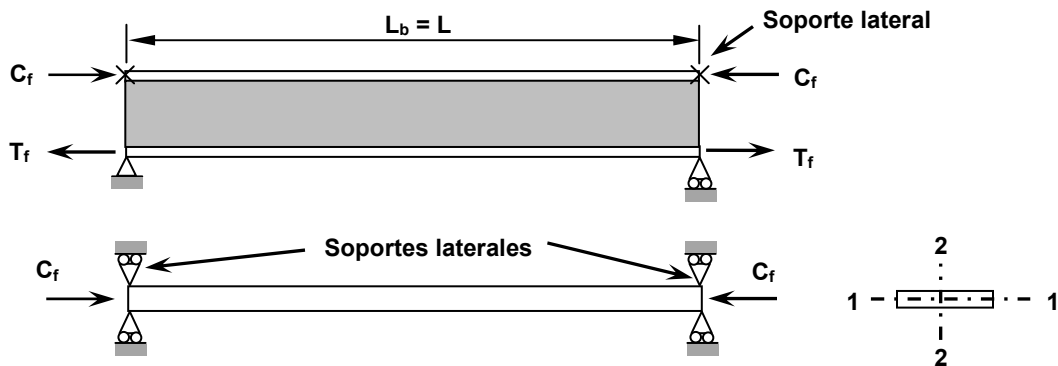


Figura 5.40. Idealización de patín de compresión como columna cargada en sus extremos.
Fuente: Estructuras de Acero: Comportamiento y LRFD, Sriramulu Vinnakota, 2006

5.5.4.2 REFUERZO LATERAL DE VIGAS O LARGUEROS

El parámetro más simple e importante en la prevención del pandeo lateral de una viga es el espaciamiento, L_b , del soporte lateral. Para que el soporte sea efectivo en su totalidad, tanto la rigidez como la resistencia del soporte deben ser adecuadas para evitar la torsión y la deflexión lateral de la sección transversal de la viga en los puntos reforzados. El soporte lateral para vigas individuales se divide en dos categorías:

- **Soporte lateral puntal o discreto** en que los soportes laterales se proporcionan a ciertos intervalos mediante miembros como puntales (ver figura 5.41). Viguetas, vigas u otros elementos estructurales rigidizantes, transversales al elemento que se está soportando.

En esta categoría, para que los puntales sean efectivos como soportes laterales, deben provocar un punto de inflexión en la viga en el punto de conexión, en este caso se considera que la separación entre puntales es igual a la longitud no soportada L_b , caso contrario cuando ocurre pandeo lateral simultáneo de todo el sistema de vigas, en donde los largueros permiten movimiento simultáneo de los puntos de conexión sin ofrecer alguna resistencia lateral; entonces la longitud no soportada L_b de las vigas será igual a la longitud del claro de la viga L . Por lo tanto, el diseñador debe asegurarse de que los largueros no se muevan en su dirección axial, Para que el soporte lateral sea adecuado.

Para evitar este tipo de pandeo del sistema es necesario anclar un extremo de los largueros a un muro o superestructura bastante rígida o proporcionar arriostramiento diagonal en uno o más de los claros. La armadura horizontal resultante, con su elevada rigidez, evita el movimiento longitudinal de los largueros.

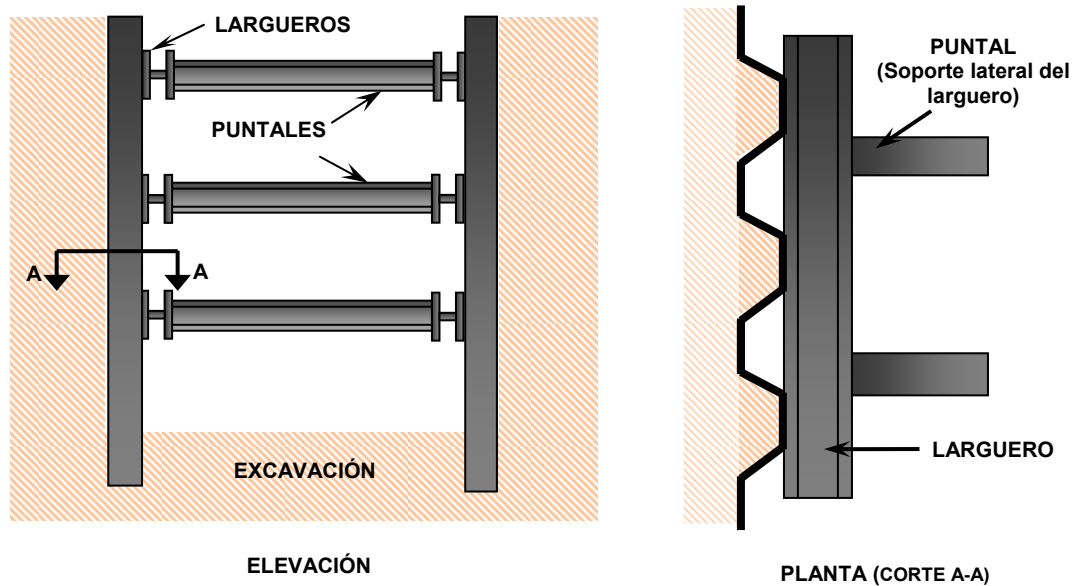


Figura 5.41. Soporte lateral con puntal (discreto).

Fuente: Estructuras de Acero: Comportamiento y LRFD, Sriramulu Vinnakota, 2006

No se necesita colocar el arriostramiento diagonal en todos los claros, porque el movimiento en una de éstas requiere el movimiento de los otros claros.

- **Soporte lateral continuo** en que el soporte lateral se proporciona de manera continua mediante elementos como una losa de concreto o una lámina acanalada de acero.

5.5.4.3 DISEÑO DE VIGAS O LARGUEROS

Una vez calculado el momento máximo, se debe seleccionar la designación del perfil W a través de las tablas de diseño, haciendo la suposición de que el perfil seleccionado es compacto (La tabla de selección de vigas tabla 5-3 del LRFD). Empleando el esfuerzo de fluencia f_y , del acero especificado, se determina el módulo de sección plástico requerido Z_{Xreq} con la ecuación siguiente:

$$Z_{Xreq} \geq \frac{M_u \times 10^6}{\phi_f f_y}$$

El cual debe ser menor que el módulo de sección plástico de la sección seleccionada con ayuda de las tablas de diseño del **LRFDM** (específicamente la tabla de selección de vigas; tabla 5.3 del LRFDM). Además deben realizarse las respectivas revisiones de soporte lateral adecuado y las revisiones de pandeo local del alma del perfil y del patín de la sección elegida, tal y como se mostró en la sección de diseño del Soldier beam (Sección 5.5.1), teniendo en cuenta que la separación L_b , es ahora la separación entre puntales y no la separación entre largueros, por el elemento en análisis.

5.5.5 ESTABILIDAD DEL FONDO DE UN CORTE APUNTALADO

Los modos de falla más comunes con respecto a la estabilidad del fondo o base de un corte apuntalado son los concernientes al levantamiento del fondo en un corte de excavación en cortes de arcillas o bien la estabilidad contra el levantamiento y la tubificación en los suelos granulares o sin cohesión cuando hay presencia de nivel freático. A continuación se especifican los criterios básicos para el análisis de estos modos de falla.

Levantamiento del fondo en corte homogéneo de arcilla

El levantamiento del fondo del corte se da cuando el suelo en la base o fondo de la excavación son relativamente débiles comparadas con los esfuerzos inducidos por la masa de suelo retenida en las paredes de la excavación. El levantamiento del fondo en cortes de arcillas puede ser un aspecto muy crítico para sistemas de apuntalamiento de carácter temporal, aunque no se considera crítico para otros tipos de suelo.

Un levantamiento significativo en la base y un incremento substancial en la presión del suelo son el resultado de que el peso de la masa de suelo retenido exceda o alcance la capacidad de carga del suelo en el fondo del corte (Sabatini, Bachus, 1999).

Cortes sobre estratos de arcilla ilimitados o restringidos

La superficie de falla para tal caso en un suelo homogéneo se muestra en la figura 5.42.

En donde, de acuerdo a la figura 5.42 tenemos la siguiente notación:

- q = Carga vertical por área unitaria en la línea **fi** (KN/m²)
- q_s = Sobrecarga en la parte superior del corte apuntalado (KN/m²)
- H = Altura del corte de excavación (m)
- T_a = Espesor del estrato de arcilla bajo la base del corte (m)
- B = Ancho del corte de la excavación (m)
- B' = Ancho de la columna vertical de suelo formada en los puntos **efij** (m)
- B'' = Distancia de superficie de falla desde la pared del corte en los puntos **fg** (m)
- γ = Peso volumétrico del suelo (KN/m³)

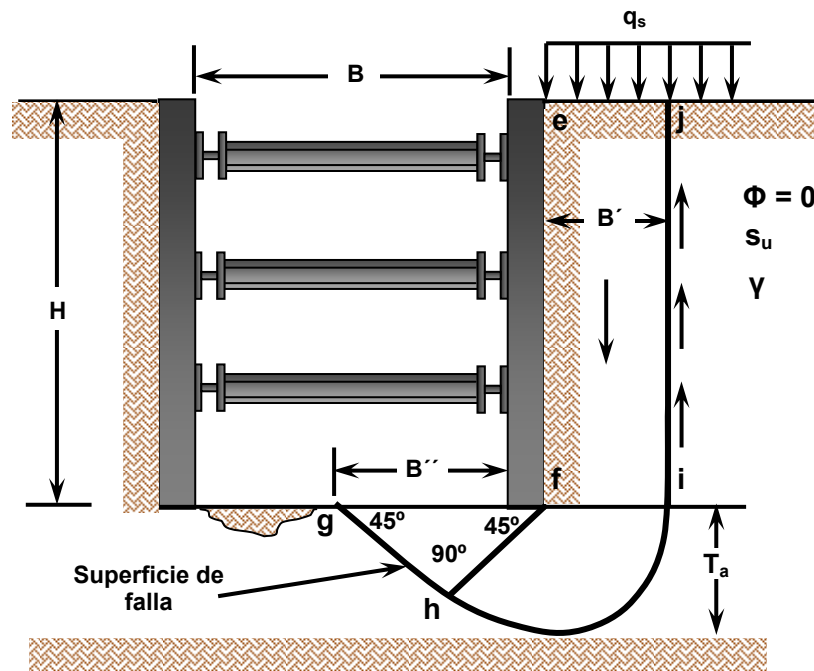


Figura 5.42. Levantamiento en corte apuntalado en suelo arcilloso.
Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones, Braja Das, 2006.

La capacidad de carga última en la base de una columna de suelo con ancho B' puede definirse como:

$$q_{ult} = s_u N_c$$

En donde:

- q_{ult} = Capacidad de carga última del suelo (KN/m²)
- s_u = Resistencia al corte no drenada del suelo en la zona de la base (KN/m²)
- N_c = Factor de capacidad de carga que depende de B , L y H
- L = Longitud de la excavación (m)

Entonces, la carga vertical por unidad de área “ q ” a lo largo de la superficie fi se define de la siguiente manera:

$$q = \gamma H + q_s - \frac{s_u H}{B'}$$

El valor de q_s representa una sobrecarga actuando en la parte superior del corte apuntalado. Dicha sobrecarga puede estar relacionada con estructuras adyacentes a la excavación o bien, a espesores de suelo que estén en la parte superior de la excavación.

Para determinar el valor del factor de capacidad de carga N_c se puede hacer uso de la figura 5.43 tanto para fundaciones cuadradas, cilíndricas o fundaciones continuas. O deberá utilizarse un valor de **5.7** para una cimentación perfectamente rugosa en una excavación muy larga ($B/L = 0$).

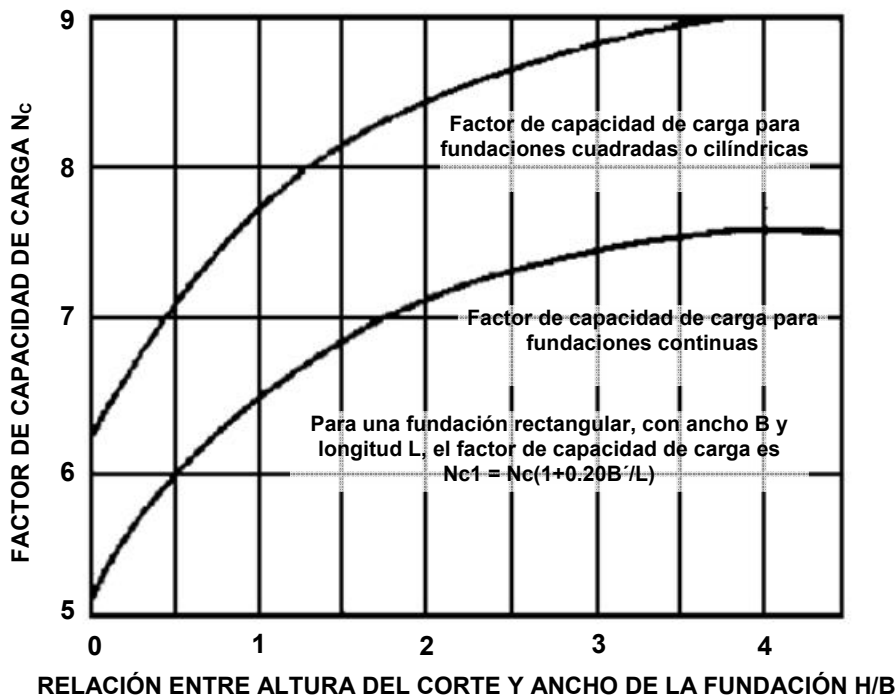


Figura 5.43. Factor de capacidad de carga para fundaciones en suelos cohesivos.
Fuente: Naval Facilities Engineering Command, Foundations and Earth Structures, 1986.

Entonces, el factor de seguridad definido por Terzaghi contra el levantamiento del fondo *para excavaciones largas* queda de la siguiente manera:

$$FS = \frac{q_{ult}}{q} = \frac{s_u N_c}{\gamma H + q_s - \frac{s_u H}{B'}} = \frac{s_u N_c}{\left(\gamma + \frac{q_s}{H} - \frac{s_u}{B'}\right)H} = \frac{5.7s_u}{\left(\gamma + \frac{q_s}{H} - \frac{s_u}{B'}\right)H}$$

Para *excavaciones de longitud limitada L* (en excavaciones de edificaciones), el factor de seguridad puede ser expresado de la siguiente manera:

$$FS = \frac{s_u N_{c1}}{\left(\gamma + \frac{q_s}{H} - \frac{s_u}{B'}\right)H} = \frac{s_u \left[N_c \left(1 + 0.20 \frac{B'}{L} \right) \right]}{\left(\gamma + \frac{q_s}{H} - \frac{s_u}{B'}\right)H}$$

Donde $B' = T_a$ ó $B/\sqrt{2}$, el que sea más pequeño (en el caso que el espesor del estrato de arcilla sea ilimitado, el valor de B' no deberá exceder el valor de $B/\sqrt{2}$ y si el estrato de arcilla está limitado por un estrato más duro debajo de él ubicado a una profundidad menor a $B/\sqrt{2}$, entonces el valor de B' tomará el valor de T_a).

El valor N_{c1} se obtiene del factor de capacidad de carga N_c , el cual proviene de la gráfica de la figura 5.42 para fundaciones continuas (curva inferior), pero debe realizarse una modificación que depende de las dimensiones de la excavación para fundaciones rectangulares o de longitud limitada B y L .

El factor de seguridad requerido para la estabilidad de la base de un corte apuntalado es de **1.5**.

En el año 2000, Chang sugirió una revisión de la ecuación anterior del factor de seguridad, tomando en cuenta los siguientes cambios:

1. La resistencia al cortante a lo largo del plano ij puede considerarse como un incremento en resistencia en vez de una reducción de la carga.

2. En la figura 5.41 la línea **fg** con un ancho de **B''** en la base de la excavación puede ser tratado como una zapata negativamente cargada.
3. El factor de capacidad de carga para una excavación de longitud muy grande **N_c** debe ser **5.14** (no **5.7**) para una zapata perfectamente lisa, debido a la superficie sin restricción en la base de la excavación.

Con las modificaciones anteriores, la ecuación para obtener el factor de seguridad de un corte apuntalado en *una excavación larga* adopta la siguiente forma:

$$FS = \frac{5.14s_u \left(1 + 0.20 \frac{B'}{L} \right) + s_u \frac{H}{B'}}{\gamma H + q_s}$$

Para una *excavación de longitud limitada* (excavación rectangular), el factor de capacidad de carga **N_c** se determina de la figura 5.41 y queda de la siguiente forma:

$$FS = \frac{N_c s_u \left(1 + 0.20 \frac{B'}{L} \right) + s_u \frac{H}{B'}}{\gamma H + q_s}$$

Donde:

$$B' = T_a \text{ si } T_a \leq B/2$$

$$B' = B/2 \text{ si } T_a > B/2$$

$$B'' = (\sqrt{2})B'$$

Cabe mencionar que las ecuaciones detalladas anteriormente se aplican a un corte apuntalado en donde la pantalla de revestimiento (tablestacas o tablas de madera) termina justo en la base de la excavación.

Cuando el factor de seguridad sea menor a **1.5**, entonces la pantalla de revestimiento (siendo sistemas de soldier beams con tablas de madera, o bien sistemas de tablestacas) deberá extenderse una profundidad "**d**" bajo la superficie de la base del corte apuntalado (generalmente **d ≤ B/2**) para asegurar la estabilidad del sistema.

Además, se deberá encontrar la fuerza que ejerce el suelo sobre la longitud de empotramiento del sistema de apuntalamiento, P_d , la cual se calcula de la siguiente manera:

Caso I: si $d > \frac{2}{3} \frac{B}{\sqrt{2}}$ entonces:

$$P_d = 0.70(\gamma HB - 1.40s_u H - \pi s_u B)$$

Caso II: si $d < \frac{2}{3} \frac{B}{\sqrt{2}}$ entonces:

$$P_d = 1.50d \left(\gamma H - \frac{1.40}{B} s_u H - \pi s_u \right)$$

La ubicación de la fuerza P_d se encuentra a la mitad de la profundidad de empotramiento de la pantalla de revestimiento ($d/2$) (ver figura 5.44.).

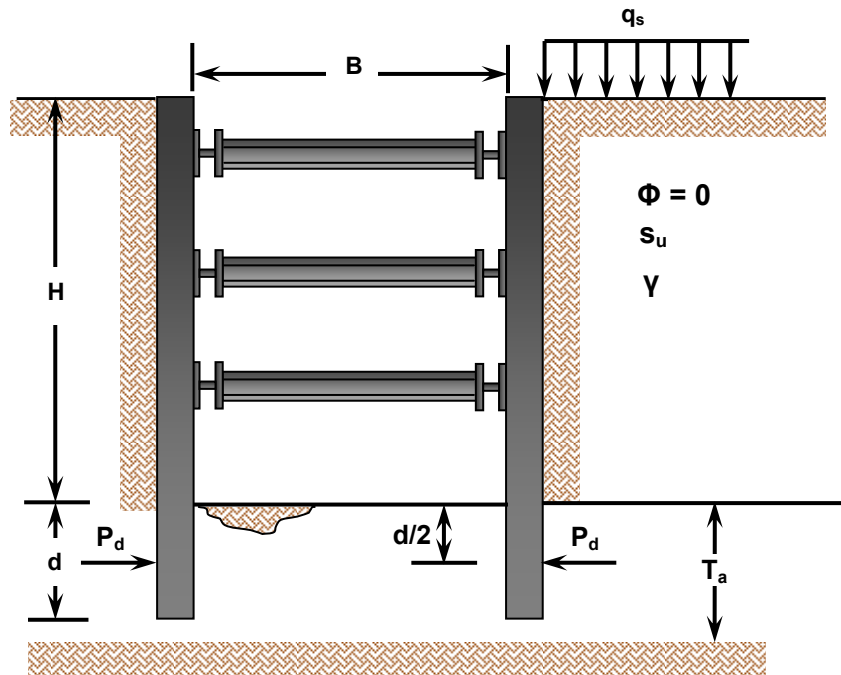


Figura 5.44. Fuerza sobre longitud de empotramiento de la pantalla.
Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones, Braja Das, 2006.

Estabilidad del fondo de un corte de arena

Generalmente, la estabilidad en cortes de arena sin presencia de agua subterránea no es evaluada, sin embargo, esta condición puede cambiar si hay presencia del nivel freático en la excavación. Para evaluar la estabilidad del fondo de un corte apuntalado en arena (levantamiento y tubificación) es importante conocer que dicha estabilidad no depende de las dimensiones de la excavación (H , B ó L), sino que depende del ángulo de fricción interna, ϕ , del peso volumétrico del suelo, γ , y por supuesto, de la ubicación del nivel freático. Es recomendable utilizar tablestacados de acero en presencia del nivel freático debido a su alta resistencia a condiciones desfavorables. En la figura 5.45 se muestra un corte apuntalado en un estrato de arena, en donde se muestra también el nivel freático en la base del corte de excavación y en la parte superior del mismo.

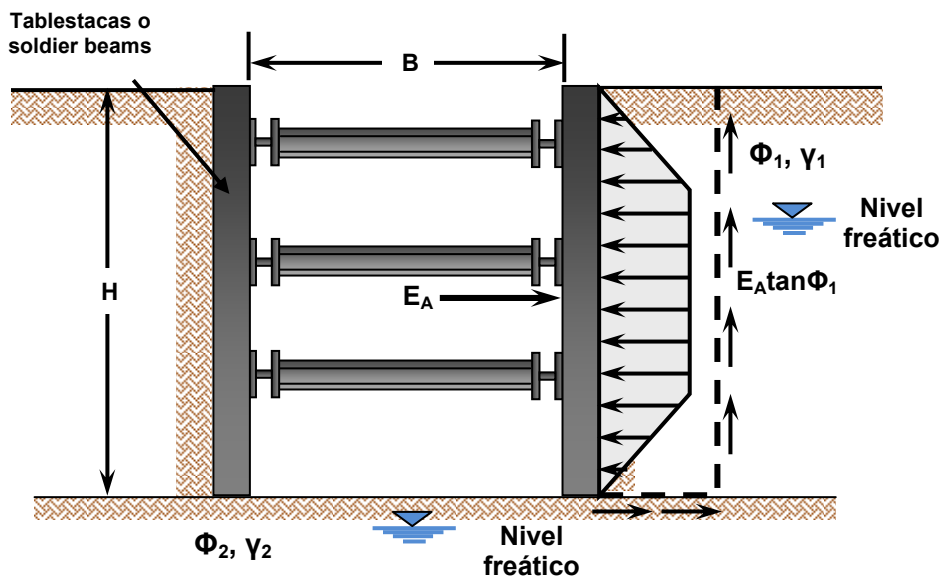


Figura 5.45. Estabilidad del fondo de un corte apuntalado en arena.
Fuente: Naval Facilities Engineering Command, Foundations and Earth Structures, 1986.

El factor de seguridad para revisar la estabilidad en el fondo de un corte apuntalado viene definido por la siguiente expresión:

$$FS = 2N_{\gamma_2} \left(\frac{\gamma_2}{\gamma_1} \right) K_A \tan \phi$$

En donde:

N_{γ_2} = Factor de capacidad de carga (ver figura 5.43)

K_A = Coeficiente activo de presión de tierras de Rankine

ϕ = Ángulo de fricción interna del suelo de la base del corte

Para la utilización de la expresión del factor de seguridad es importante establecer las siguientes condiciones:

- Si el nivel freático se encuentra a una profundidad igual a **B** o mucho más debajo de la base del corte, entonces γ_1 y γ_2 se tomarán como pesos volumétricos húmedos.
- Si el nivel freático se encuentra estático en la base del corte, entonces se deberá tomar γ_1 como peso volumétrico húmedo y γ_2 se tomará como peso volumétrico sumergido ($\gamma_{sat} - \gamma_{agua}$).
- Si el nivel freático se mueve hacia arriba de la base del corte, entonces se tomará γ_2 como la resta del peso volumétrico saturado menos la presión de levantamiento.

En la figura 5.46 se muestra un nomograma para determinar el factor de capacidad de carga del suelo (Meyerhof), N_{γ} para utilizarlo en la expresión para el cálculo del factor de seguridad. El nomograma consiste en introducir en el eje de las abscisas el valor del ángulo de fricción interna del suelo, ϕ , para luego interceptar la curva de N_{γ} y luego proyectar al eje de las ordenadas para leer el valor específico de dicho factor de capacidad de carga.

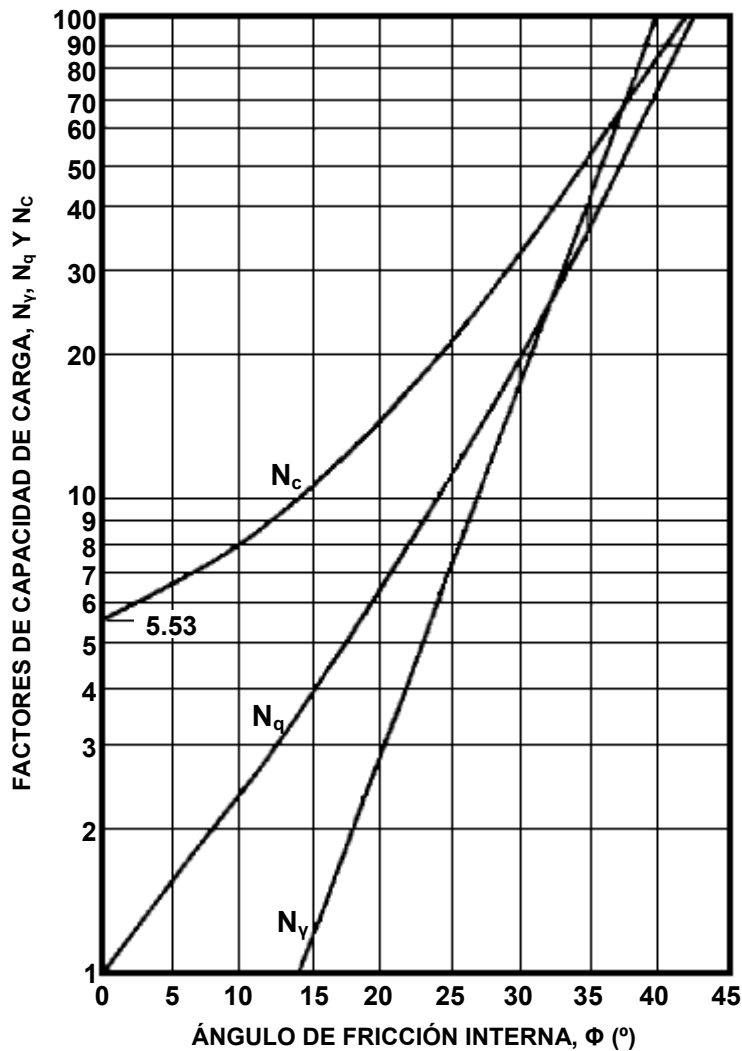


Figura 5.46. Factores de capacidad de carga para fundaciones superficiales según Meyerhof.
Fuente: Naval Facilities Engineering Command, Foundations and Earth Structures, 1986.

Otro aspecto importante a tomar en cuenta es la profundidad a la cual la pantalla de revestimiento debe hincarse (tablestacas, soldier beams, etc.) para evitar inestabilidad en el corte a causa de la tubificación por la filtración de agua en la base del corte. La filtración debajo del revestimiento puede producir el efecto de tubificación en arenas densas (ocurre cuando la estructura de contacto entre partículas del suelo se rompe a causa del paso del agua a través de ella) o bien efecto de levantamiento en arenas sueltas. El levantamiento ocurre cuando la fuerza de elevación en el pie de la tablestaca excede el peso sumergido de la columna de suelo superior. Para prevenir el

efecto de tubificación y el efecto de levantamiento en una excavación realizada en arenas, la tablestaca o el elemento de revestimiento debe penetrar una profundidad bajo la superficie que sea suficiente para mantener estable el corte apuntalado. Otra alternativa es la de implementar sistemas de drenaje para desaguar el corte apuntalado y disminuir el nivel freático.

Marsland (1958) presentó los resultados de pruebas en modelos que se realizaron para estudiar el efecto de la infiltración en la estabilidad de excavaciones apuntaladas en arenas. Los resultados fueron resumidos por el Departamento de Marina de los Estados Unidos (1971), en el manual de diseño NAVFAC DM-7-01. La figura 5.47 muestra el esquema de análisis de un corte apuntalado para excavaciones en arena, el cual es necesario para utilizar los nomogramas mostrados en las figuras 5.48 y 5.49, respectivamente.

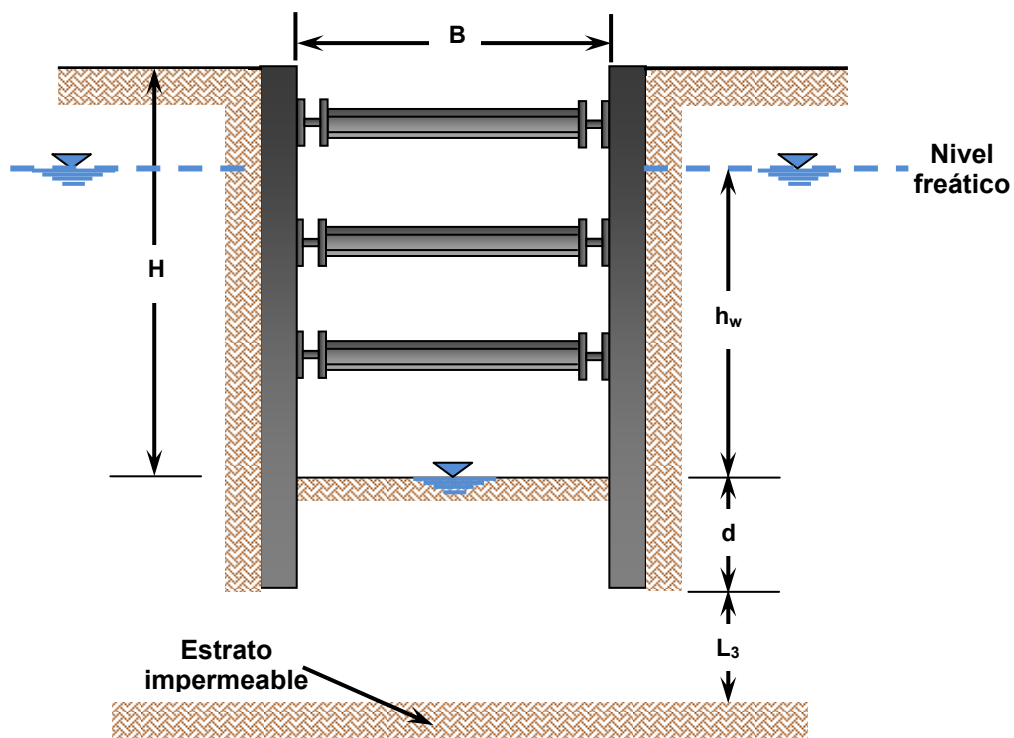


Figura 5.47. Profundidad de empotramiento en suelos arenosos para prevenir efecto de tubificación.
Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones, Braja Das, 2006.

El término h_w es la altura de agua sobre el fondo de la excavación del corte apuntalado, el valor de d es la profundidad de empotramiento de la tablestaca o de los soldier beams y L_3 es la profundidad del estrato de arena.

La figura 5.48 es para el caso de la determinación de la longitud de empotramiento de la tablestaca o soldier beams necesaria para el factor de seguridad requerido contra tubificación cuando el estrato de arena se extiende a gran profundidad debajo de la excavación ($L_3 \rightarrow \infty$).

Por otra parte, la figura 5.49 representa el caso en que un estrato impermeable se encuentra a la profundidad $d + L_3$ debajo del fondo de la excavación.

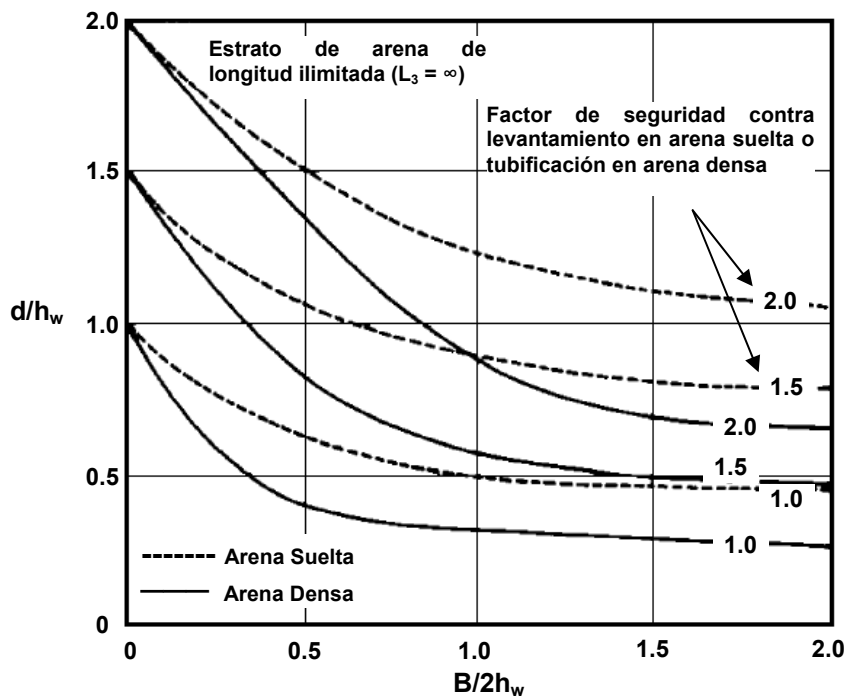


Figura 5.48. Influencia de infiltración sobre la estabilidad de excavaciones apuntaladas en arena
Fuente: Naval Facilities Engineering Command, Foundations and Earth Structures, 1986.

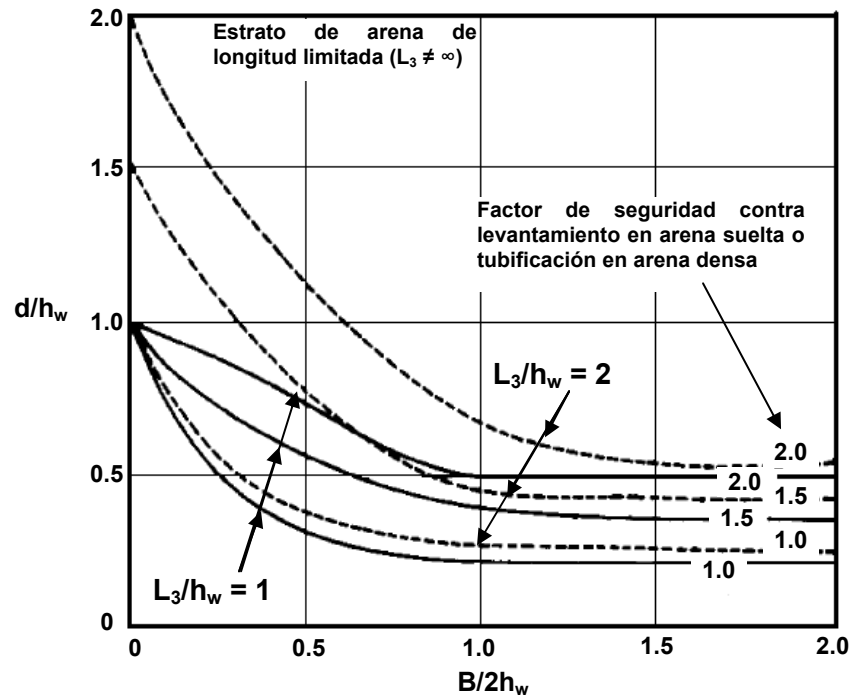


Figura 5.49. Influencia de infiltración sobre la estabilidad de excavaciones apuntaladas en arena
Fuente: Naval Facilities Engineering Command, Foundations and Earth Structures, 1986.

5.5.6 CAPACIDAD AXIAL DEL SISTEMA DE SOLDIER BEAMS

La suma de todas las componentes verticales de cada uno de los puntales que se encuentren inclinados y otras cargas verticales actuantes (como por ejemplo, el peso de los soldier beam, el peso de los largueros, el peso de concretos o lechadas estructurales, o el peso del revestimiento del sistema de apuntalamiento) deben ser consideradas en el diseño de los elementos verticales del sistema para minimizar la falla potencial por capacidad de carga / o una falla por movimientos verticales excesivos (asentamientos). Los soldier beams para sistemas de apuntalamiento o para muros con anclajes pueden ser colocados mediante procesos de hincado o bien por procesos de perforación, ubicando el perfil metálico (soldier beam) en un agujero previamente perforado y rellenado con una mezcla de concreto estructural de resistencia adecuada, complementado con una mezcla de menor resistencia (lodo bentonítico o concreto de baja resistencia). La revisión de la capacidad axial de los soldier beams debe ser realizada utilizando el análisis convencional de capacidad axial para pilas de cimentación hincadas o perforadas. Los métodos que se describen en

este documento se pueden encontrar en Sabatini, Pass y Bachus (1999) o bien en Strom and Ebeling (2001).

Evaluación de cargas axiales

Las cargas verticales externas en sistemas de apuntalamiento o en muros con anclajes incluyen: las componentes de los puntales o anclajes (en el caso que no estén colocados en forma horizontal), el peso de los elementos (soldier beams, revestimiento, largueros, etc.) u otras cargas externas. Existen otras cargas que pueden ser significativas para muros anclados o para sistemas de apuntalamiento, pero que son muy difíciles de evaluar, como pueden ser la transferencia de carga del suelo retenido en la parte expuesta del sistema y también el arrastre que puede generar el movimiento de asentamiento que se puede dar en la masa de suelo retenido. El método que aquí se recomienda para la revisión de la capacidad axial asume que las cargas externas son resistidas por la fricción en los lados del soldier beam y por la resistencia en la punta del mismo, ambas en la parte embebida del soldier beam. Los factores de seguridad para calcular la carga axial permisible son sugeridos dependiendo del tipo de suelo en cuestión.

Los resultados de investigaciones realizadas en los Estados Unidos (ver Weatherby, 1998) y una revisión de la información recabada indican que:

- En arenas que van de compacidad densa a muy densa o en arcillas de consistencia firme a muy firmes, la carga axial será parcialmente transferida desde el sistema al suelo retenido ubicado en la profundidad de empotramiento.
- En los sistemas de puntales, las fuerzas son de compresión y al instalarlos en forma inclinada, las componentes de la fuerza ayudan a contrarrestar los efectos de las cargas actuantes. Por lo tanto, será decisión del diseñador tomar las fuerzas en cuenta o no en el análisis de capacidad axial.
- En sistemas de muros con anclajes, las cargas axiales en los elementos verticales se podrán minimizar colocando los anclajes en forma horizontal. Sin embargo, eso

dependerá de las condiciones del proyecto en el que se esté utilizando el sistema de anclajes.

Las observaciones anteriores asumen de forma conservadora que todas las cargas externas son diseñadas para la parte embebida del sistema de apuntalamiento.

En la tabla 5.3 se presentan los factores de seguridad que son mayormente utilizados para el cálculo de la capacidad axial permisible para soldier beams, Q_{per} , colocados por procesos de hincado o por procesos de perforación. Los factores de seguridad fueron desarrollados considerando que los movimientos del sistema son mínimos.

TABLA 5.3. FACTORES DE SEGURIDAD PARA CAPACIDAD AXIAL EN PILAS HINCADAS O PERFORADAS (STROM AND EBELING, 2001)		
TIPO DE SUELO	FACTOR DE SEGURIDAD POR FRICCIÓN	FACTOR DE SEGURIDAD EN LA PUNTA
ARCILLAS	2.5	2.5
ARENAS	2.0	2.5

La capacidad axial permisible, Q_{per} , para soldier beams hincados o perforados está definida por la siguiente expresión:

$$Q_{per} = \frac{Q_{ult}}{FS} = \frac{Q_{skin}}{FS} + \frac{Q_{tip}}{FS}$$

Donde:

- Q_{per} = Capacidad axial permisible, (KN)
- Q_{ult} = Capacidad axial última del soldier beam (KN)
- Q_{skin} = Capacidad última por fricción (KN)
- Q_{tip} = Capacidad última por la punta del soldier beam (KN)
- FS = Factor de seguridad para capacidad axial del soldier beam

Capacidad axial para soldier beams hincados en arena

Las relaciones para calcular la capacidad axial de los soldier beams hincados en arena fueron desarrollados en base a procedimientos realizados por Reese y O'Neill (1988) (ver Strom and Ebeling, 2001). La capacidad de carga última de los soldier beams en arena está dada por la siguiente expresión:

$$Q_{ult} = f_{skin} A_{skin} + q_{tip} A_{tip}$$

Donde:

- Q_{ult} = Capacidad axial última del soldier beam (KN)
- f_{skin} = Resistencia por fricción promedio unitaria (KN/m²)
- A_{skin} = Área perimetral del “bloque” del soldier beam (m²)
- q_{tip} = Resistencia en la punta del soldier beam (KN/m²)
- A_{tip} = Área transversal del “bloque” de la punta del soldier beam (m²)

Para soldier beams hincados en suelos predominantemente gravosos o bien en roca, el área real del soldier beam deberá ser usado para el valor de A_{tip} . La resistencia por fricción promedio unitaria, f_{skin} , se calcula de la siguiente manera:

$$f_{skin} = K \sigma_{ave} \tan \delta$$

Donde:

- K = Coeficiente de presión lateral de tierra (el rango varía de **1** a **2**)
- σ_{ave} = Esfuerzo vertical promedio a lo largo del pie del soldier beam (KN/m²)
- δ = Ángulo de fricción entre el soldier beam y el suelo (**0.67 ϕ** a **0.83 ϕ**)

El valor del esfuerzo vertical promedio, σ_{ave} , se calcula de la siguiente manera:

$$\sigma_{ave} = \gamma \left(\frac{H + d}{2} \right)$$

Donde:

- γ = Peso volumétrico del suelo (KN/m³)
- H = Altura del sistema de apuntalamiento (m)
- d = Profundidad de empotramiento del soldier beam (m)

El esfuerzo vertical promedio, σ_{ave} , se determina utilizando el promedio de la altura del sistema más la profundidad de empotramiento **(H+d)/2** (ver figura 5.50). El esfuerzo vertical en un lado del soldier beam depende de una profundidad de empotramiento que va desde la superficie del terreno hasta la mitad del pie del soldier beam. En el otro lado del soldier beam, el esfuerzo vertical depende de una profundidad de

empotramiento que va desde el fondo de la excavación hasta la mitad del pie del soldier beam. Las cargas laterales en el soldier beam son mayores que aquellas computadas usando este procedimiento, puesto que las presiones se desarrollan en el lado de la excavación.

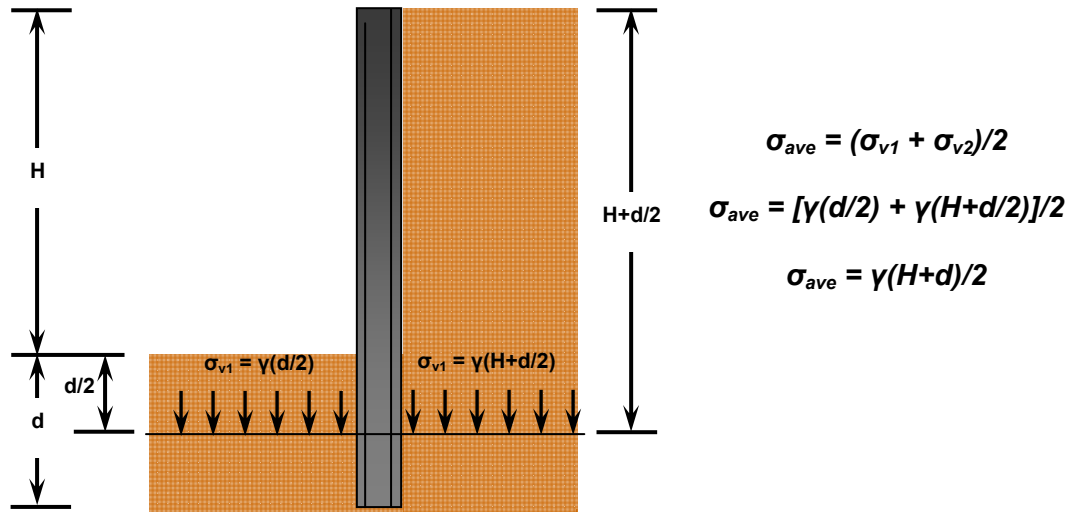


Figura 5.50. Esquematización del esfuerzo vertical en ambos lados del soldier beam.

Fuente: State of the practice in the design of tall, stiff and flexible retaining walls, Strom & Ebeling, 2001.

La profundidad de empotramiento, **d**, es usada en su totalidad para obtener la resistencia en la punta, ya que la capacidad de carga es controlada por la superficie de falla que puede desarrollarse al frente del sistema.

La resistencia en la punta del soldier beam, **q_{tip}**, puede ser calculada con la siguiente expresión:

$$q_{tip} = \sigma_v N_t \qquad \sigma_v = \gamma d$$

Donde:

- σ_v = Esfuerzo vertical a la profundidad de empotramiento, d (KN/m²)
- N_t = Factor de capacidad de carga (ver figura 5.51)

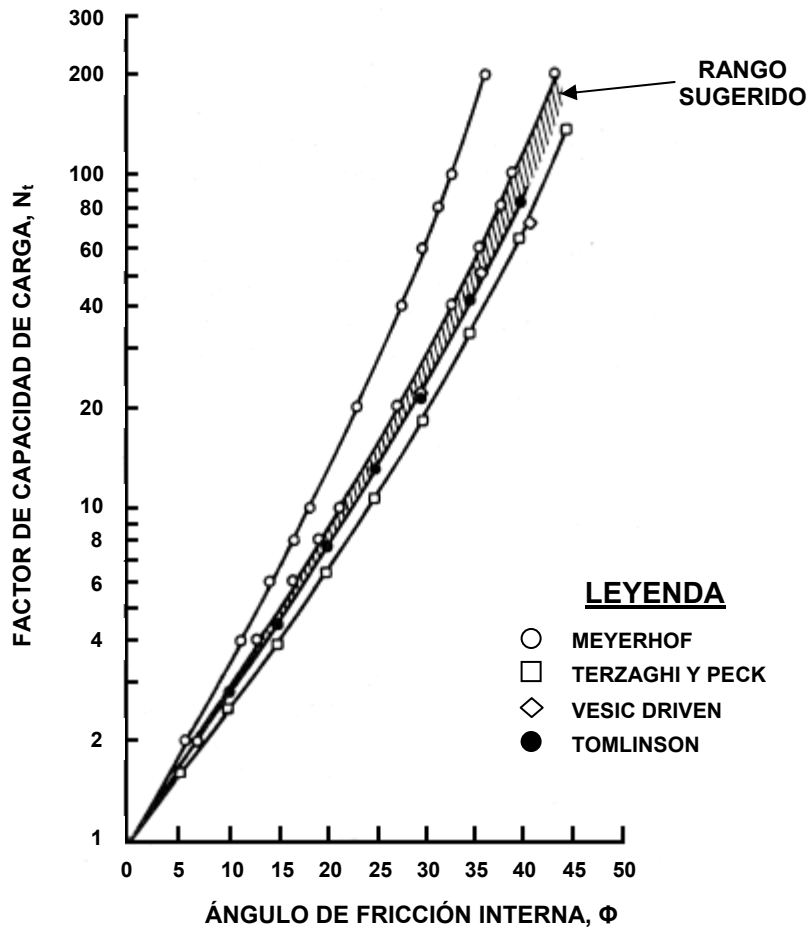


Figura 5.51. Factor de capacidad de carga para pilas hincadas en arena.
Fuente: State of the practice in the design of tall, stiff and flexible retaining walls, Strom & Ebeling, 2001.

El área perimetral del bloque del soldier beam, A_{skin} , y el área transversal del bloque del mismo, A_{tip} , (ver figura 5.52) se calculan de la siguiente manera:

$$A_{skin} = [2(\text{ancho soldier beam}) + 2(\text{peralte soldier beam})]d$$

$$A_{tip} = (\text{ancho soldier beam}) \times (\text{peralte soldier beam})$$

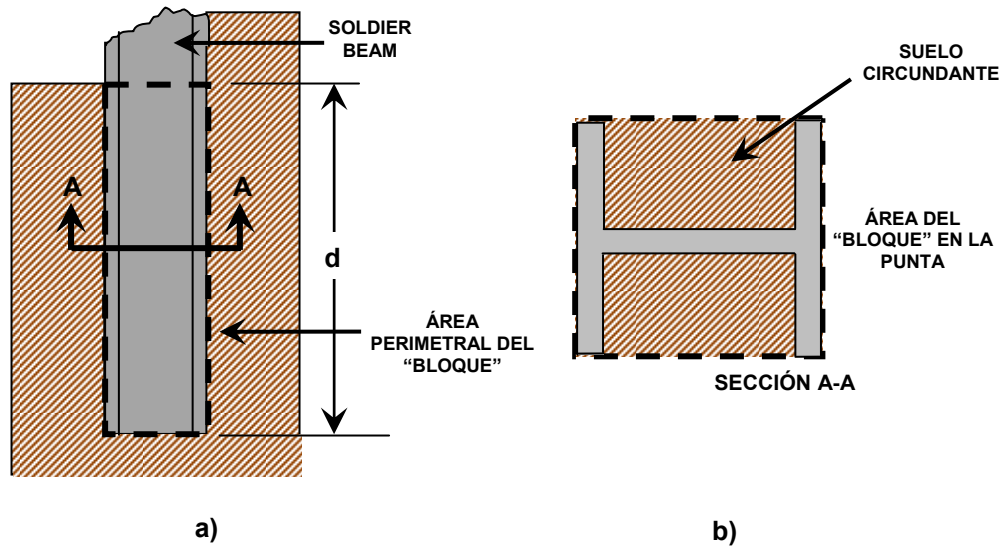


Figura 5.52. a) Vista del área perimetral. b) Vista de la sección en la punta del soldier beam.

Fuente: State of the practice in the design of tall, stiff and flexible retaining walls, Strom & Ebeling, 2001.

Capacidad axial para soldier beams hincados en arcilla

La capacidad última de carga para los soldier beams que son hincados en suelos arcillosos se expresa de la siguiente manera:

$$Q_{ult} = f_{skin} A_{skin} + q_{tip} A_{tip}$$

La resistencia por fricción unitaria, f_{skin} , se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$f_{skin} = c_a = \alpha_1 s_u$$

Donde:

- c_a = Adhesión entre la arcilla y el soldier beam
- α_1 = Factor de adhesión en suelos cohesivos (ver figura 5.53)
- s_u = Resistencia al corte no drenada de la arcilla (KN/m²)

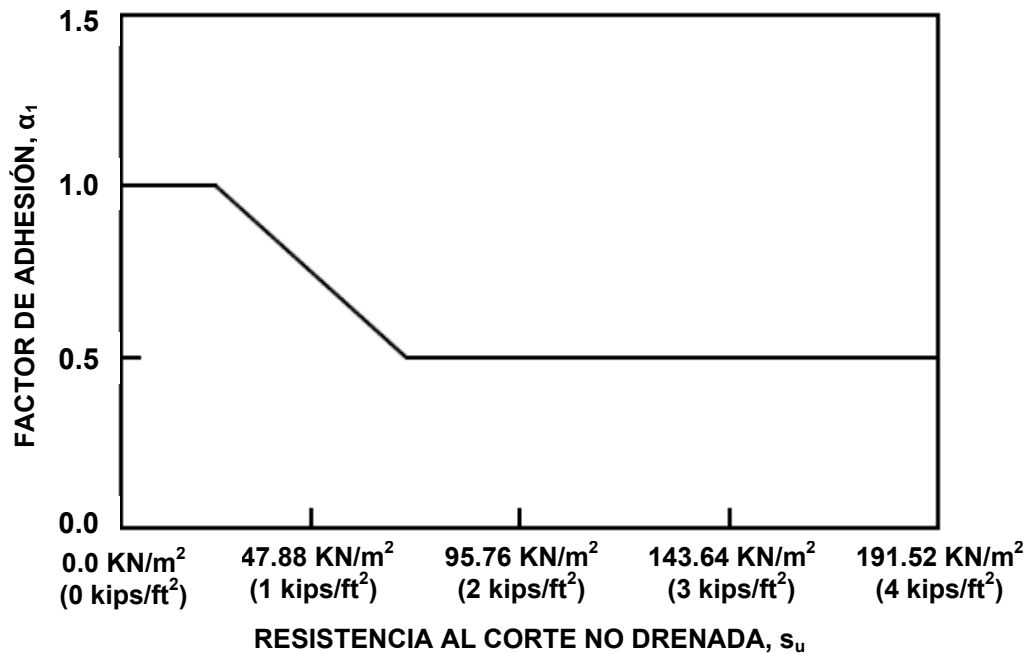


Figura 5.53. Factor de adhesión versus la resistencia al corte no drenada.

Fuente: State of the practice in the design of tall, stiff and flexible retaining walls, Strom & Ebeling, 2001

El valor α_1 es un factor empírico de adhesión para la reducción de la resistencia al corte no drenada promedio de la arcilla, s_u , inalterada a lo largo de toda la superficie empotrada del soldier beam.

La resistencia en la punta del soldier beam, q_{tip} , puede ser calculada con la siguiente expresión:

$$q_{tip} = N_c s_u$$

En donde N_c , es un factor de capacidad de carga para suelos cohesivos, que en nuestro caso deberá tener un valor de **9** ($N_c = 9$).

El área perimetral del bloque del soldier beam, A_{skin} , y el área transversal del bloque del mismo, A_{tip} , se calculan de la misma forma que para soldier beams hincados en arena.

La capacidad de la punta rara vez se utilizó para fundaciones hincadas en suelos cohesivos. Para movilizar completamente la resistencia de la punta en suelos arcillosos se requieren movimientos de aproximadamente el **10%** del peralte del soldier beam. La capacidad de la punta es considerada cuando al calcular la capacidad de carga del soldier beam se toman en cuenta ciertas condiciones. Cuando un soldier beam experimenta un asentamiento que puede ser tolerado (**0.0015H**) y cuando al menos un **50%** de la capacidad de carga axial resulta de la fricción, entonces la capacidad de la punta puede ser incluida en la capacidad axial última del soldier beam. Si los asentamientos del soldier beam se deben mantener en valores mínimos, entonces la capacidad última de los soldier beams hincados en arcilla debe ser calculada utilizando únicamente la fricción.

Capacidad axial para soldier beams perforados en arena

Las relaciones para estimar la capacidad de carga axial para soldier beams que son instalados en agujeros previamente perforados se basan en las ecuaciones desarrolladas por Reese y O'Neill (1988) (ver Strom and Ebeling, 2001). La capacidad última de carga axial para este tipo de soldier beams está definida por la siguiente expresión:

$$Q_{ult} = f_{skin} A_{skin} + q_{tip} A_{tip}$$

Donde:

A_{skin} = Área perimetral del eje perforado (m^2)

A_{tip} = Área transversal de la punta del eje perforado (m^2)

q_{tip} = Resistencia en la punta del soldier beam (KN/m^2)

La resistencia por fricción unitaria, f_{skin} , para un eje perforado se calcula de la siguiente manera:

$$f_{skin} = \beta_1 \sigma_{ave} \leq 192 \frac{KN}{m^2} \left(4.0 \frac{kips}{ft^2} \right)$$

En donde para suelos arenosos con un $N_{SPT} \geq 15$ golpes/0.3 m, el valor de β_1 establecido por Sabatini y Bachus (1999) es el siguiente:

$$\beta_1 = 1.5 - 0.42 \left(\frac{H+d}{2} \right)^{0.34} \Rightarrow 0.25 \leq \beta_1 \leq 1.20$$

Para suelos arenosos (Sabatini y Bachus, 1999) con $N_{SPT} < 15$ golpes/0.3 m, β_1 es el siguiente:

$$\beta_1 = \frac{N_{SPT}}{15} \left[1.5 - \left(\frac{H+d}{2} \right)^{0.34} \right] \Rightarrow 0.25 \leq \beta_1 \leq 1.20$$

Para suelos con gravas, según Sabatini y Bachus, (1999), el valor de β_1 es:

$$\beta_1 = 2.0 - 0.15 \left(\frac{H+d}{2} \right)^{0.75} \Rightarrow 0.25 \leq \beta_1 \leq 1.20$$

El factor β_1 es utilizado para cuantificar los efectos de los cambios de esfuerzo lateral debido al agujero de perforación, introducción de concreto fluido y la fricción en la interfaz del suelo granular y el concreto (si lo hay). *Para las tres expresiones anteriores, los datos deben ser ingresados en unidades del Sistema Internacional, lo que indica que la altura y la profundidad de empotramiento (H y d) deben ser ingresadas en metros (m).*

Alternativa recomendada de Reese y O'Neill para calcular β_1

En 1988, Reese y O'Neill establecieron que el valor β_1 es independiente de la resistencia del suelo debido a que las perturbaciones causadas por las operaciones de perforación reducen el ángulo de fricción a un valor común, sin tener en cuenta la resistencia. De acuerdo a lo anterior, desarrollaron la siguiente ecuación en unidades del Sistema Internacional (Das, 2006) para calcular el valor de β_1 sin importar el tipo de suelo en el que esté el sistema anclado o apuntalado:

$$\beta_1 = 1.5 - 0.244 \left[\frac{(H+d)}{2} \right]^{0.5} \Rightarrow 0.25 \leq \beta_1 \leq 1.20$$

*En donde el término **H+d** debe ser ingresado en metros (m).*

Para unidades del Sistema Inglés (Strom & Ebeling (2001), la expresión queda de la siguiente manera:

$$\beta_1 = 1.5 - 0.135 \left[\frac{(H+d)}{2} \right]^{0.5} \Rightarrow 0.25 \leq \beta_1 \leq 1.20$$

En donde H y d están en pies (ft), respectivamente.

La resistencia en la punta del soldier beam, q_{tip} , puede ser obtenida de la tabla 5.4:

TABLA 5.4. VALORES RECOMENDADOS PARA LA RESISTENCIA EN LA PUNTA DE UN SOLDIER BEAM PERFORADO EN SUELOS SIN COHESIÓN (STROM AND EBELING, 2001)	
RANGO DE RESISTENCIAS NO CORREGIDAS DE SPT (GOLPES / PIE)	VALORES DE q_{tip} EN KN/m ² (kips/ft ²)
0 – 75	57.5 N _{SPT} (1.2 N _{SPT})
> 75	4310 (90)

El área perimetral del eje perforado para el soldier beam, A_{skin} , y el área transversal del mismo, A_{tip} , (ver figura 5.54) deben considerar el diámetro del agujero de perforación, D_a , y se calculan de la siguiente manera:

$$A_{skin} = \pi D_a d$$

$$A_{tip} = \frac{\pi D_a^2}{4}$$

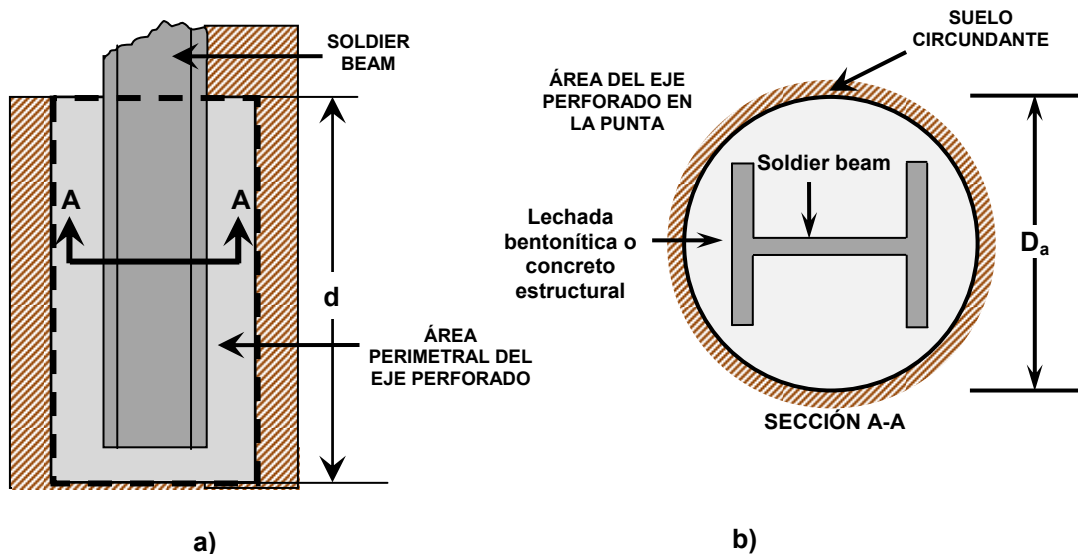


Figura 5.54. a) Vista del área perimetral. b) Vista de la sección en la punta del soldier beam.

Fuente: State of the practice in the design of tall, stiff and flexible retaining walls, Strom & Ebeling, 2001.

Capacidad axial para soldier beams perforados en arcilla

Las ecuaciones para estimar la capacidad de carga axial de soldier beams instalados en agujeros perforados en suelos arcillosos se basaron una vez más en la teoría desarrollada por Reese y O'Neill. Entonces, de acuerdo a lo anterior, la capacidad última de carga axial se determina mediante la siguiente expresión matemática:

$$Q_{ult} = f_{skin} A_{skin} + q_{tip} A_{tip}$$

La resistencia por fricción, f_{skin} , se obtiene de la siguiente manera:

$$f_{skin} = \alpha_1 s_u \leq 263 \text{ KN/m}^2 \left(5.5 \text{ kips/ft}^2 \right)$$

En donde el factor de adhesión, α_1 , se considera en forma conservadora con un valor de **0.55** (Strom & Ebeling, 2001). Sin embargo, según Sabatini y Bachus (1999) se puede optar por calcularlo mediante la siguiente expresión:

$$\alpha_1 = 0.29 + 0.19 \left(\frac{s_u}{\sigma_{ave}} \right) = 0.29 + 0.19 \left[\frac{2s_u}{\gamma(H + d)} \right]$$

En donde la resistencia al corte no drenada, s_u , debe ser ingresada en KPa (KN/m²) y la altura junto con la profundidad de empotramiento, H y d , deben ser ingresados en metros (m)

Por otra parte, la resistencia en la punta, q_{tip} , se obtiene con la siguiente ecuación:

$$q_{tip} = N_c s_u \leq 3,830 \text{ KN/m}^2 \left(80 \text{ kips/ft}^2 \right)$$

$$N_c = 6 \left[1 + 0.2 \left(\frac{d}{b} \right) \right] \leq 9$$

En donde dependiendo del sistema de unidades que se esté utilizando, d y b pueden ser ingresados en metros o pies y s_u en KPa (KN/m²). El área perimetral del eje perforado para el soldier beam, A_{skin} , y el área transversal del mismo, A_{tip} , se calculan de la misma forma que para soldier beams perforados en arena.

Aspectos de diseño para soldier beams instalados en agujeros perforados

Las recomendaciones generales de diseño para el relleno de los agujeros previamente perforados incluyen el uso de concreto estructural desde el fondo del agujero hasta la base de la excavación y una mezcla magra (lodo de bentonita o concreto de resistencias más pequeñas) para el resto del agujero. El concepto de diseño es proveer la máxima resistencia y la máxima transferencia de carga en la porción embebida del soldier beam, mientras se proporciona un relleno de una mezcla o lechada de menor resistencia en la porción superior, la cual pueda ser removida o moldeada fácilmente para la instalación de la pantalla de revestimiento de madera.

Cuando se utiliza un concreto estructural con una resistencia mínima a la compresión de **21 MPa (210 Kg/cm²)** y se realizan los procedimientos adecuados de colocación, la carga vertical de la porción expuesta del sistema es transferida del soldier beam al concreto, y la sección transversal completa de todo el eje perforado es efectiva para resistir dicha carga vertical. Para este caso, el sistema de apuntalamiento puede ser analizado como un eje perforado utilizando los métodos presentados en las secciones previas. Sin embargo, para ejes perforados y rellenos con mezclas o lechadas de resistencias a la compresión menores a las del concreto estructural (al menos de **0.35 MPa**), se considera que dicha mezcla puede que no sea lo suficientemente fuerte para permitir la transferencia de carga desde el soldier beam hasta la lechada. El soldier beam puede generar un efecto de punzonamiento a través del concreto, en cuyo caso la sección transversal del eje perforado no será efectiva en su totalidad en la transferencia de carga al suelo circundante.

Cuando se diseñe la parte embebida para un sistema permanente de apuntalamiento con soldier beams, la cual esté rellena con una mezcla o lechada de resistencia menor que la del concreto estructural, se deben desarrollar los siguientes análisis, de los cuales se deberá escoger aquel que proporcione una mayor profundidad de empotramiento.

El *primer análisis* (ver figura 5.55a) consiste en determinar la profundidad de empotramiento requerida asumiendo que el soldier beam puede ser analizado junto

con la lechada como una sola unidad estructural. Considera que toda la sección transversal del agujero perforado es efectiva al momento de resistir la carga vertical.

En el *segundo análisis* (ver figura 5.55b), se debe determinar la profundidad de empotramiento requerida asumiendo que el soldier beam genera un punzonamiento a través de la lechada y deberá hacerse uso de los requerimientos de diseño para soldier beams que son instalados mediante procesos de hincado. Este análisis considera que la sección transversal efectiva es la “caja” que forman las dimensiones del perfil.

Esto implica que las ecuaciones presentadas en la sección de soldier beams hincados en arena consideran que el soldier beam punzona la lechada en lugar de realizar la transferencia de carga del relleno de lechada al suelo. Entonces, cuando se estime la capacidad axial, utilice un valor de $K = 2$ y $\delta = 35^\circ$ en la ecuación de la resistencia por fricción, f_{skin} .

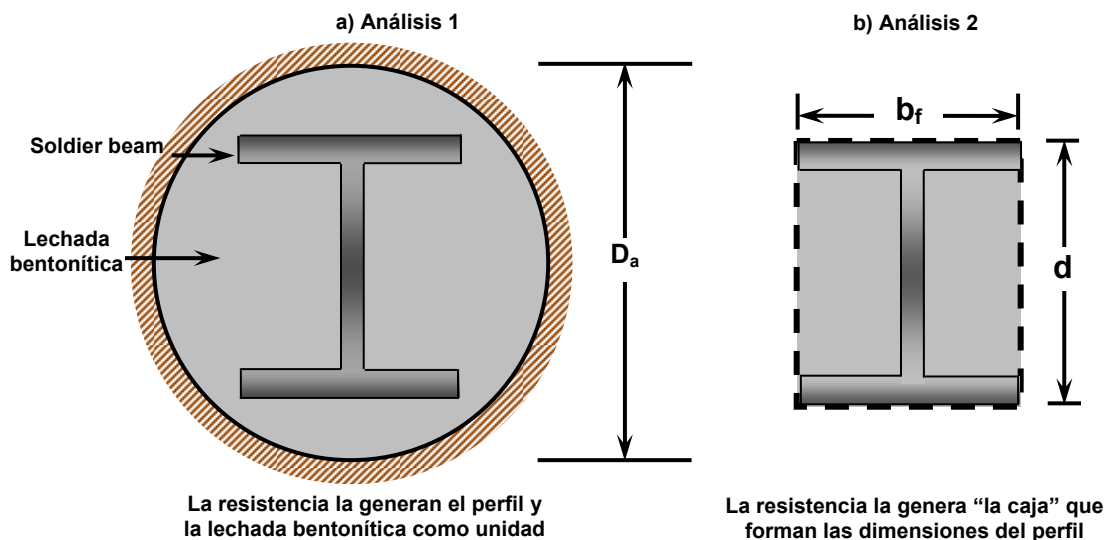


Figura 5.55. a) Representación de análisis 1, b) Representación de análisis 2.

Fuente: State of the practice in the design of tall, stiff and flexible retaining walls, Strom & Ebeling, 2001.

Entonces, una vez definida la capacidad axial del soldier beam, es importante determinar las solicitaciones de carga verticales en el mismo, Q_{apl} y se deberá verificar que las cargas aplicadas no exceden la capacidad axial permisible, Q_{per} .

$$Q_{per} \geq Q_{apl}$$

5.5.7 CÁLCULO DE FACTOR DE SEGURIDAD BAJO LA EXCAVACIÓN DE UN SISTEMA APUNTALADO

La porción empotrada de un sistema de apuntalamiento con elementos discretos (figura 5.56) o continuos, debe tener la capacidad para transmitir sin riesgo las cargas laterales resultado de la presión activa del suelo en la excavación, de las cargas de los puntales (actuando a diferentes niveles), de la presión originada por cualquier sobrecarga, etc. La porción empotrada del muro debe tener la capacidad para resistir éstas cargas con un factor mínimo de seguridad. El factor de la seguridad, **FS**, contra la falla por carga lateral es igual a la resistencia mínima última de las cargas resistentes, F_{ult} , dividido por la fuerza de reacción, R_B , de la parte empotrada del sistema (figura 5.56) multiplicada por la separación horizontal entre soldier beams. Normalmente, el factor mínimo de seguridad para la resistencia de carga lateral es **1.5**, y se calcula como:

$$FS = \frac{F_{ult}}{R_B S_H} \geq 1.5$$

Los métodos para calcular la resistencia mínima última de las cargas resistentes de la porción empotrada del muro, F_{ult} , para los sistemas de muros continuos y discretos se describe abajo.

Para dicho requerimiento, se pueden hacer uso de los métodos tradicionales para calcular la resistencia de presión pasiva de tierras (Rankine, Coulomb, Espiral logarítmica) en la porción empotrada del sistema de muro tipo continuo. Sin embargo, el método de la espiral logarítmica (Caquot y Kerrisel) es bastante recomendado en Sabatini, Pass, y Bachus (1999). Adicionalmente, Ebeling y Morrison (1992) muestran que cuando $\delta \geq 1/2\phi$, la solución de Coulomb (solución para la superficie de falla plana) no debe ser utilizada para calcular la resistencia pasiva del suelo. La resistencia pasiva para sistemas de muros con elementos discretos (soldier beams) debajo de la rasante ha sido típicamente evaluada usando las relaciones desarrolladas por Broms (1965). En los suelos sin cohesión (suelos granulares) con condiciones drenadas, la resistencia pasiva es supuesta para desarrollarse sobre tres veces el ancho del elemento discreto, b , con una magnitud determinada usando el coeficiente de presión

pasivo de suelos de Rankine. En los suelos cohesivos (por ejemplo, los suelos con una resistencia al corte no drenada, s_u , que es constante con la profundidad), la resistencia pasiva es supuesta para desarrollarse sobre el ancho de un elemento discreto y para ser constante sobre la mayor parte de la profundidad de viga con una magnitud de nueve veces la resistencia al corte no drenada. Ninguna resistencia pasiva es supuesta para desarrollarse sobre una profundidad debajo de la superficie igual a **1.5** veces la anchura del elemento discreto (soldier beam).

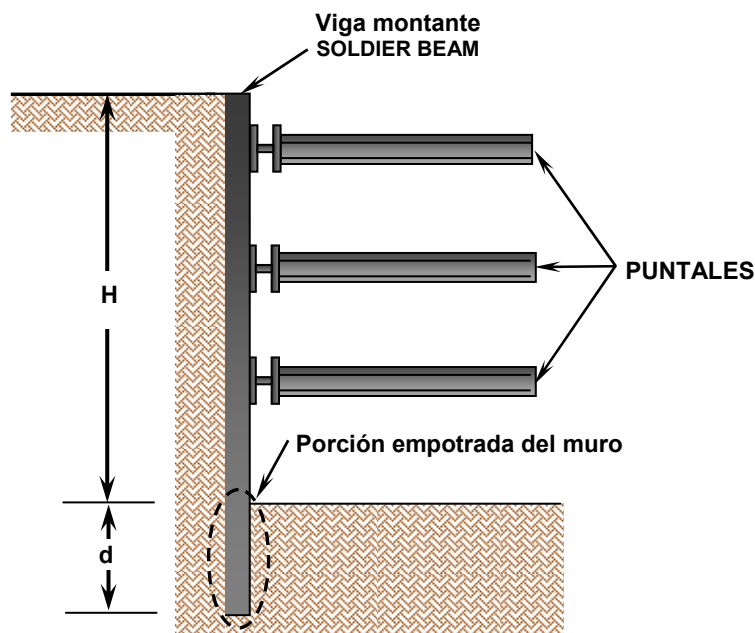


Figura 5.56. Porción empotrada de un sistema de apuntalamiento con elementos discretos.
Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones, Braja Das, 2006.

5.5.7.1 CAPACIDAD LATERAL CON ELEMENTOS DISCRETOS

Capacidad lateral bajo la excavación en suelos sin cohesión

De Wang y Reese (1986), la ecuación para calcular la resistencia pasiva última en suelos no cohesivos, considera tres mecanismos potenciales de falla: (1) una cuña de falla delante de un soldier beam individual, (2) una cuña de falla superpuesta para soldier beams profundos o poco espaciados entre sí y (3) el flujo plástico del suelo alrededor del fuste del elemento. Para el diseño, la resistencia última pasiva disponible para resistir la fuerza de reacción, R_B , es la resistencia mínima para cada uno de estos mecanismos a cualquier profundidad.

Superficie de falla para un soldier beam individual

Para la cuña de falla delante de un sólo soldier beam (ver figura 5.57), la fuerza pasiva, F_p , puede ser calculada con la ecuación siguiente:

$$F_p = \gamma d^2 \left[\frac{K_0 d \tan \phi \operatorname{sen} \beta}{3 \tan(\beta - \phi) \cos \alpha} + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \phi)} \left(\frac{b}{2} + \frac{d}{3} \tan \beta \tan \alpha \right) + \frac{K_0 d \tan \beta}{3} (\tan \phi \operatorname{sen} \beta - \tan \alpha) \right]$$

Donde:

- F_p = Fuerza pasiva delante de un soldier beam (KN)
- γ = Peso volumétrico del suelo (KN/m³)
- d = Profundidad de empotramiento del Soldier beam (m)
- K_0 = Coeficiente de presión de tierras en estado de reposo
- ϕ = Ángulo de fricción interna del suelo (°)
- α = Ángulo en el plano horizontal en la cuña pasiva frente al soldier beam, cuyo valor es ϕ para arena densa, $\phi/3$ ó $\phi/2$ para arena suelta
- b = Diámetro o ancho del soldier beam (m)
- β = Ángulo de inclinación de la superficie pasiva de falla para resistencia lateral en suelos granulares ($45^\circ + \phi/2$)

La ecuación anterior se deriva para dar lugar a la resistencia última del suelo, P_{pu} a la profundidad de empotramiento d .

$$P_{pu} = \gamma d \left[\frac{K_0 d \tan \phi \operatorname{sen} \beta}{\tan(\beta - \phi) \cos \alpha} + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \phi)} (b + d \tan \beta \tan \alpha) + K_0 d \tan \beta (\tan \phi \operatorname{sen} \beta - \tan \alpha) \right]$$

Donde:

- P_{pu} = Resistencia pasiva última del suelo delante de un soldier beam (KN/m)

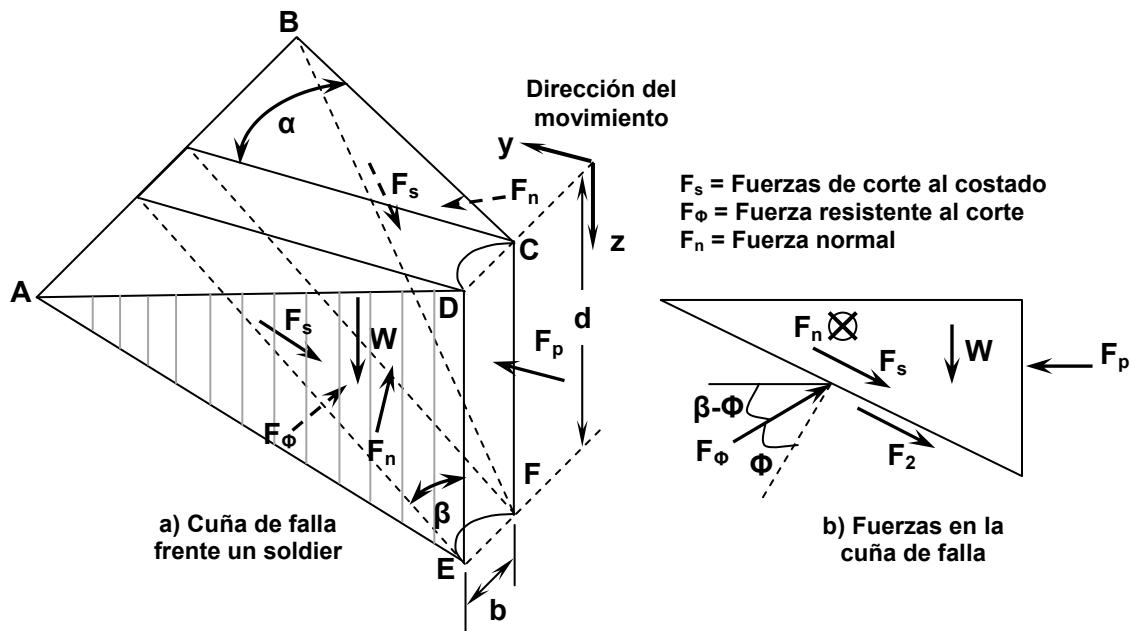


Figura 5.57. Cuña de falla de un soldier beam individual empotrado en suelo arenoso.
Fuente: State of the practice in the design of tall, stiff and flexible retaining walls, Strom & Ebeling, 2001.

Superficie de falla superpuesta para un grupo de soldier beams adyacentes

Por otra parte, cuando existen varios elementos discretos, las cuñas de falla pueden intersectarse cuando los soldier beams adyacentes se encuentran relativamente cerca uno de otro o cuando su profundidad de empotramiento es relativamente grande (ver figura 5.58 a y b).

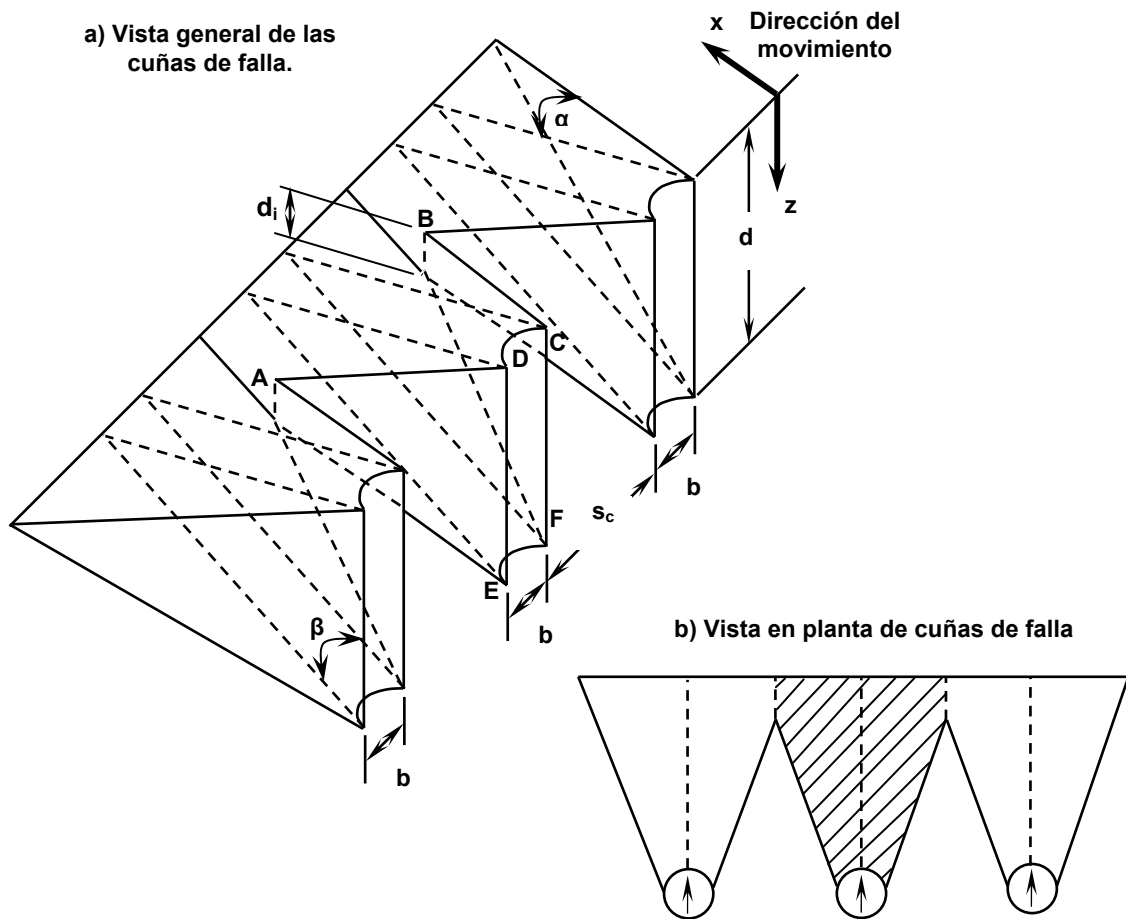


Figura 5.58. Intersección de las cuñas de fallas entre soldier beams colocados en suelo arenoso.
Fuente: State of the practice in the design of tall, stiff and flexible retaining walls, Strom & Ebeling, 2001.

Profundidad de intersección de las cuñas de falla

La ecuación siguiente da la profundidad de intersección, d_i , de las cuñas adyacentes (ver figura 5.58 a).

$$d_i = d - \frac{s_c}{2 \tan \alpha \tan \beta} \quad \text{donde} \quad s_c = S_H - b$$

Donde, s_c es el espaciamiento libre entre dos soldier beams adyacentes y S_H es el espaciamiento horizontal entre soldier beams medido desde el eje (ver figura 5.59).

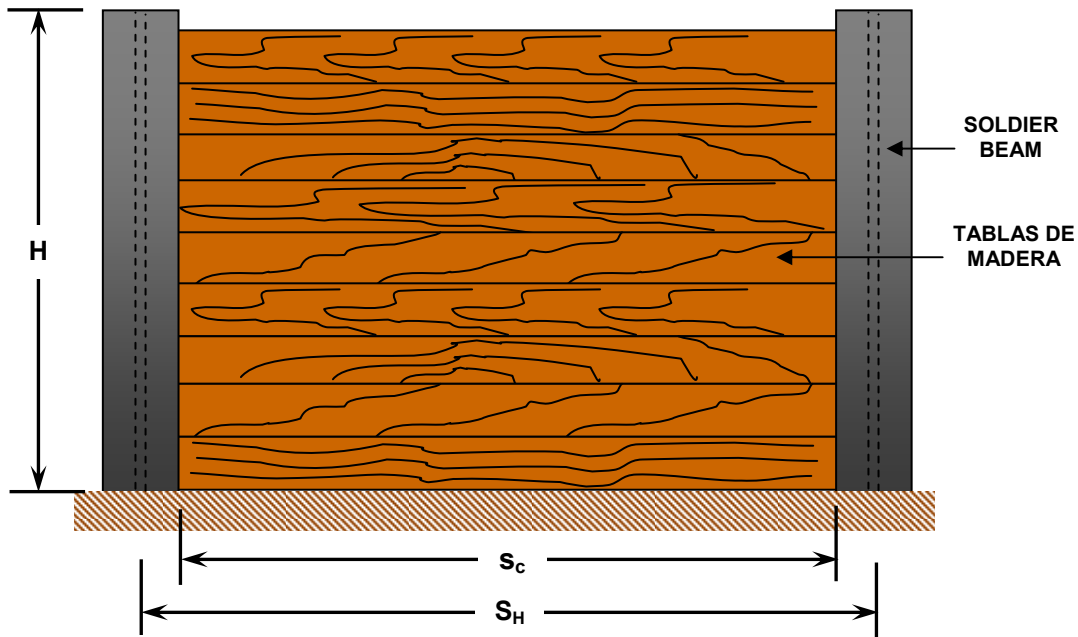


Figura 5.59. Vista de separación horizontal y separación horizontal limpia entre soldier beams.
Fuente: State of the practice in the design of tall, stiff and flexible retaining walls, Strom & Ebeling, 2001.

Quando d_i es positivo, las cuñas de falla se interceptan. Si d_i es negativo, la resistencia pasiva no se ve afectada por el soldier beam adyacente y la resistencia última del suelo, P_{pu} , se puede calcular usando la ecuación mostrada anteriormente para un soldier beam individual. Encima del punto de intersección, la resistencia pasiva es reducida para considerar la intersección de las cuñas de falla. Para tener en cuenta la intersección de las cuñas, la resistencia pasiva calculada usando la ecuación de P_{pu} de un soldier beam individual se ve reducida por la resistencia pasiva calculada para una cuña con la altura d_i . Además, se ve incrementada por la resistencia pasiva calculada para una cuña de suelo para un soldier beam individual con altura d_i y un ángulo α igual a cero ($\alpha = 0$).

$$P_{pu(d_i+)} = P_{pu(d)} - P_{pu(d=d_i)} + P_{pu(d=d_i, \alpha=0)}$$

La resistencia hasta d_i es dada por:

$$P_{pu} = \gamma d \left[\frac{K_0 d \tan \phi \operatorname{sen} \beta}{\tan(\beta - \phi)} \left(\frac{1}{\cos \alpha} - 1 \right) + \frac{d \tan \beta \tan \alpha}{\tan(\beta - \phi)} - K_0 d \frac{\operatorname{sen}^2 \beta}{\cos \beta} \tan \phi (\tan \alpha + 1) \right]$$

Donde:

P_{pu} = Resistencia pasiva última del suelo delante de un soldier beam (KN/m)

Flujo del suelo alrededor del soldier beam

A cierta profundidad, el suelo frente al soldier beam estará confinado y la resistencia lateral no dependerá únicamente de la superficie de falla, sino que también dependerá del flujo del suelo alrededor del soldier beam. Entonces, la resistencia última será limitada a la resistencia que puede desarrollarse antes que el suelo fluya plásticamente entre los soldier beams (figura 5.60). La resistencia última de flujo es dada por:

$$P_{pu} = K_A b \gamma d \tan^8 \beta + K_0 \gamma b d \tan \phi \tan^4 \beta$$

Donde:

P_{pu} = Resistencia pasiva última de flujo del suelo (KN/m)

K_A = Coeficiente de presión activa de Rankine

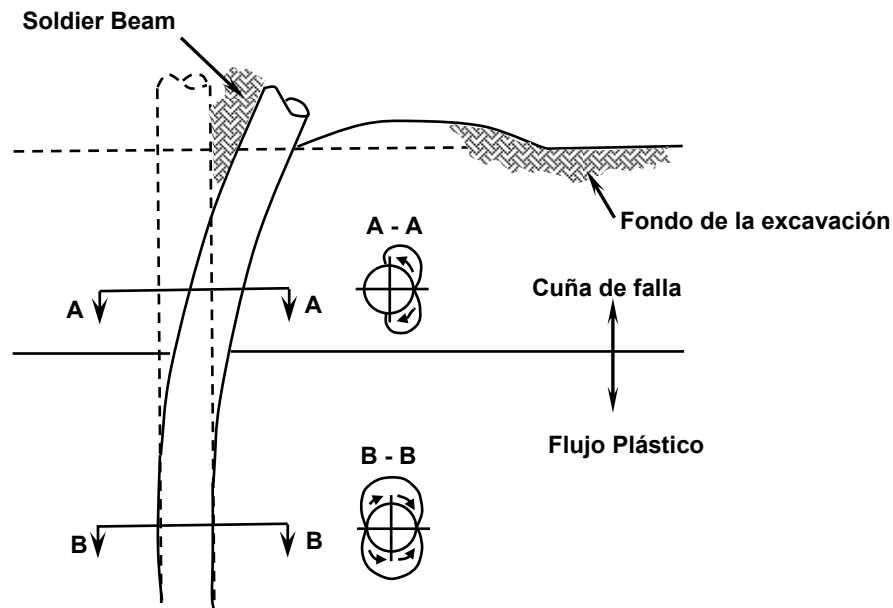


Figura 5.60. Flujo plástico del suelo alrededor del pie de un soldier beam.

Fuente: State of the practice in the design of tall, stiff and flexible retaining walls, Strom & Ebeling, 2001.

La resistencia lateral no puede exceder la resistencia pasiva provista por un muro continuo en un suelo sin cohesión, la cual está definida por la siguiente expresión:

$$P_{pu} = K_p \gamma d (s_c + b)$$

Donde:

P_{pu} = Resistencia pasiva última para un muro continuo (KN/m)

K_p = Coeficiente de presión pasiva de Rankine

En suelos granulares, para el análisis de la fuerza pasiva neta, F_{ult} , La presión activa que genera el suelo detrás de un sistema de apuntalamiento, P_A , se da conforme a la siguiente expresión:

$$P_A = \gamma K_A (H + d)$$

Donde:

P_A = Presión activa detrás del sistema de apuntalamiento (figura 5.61) (KN/m²)

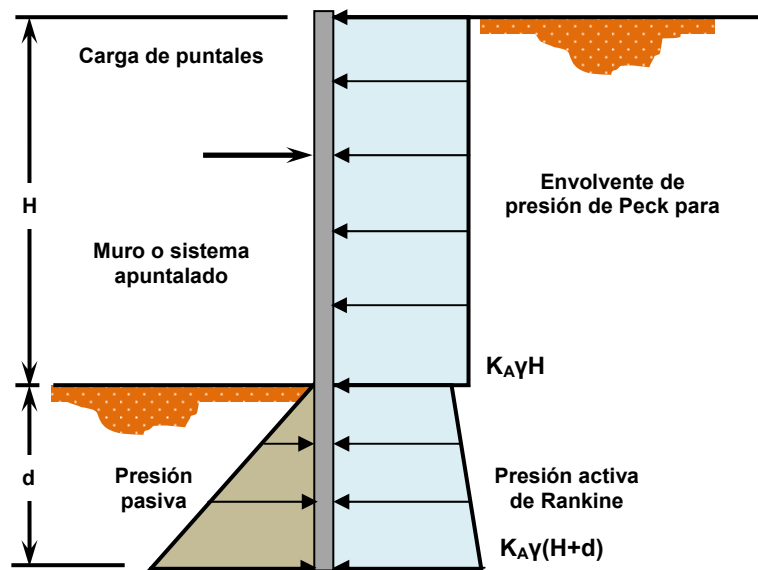


Figura 5.61. Ilustración de la presión activa y pasiva en un sistema de soldier beams en arena.

Fuente: Summary report of research on permanent ground anchor walls, volume IV, Weatherby, 1998.

Conocida la presión activa, la fuerza activa, F_A , está condicionada por la profundidad de empotramiento, d , y por el ancho del soldier beam, b y la presión activa, P_A , debe analizarse desde la base de la excavación ($d = 0$), hasta una profundidad específica, d , teniendo lo siguiente:

$$F_A = \frac{1}{2} b d (P_{A(d=0)} + P_{A(d=d)})$$

Donde:

F_A = Fuerza activa detrás del sistema de apuntalamiento (KN)

Entonces, F_{ult} , queda de la siguiente manera:

$$F_{ult} = F_p - F_A$$

Capacidad lateral bajo la excavación en suelos cohesivos

En este caso, se deberán analizar los siguientes modos de falla: 1) una cuña de falla delante de un soldier beam individual; 2) una cuña de falla considerando un grupo de soldier beams adyacentes entre sí y 3) el flujo plástico del suelo alrededor de los soldier beams.

Superficie de falla para un soldier beam individual

La figura 5.62 muestra la cuña de falla para un soldier beam empotrado bajo la superficie del fondo de la excavación. Reese (1958) desarrolló la siguiente expresión para la resistencia pasiva, F_p , de un soldier beam individual empotrado en arcilla:

$$F_p = s_u db [\tan \theta_1 + (1+k) \cot \theta_1] + \frac{1}{2} \gamma b d^2 + s_u d^2 \sec \theta_1$$

Donde:

F_p = Fuerza pasiva delante de un soldier beam (KN)

k = Factor de reducción aplicado a s_u para considerar la adhesión entre la arcilla y el soldier beam

θ_1 = Ángulo de inclinación de la superficie pasiva de falla para resistencia lateral en suelos cohesivos.

s_u = Resistencia de corte no drenada del suelo (KN/m²)

Asumiendo $\theta_1 = 45^\circ$ y fricción por el fuste, $k = 0$. La ecuación anterior de la fuerza pasiva, F_p , es derivada para proporcionar la resistencia última a una profundidad de empotramiento, d , quedando expresada como:

$$P_{pu} = 2s_u b + \gamma b d + 2.83s_u d$$

Donde:

P_{pu} = Resistencia pasiva última del suelo delante de un soldier beam (KN/m)

La suposición de $K = 0$, implica que no existe resistencia de corte movilizado a lo largo del plano de contacto entre el soldier beam y el suelo arcilloso.

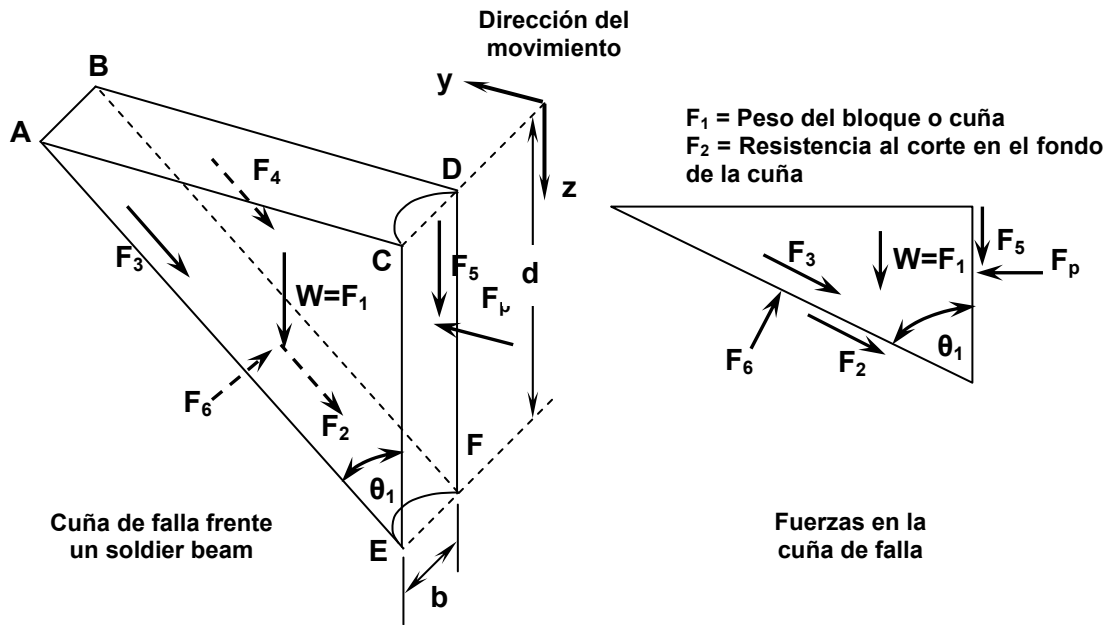
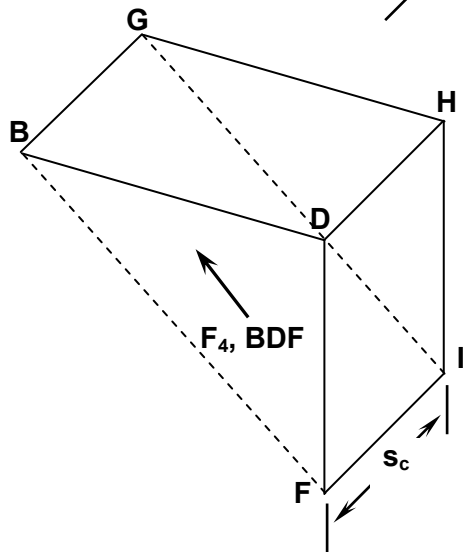
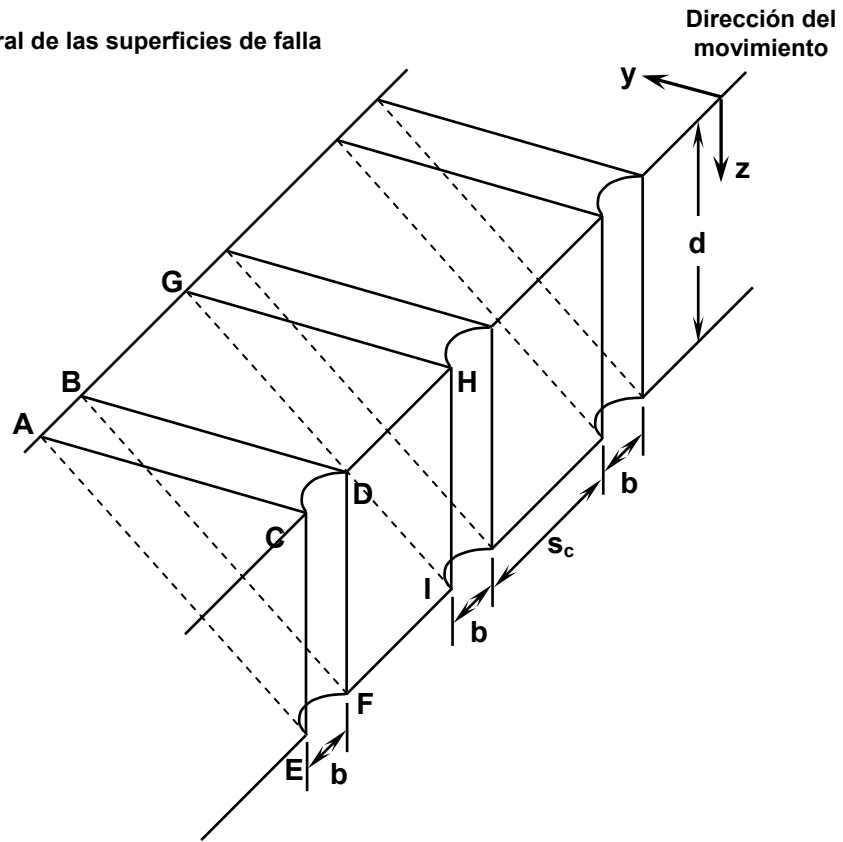


Figura 5.62. Cuña de falla de un soldier beam individual empotrado en suelo arcilloso.
Fuente: State of the practice in the design of tall, stiff and flexible retaining walls, Strom & Ebeling, 2001.

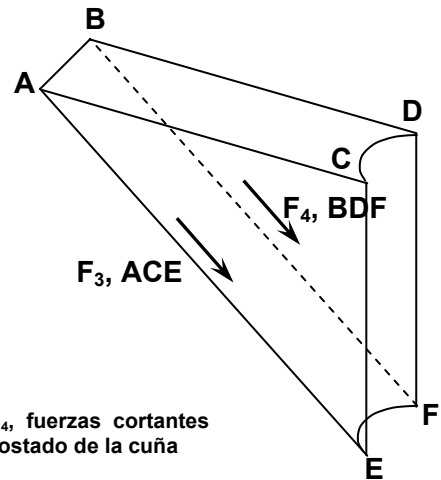
Superficie de falla para un grupo de soldier beams adyacentes

Si los soldier beams están lo suficiente cerca uno del otro, puede que no sea posible movilizar la resistencia al corte de manera completa (las fuerzas F_3 y F_4 en la figura 5.63) en la superficie lateral de la cuña, que se encuentra directamente en frente del soldier beam. Dicha figura muestra las cuñas o bloques pasivos delante de cada soldier beam (bloque **ABCDEF**) y las cuñas o bloques de suelo entre cada soldier beam, (bloque **FDBGHI**).

A) Vista general de las superficies de falla



B) Cuña de falla entre cada Soldier Beam



F_3 y F_4 , fuerzas cortantes en el costado de la cuña

C) Cuña en frente de cada soldier beam

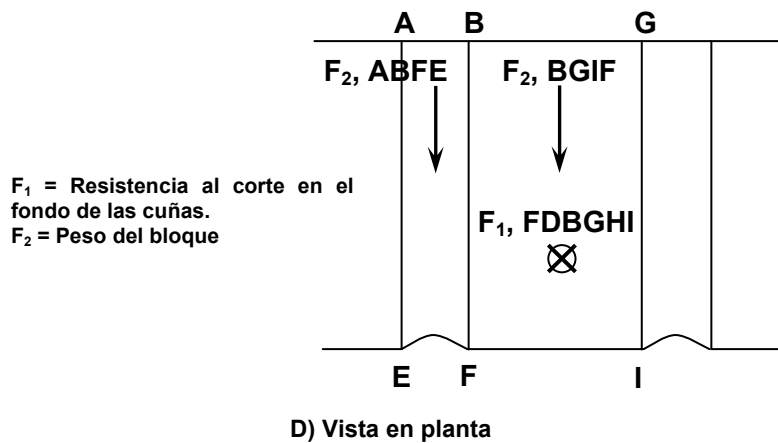


Figura 5.63. Cuñas de falla y fuerzas actuantes en un soldier beam bajo la excavación en arcillas
Fuente: State of the practice in the design of tall, stiff, and flexible retaining walls, Strom & Ebeling, 2001.

Si los espaciamientos entre soldier beams son pequeños, se supone que la masa de suelo frente al muro se moverá en conjunto y las cuñas individuales frente a cada soldier beam no se desarrollarán. La ecuación siguiente muestra el espaciamiento crítico, S_{cr} , donde el comportamiento cambia de un soldier beam único a un comportamiento de grupo.

$$S_{cr} = \frac{2.83s_u d}{\gamma d + 6s_u}$$

La ecuación de la resistencia pasiva que considera el efecto de grupo está dada por:

$$P_{pu} = 2s_u(b + s_c) + \gamma d(b + s_c) + s_u s_c$$

Donde:

P_{pu} = Resistencia pasiva última de un grupo de soldier beams (KN/m)

Si la separación entre los soldier beams es cero y el ancho del mismo es tomado como la unidad la ecuación anterior se puede reescribir de la siguiente manera (ecuación de presión pasiva para muros continuos):

$$P_{pu} = 2s_u + \gamma d$$

Donde:

P_{pu} = Resistencia pasiva última para un muro continuo (KN/m)

Flujo plástico del suelo alrededor del soldier beam

El suelo puede fluir alrededor del soldier beam como si se moviese a través del suelo, si la profundidad de empotramiento es lo suficientemente grande. La superficie de falla es similar a la mostrada en la figura 5.58. Wang y Reese (1986), establecieron de manera aproximada la resistencia al flujo plástico en arcillas con la siguiente ecuación:

$$P_{pu} = 11s_u b$$

Donde:

P_{pu} = Resistencia pasiva última de flujo plástico del suelo (KN/m)

Para un muro en arcilla, la resistencia pasiva a cualquier profundidad d , no puede exceder la resistencia pasiva provista por la resistencia pasiva de un muro continuo.

$$P_{pu} = (2s_u + \gamma d)(b + s_c)$$

Donde:

P_{pu} = Resistencia pasiva última para un muro continuo (KN/m)

Las ecuaciones de Wang y Reese se basan en un equilibrio de fuerzas en la dirección horizontal. La presión activa actuante en el muro que se aleja de la parte retenida del suelo está incluida en el cálculo para suelos sin cohesión (suelos granulares), pero no para suelos cohesivos. Dado que las ecuaciones de Wang y Reese fueron desarrolladas para arcillas duras a profundidades relativamente pequeñas, la presión activa es negativa. Al olvidar el término de la presión activa, la resistencia del suelo es ignorada.

Como se mencionó en el párrafo anterior, en arcillas duras la presión activa detrás del muro puede ser negativa (tensión en el suelo retenido). Considerar la presión negativa durante el diseño no es razonable, puesto que el soldier beam se moverá lejos del suelo. Normalmente un muro continuo se usa cuando las presiones activas son positivas. La presión activa positiva debajo de la base de la excavación está dada por la siguiente expresión:

$$P_A = \gamma(H + d) - 2s_u$$

Donde:

P_A = Presión activa detrás del sistema de apuntalamiento (KN/m²)

Para encontrar la fuerza activa, F_A , se utiliza la profundidad de empotramiento, d , y el ancho del soldier beam, b . Debe analizarse la presión activa, P_A , desde la base de la excavación ($d = 0$), hasta una profundidad específica, d . entonces, de acuerdo a lo anterior, tenemos:

$$F_A = \frac{1}{2}bd(P_{A(d=0)} + P_{A(d=d)})$$

Donde:

F_A = Fuerza activa detrás del sistema de apuntalamiento (KN)

Entonces, la recomendación es que a la fuerza pasiva, F_p , es necesario aplicarle la reducción por fuerza activa, F_A , dando lugar a la fuerza pasiva neta, F_{ult} , para obtener resultados más reales de la resistencia pasiva final del sistema.

$$F_{ult} = F_p - F_A$$

5.5.8 CONEXIONES EN EL SISTEMA DE APUNTALAMIENTO

Con frecuencia, en las estructuras de acero, la conexión entre los miembros se realiza por medio de tornillos, pernos, o soldaduras, y en general, todos ellos se conocen como **conexiones o pasadores**. *En este capítulo se analizará solamente la conexión de elementos a través de soldaduras, específicamente la soldadura de filete realizada con el proceso de soldadura de arco metálico protegido SMAW (es decir, que el electrodo posee una funda protectora necesaria para la protección posterior del punto de soldadura), es de hacer notar, que dicho proceso es de mayor aplicación en nuestro país. Para otros tipos y procesos de soldadura diferentes al mostrado en esta sección se debe recurrir a libros de estructuras de acero.*

5.5.8.1 TIPOS DE SOLDADURAS

Antes de clasificar los tipos de soldaduras, es necesario conocer su definición, la cual establece que es un proceso de conexión entre piezas de acero que se realiza mediante metal fundido producido por la aplicación de calor intenso. Con frecuencia, el

calor para la soldadura se obtiene al pasar un arco eléctrico entre las piezas a soldar y un alambre o varilla de acero llamada electrodo.

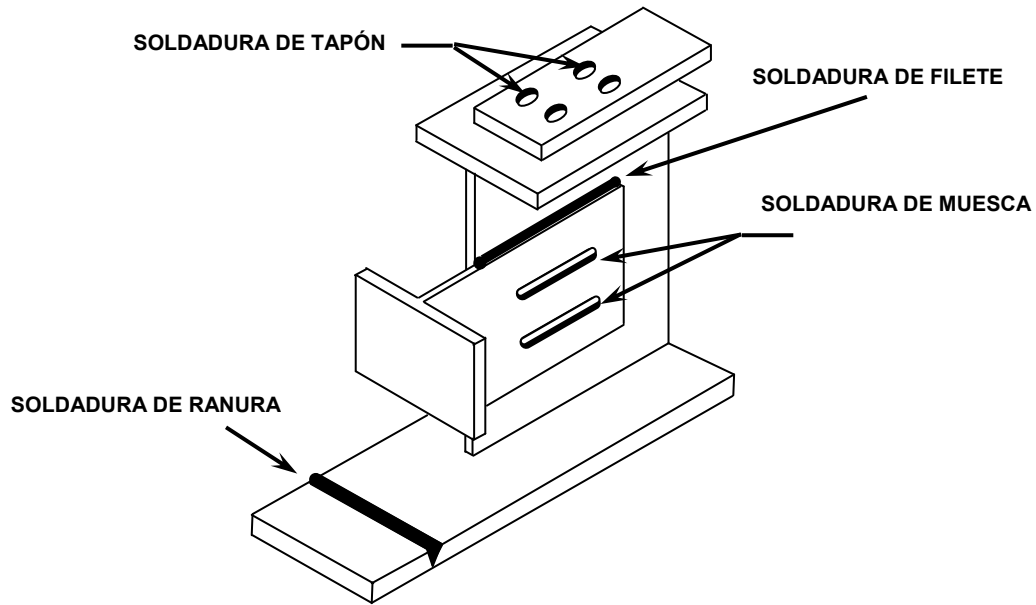


Figura 5.64. Soldaduras de filete, muesca, ranura y Tapón.

Fuente: Estructuras de acero: Comportamiento y LRFD, Sriramulu Vinnakota, 2006.

Las soldaduras utilizadas para el acero estructural se clasifican de acuerdo con la forma de su sección transversal, como filete, ranura, tapón y muesca (véase figura 5.64). En el caso de las conexiones soldadas de acero para estructuras, las soldaduras de filete se utilizan en aproximadamente el **80%** de las veces; las de ranura el **15%** y las de muesca y de tapón del **5%**.

5.5.8.2 DEFINICIÓN Y GEOMETRÍA DE SOLDADURA DE FILETE

Las *soldadura de filete* en teoría tienen una sección transversal triangular y unen dos superficies aproximadamente en ángulos rectos, formados por el traslape o intersección de partes de miembros estructurales. Por eso, se pueden encontrar en uniones traslapadas, en *tee* y de *esquina*. Las soldaduras de filete son las utilizadas con mayor frecuencia, en particular para cargas ligeras, además son las más económicas, ya que se requiere de poca preparación del material de la placa. Asimismo, para las soldaduras de filete no se requiere del mismo nivel de habilidad del operador que para las soldaduras de ranura.

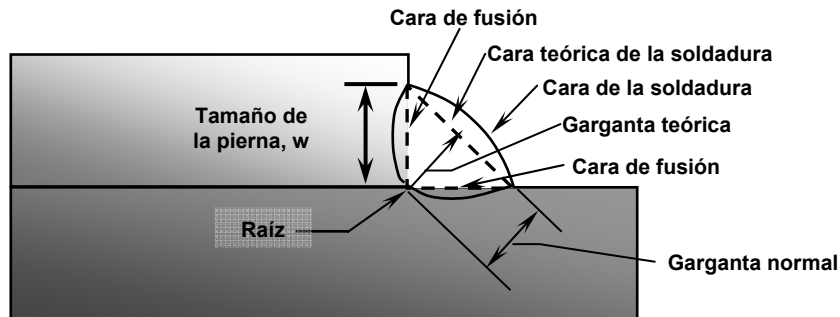


Figura 5.65. Terminología de soldadura de filete.

Fuente: Estructuras de acero: Comportamiento y LRFD, Sriramulu Vinnakota, 2006.

La sección transversal de una soldadura de filete típica es un triángulo recto con piernas iguales, y se define como *tamaño de una soldadura de filete* al tamaño de la pierna, w (ver figura 5.65). En el caso de una soldadura de filete cóncava o convexa, el tamaño de la pierna se mide mediante el triángulo recto más grande que se puede inscribir dentro de la soldadura. A este triángulo se le llama *soldadura de filete esquemática*. Las soldaduras de filete más utilizadas aumentan de tamaño en *dieciseisavos de pulgada*, de $1/8$ hasta $1/2$ in., y en *octavos de pulgada* para tamaños mayores a $1/2$ in. El tamaño de la soldadura práctica más pequeña es aproximadamente $1/8$ in. Y el tamaño más económico es probablemente alrededor de $5/16$ in.

Tamaño mínimo de las soldaduras de filete

El metal de relleno aunque solidificado, pero aún caliente, se contrae de manera significativa conforme se enfría a la temperatura ambiente. La restricción que el material grueso representa para la contracción de dicho metal de aporte, puede generar un agrietamiento de la soldadura. Más aún, si la soldadura es pequeña, la cantidad total de calor en la misma es pequeña, y si una o ambas partes unidas es gruesa, este calor se transmite tan rápido que la soldadura puede enfriarse de igual forma y volverse muy quebradiza. Este efecto de enfriamiento del material grueso sobre las soldaduras pequeñas puede entonces producir una pérdida de ductilidad en la soldadura. Esta puede agrietarse debido a la combinación de estos dos efectos.

Para evitar la formación de grietas y minimizar la distorsión, las especificaciones establecen un tamaño mínimo de soldadura, w_{min} . En la tabla 12.4 del LRFDS se dan los tamaños mínimos de las soldaduras de filete, como función del espesor de la parte más gruesa a unir. Los tamaños recomendados se basan en la experiencia y también proveen algún margen de seguridad para esfuerzos no calculados que se encuentran durante la fabricación, transporte y montaje. A manera de ilustración, si una placa de **12.5 mm (1/2 in)** se suelda a una de **21.9 mm (7/8 in)**, se observa que, según la tabla J2.4 del LRFDS, el tamaño mínimo permisible de la soldadura de filete es **7.8 mm (5/16 in)**, incluso si una soldadura de **6.35 mm (1/4 in)** pudiera proveer una resistencia adecuada.

Ya que la de **7.8 mm (5/16 de pulgada)** es la soldadura de filete más grande que se puede depositar en una sola pasada por medio del proceso SMAW (proceso de soldadura de arco metálico protegido), el LRFDS prescribe el tamaño mínimo de **7.8 mm (5/16 in)** para todas las placas cuyo espesor sea de **18.8 mm (3/4 in)** o más, pero con requisitos adicionales de precalentamiento mínima y temperatura de paso intermedio.

Tamaño máximo de las soldaduras de filete

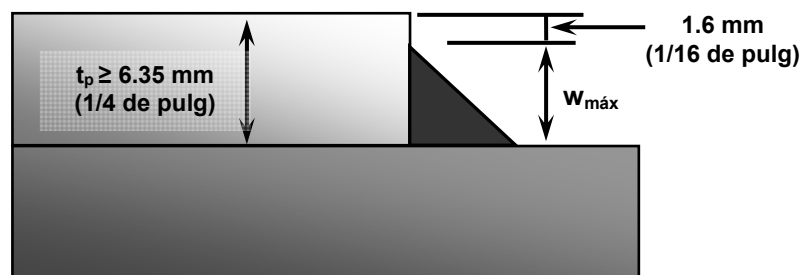


Figura 5.66. Tamaño máximo de la soldadura de filete.

Fuente: Estructuras de acero: Comportamiento y LRFDS, Sriramulu Vinnakota, 2006.

Aunque no existe una limitación específica para el tamaño máximo de las soldaduras de filete, algunas veces la disposición de los materiales de la unión limita el tamaño máximo de la soldadura que se puede depositar en forma apropiada, y medida a lo largo del borde de una placa. Es necesario que el inspector de soldadura pueda

identificar el borde de una placa para colocar el calibrador de soldadura. Para asegurar esto, es necesario terminar la soldadura al menos **1.6 mm (1/16in)** desde la esquina. Por ello, en dichas uniones, el **tamaño máximo de una soldadura de filete**, w_{max} , está determinado por el espesor del borde del miembro a lo largo del cual se deposita la soldadura (Sección J2.2b del LRDFS). A lo largo del borde del material con espesor de menos de **1/4** de pulgada, el tamaño máximo de la pierna de una soldadura de filete debe ser igual al espesor de la placa. A lo largo del borde de un material de **6.3 mm (1/4 in)** de espesor o más, el tamaño máximo de la soldadura debe ser igual al espesor de la placa, t_p , menos **1.6 mm (1/16in)** (ver figura 5.66), a menos que se indique en el plano que la soldadura debe producirse para obtener el espesor total de la garganta. Esto es:

$$w_{max} = t_p \quad \text{para } t_p < 6.3mm \quad \left(\frac{1}{4}in\right)$$
$$w_{max} = t_p - 1.6 \quad \text{para } t_p \geq 6.3mm \quad \left(\frac{1}{4}in\right)$$

Tamaño de la garganta de las soldaduras de filete

La *raíz* de una soldadura de filete es el punto en el cual las caras originales de las piezas metálicas se intersecan (ver figura 5.67b). A la parte de la soldadura que se supone es la que efectivamente transfiere el esfuerzo se le denomina *garganta*. En el caso de las soldaduras de filete, una línea perpendicular a la cara teórica de la soldadura y que pasa a través de la raíz ubica a la garganta de la soldadura. La longitud de esta línea, de la raíz a la cara teórica de la soldadura es *la garganta normal o teórica* (véase: figura siguiente). Esta es la distancia más corta de la raíz de la unión a la cara de la soldadura esquemática.

Pruebas en soldaduras de filete, que utilizan electrodos igualados (es decir, las propiedades del material del electrodo son equivalentes a las propiedades del material base), han mostrado que la soldadura falla a través de su garganta efectiva antes que falle el material a lo largo de la pierna de la soldadura. Para una soldadura de filete de piernas iguales, de tamaño, w , aplicada mediante el proceso de arco metálico protegido, el espesor efectivo de garganta, conforme a la sección 12.2a del LRDFS,

igual a la garganta normal. Esto es, para soldaduras de filete realizadas mediante el proceso SMAW:

$$t_e = w \text{sen}45^\circ = 0.707w$$

Donde:

w = Tamaño de la pierna de una soldadura de filete (mm)

t_e = espesor efectivo de la garganta (mm)

= garganta normal de una soldadura de filete realizada mediante el proceso SMAW

Área efectiva de las soldaduras de filete

Cuando se inicia y termina una soldadura de filete, pequeñas secciones cercanas a los extremos no son totalmente efectivas debido a los cráteres y concentraciones de esfuerzos (ver figura 5.67a). La longitud total de una soldadura de filete es la distancia desde el cráter, que se encuentra en el borde de inicio, hasta el cráter que se encuentra en el borde de terminación. La longitud efectiva de una soldadura de filete, L_w , es la distancia extremo a extremo de todo el filete, medido de forma paralela a su línea de raíz como se muestra en la figura 5.67b. Por lo tanto, longitud efectiva de una soldadura de filete se considera, por lo general, como la longitud total menos dos veces el tamaño nominal de la soldadura, para considerar los cráteres, como se muestra en la ecuación siguiente:

$$L_w = L_g - 2w$$

Donde:

L_g = Longitud total de una soldadura de filete (mm)

w = Tamaño de la pierna de la soldadura de filete (mm)

L_w = Longitud efectiva de la soldadura de filete (mm)

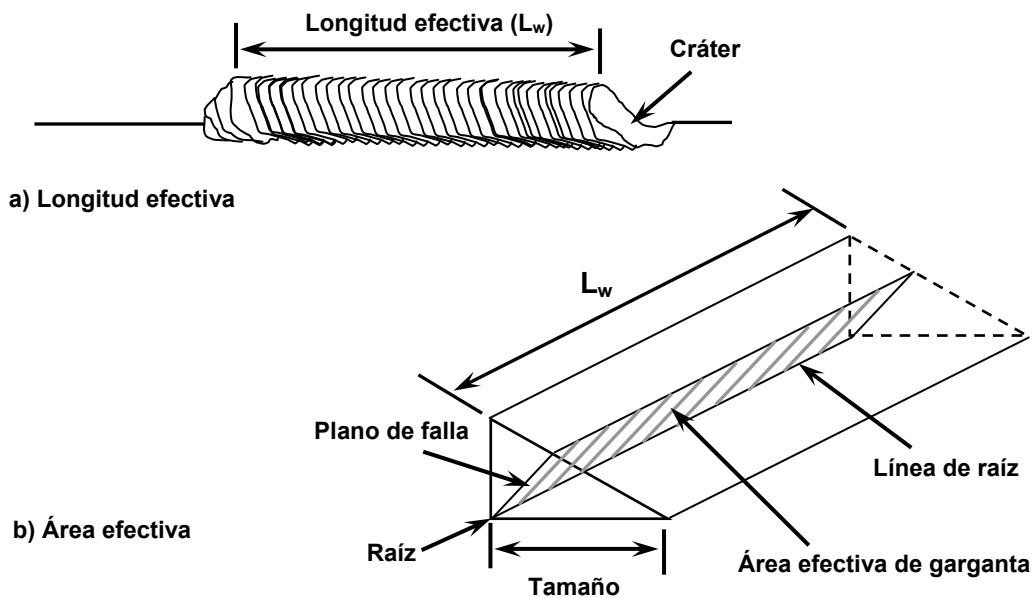


Figura 5.67. Longitud y área efectiva de la soldadura de filete.

Fuente: Estructuras de acero: Comportamiento y LRFD, Sriramulu Vinnakota, 2006.

En el caso de soldaduras de filete curvas, la longitud efectiva es igual a la longitud de la garganta, medida a lo largo de la línea que biseca el área de la garganta. La longitud efectiva de una soldadura de filete diseñada para transferir una fuerza no puede ser menor a cuatro veces el tamaño nominal. En caso contrario, el tamaño efectivo de la pierna. w_e de la soldadura de filete debe considerarse igual a **1/4** de la longitud real, L_w . Esto es:

$$L_w = L_{w,\min} = 4w \quad \text{ó} \quad w_e = \frac{L_w}{4}$$

Un plano que pase a través de las líneas de la garganta y de la raíz contiene al área efectiva de la garganta. El área efectiva de una soldadura de filete, A_w es el producto de la longitud efectiva de la soldadura por el espesor efectivo de la garganta de la soldadura de filete, entonces:

$$A_w = L_w t_e$$

Donde:

L_w = Longitud efectiva de la soldadura de filete (mm)

t_e = Espesor efectivo de la garganta de la soldadura de filete (mm)

A_w = Área efectiva de la soldadura de filete, (mm²)

Soldadura de filete intermitente.

Una *soldadura intermitente* es aquella en la que, longitudes uniformes relativamente cortas de soldadura de filete, se separan a espacios regulares. Algunas veces estas soldaduras se utilizan, cuando: Un filete continuo del menor tamaño permitido, proporcionaría una resistencia muy superior a la requerida, o donde se requiere una costura entre las partes componentes de un miembro compuesto. La soldadura intermitente solo se realiza mediante el procedimiento manual (SMAW), ya que con la soldadura automática no es posible debido al continuo arranque y apagado del arco. La soldadura intermitente no se recomienda para situaciones en las que se involucran estructuras expuestas en las que podría ser un problema la corrosión, ya que los espacios entre las soldaduras intermitentes adyacentes pueden atrapar humedad e iniciar la corrosión. La longitud efectiva, L_{iw} de cualquier segmento de soldadura intermitente de filete diseñada para transferir una fuerza no debe ser menor a cuatro veces el tamaño de su pierna, con un mínimo de **1½ in**. Esto es:

$$L_{iw} = \max(4w, 1\frac{1}{2} pu lg)$$

En la figura 5.68 se muestran detalles de las uniones o conexiones entre el puntal y el larguero con soldadura.

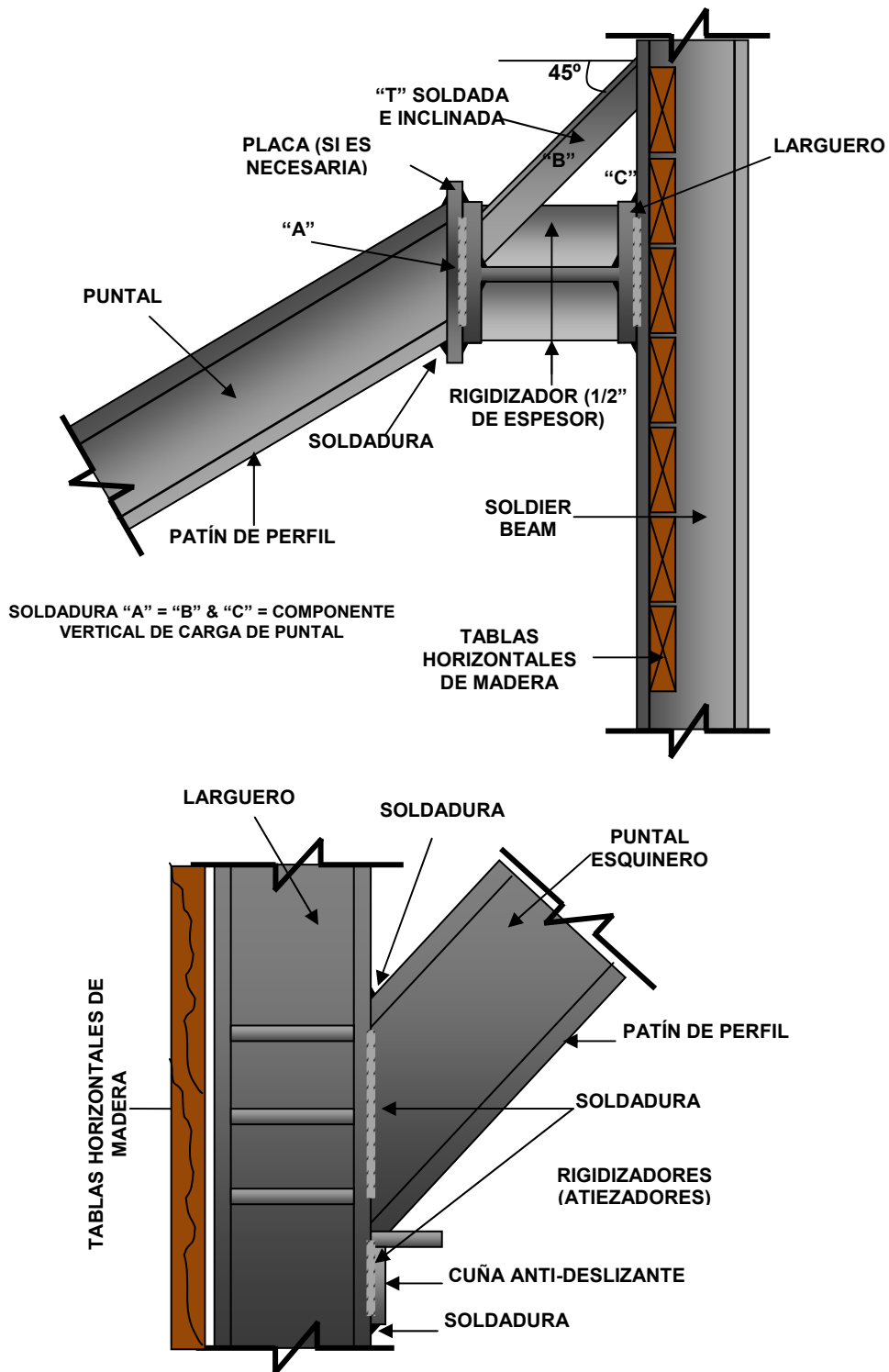


Figura 5.68. Detalles de conexiones entre el puntal y el larguero con soldadura.
Fuente: Lateral Supports System and Underpinning, Vol. I, Goldberg, Jaworski & Gordon, 1976.

Resistencia de diseño de las soldaduras de filete

Es práctica común considerar siempre, que la fuerza sobre un filete de soldadura, es una cortante sobre la garganta, sin tomar en cuenta la dirección de la carga aplicada con relación a esta última. Por lo tanto, el estado límite del metal de aportación para una soldadura de filete, siempre corresponde a la fractura en cortante a través de la garganta del filete, con un factor de resistencia de **0.75**. Por lo tanto, la resistencia de diseño del metal de aportación para una soldadura de filete está dada por:

$$R_d = 0.45 \times 10^{-3} F_{EXX} t_e L_w$$

Donde:

L_w = Longitud efectiva de la soldadura de filete (mm)

t_e = Espesor efectivo de la garganta de la soldadura de filete (mm)

R_d = Resistencia de diseño de una soldadura de filete, (KN)

F_{EXX} = Resistencia mínima a la tensión del electrodo, (MPa)

Dicha ecuación no considera la dirección de soldadura, mientras que la ecuación alternativa la considera con el ángulo de la carga medido desde el eje longitudinal de la soldadura (θ), como se muestra a continuación:

$$R_d = 0.45 \times 10^{-3} F_{EXX} t_e L_w \left[1 + 0.5(\text{sen } \theta)^{1.5} \right]$$

El ángulo $\theta = 0^\circ$, si la soldadura es la igual a la dirección de la carga y $\theta = 90^\circ$, si la soldadura es transversal a dicha carga.

Definición y tipo de electrodo de soldadura

Los *electrodos de soldadura* son las varillas o alambres utilizados para realizar la soldadura. El tipo de electrodo usado afecta las propiedades de la soldadura, como la resistencia, ductilidad y resistencia a la corrosión. Los electrodos para soldadura deben cumplir con las especificaciones de la American Welding Society (AWS).

Los electrodos se clasifican **como E60XX, E70XX, E80XX, E90XX, E100XX y E110XX**. La "**E**" denota electrodo. Los primeros dos dígitos (o los primeros tres dígitos si el

primero es "1") que siguen a la "E" indican el esfuerzo de tensión último del metal de soldadura en Ksi. Las "X"s representan números que especifican el uso del electrodo.

Si las propiedades del material del electrodo son equivalentes a las propiedades del material base, se dice que se trata de un **electrodo igualado**. Es de hacer notar que normalmente, los grados de acero estructural característicos con f_y igual a **252 MPa (36 Ksi)** y a **350 MPa (50 Ksi)**, se sueldan con electrodos de material con **490 MPa (70 Ksi)** de resistencia nominal, señalados como **E70XX** para el proceso SMAW (proceso con electrodo protegido).

5.6 PROCESO DE DISEÑO DE UN SISTEMA DE APUNTALAMIENTO



5.6.1 EJEMPLO DE SISTEMA DE APUNTALAMIENTO

Un sistema temporal de apuntalamiento de tres niveles se utilizará en un corte de **10** metros de altura para la construcción de un estacionamiento subterráneo perteneciente a un edificio gubernamental de oficinas. Para ello se utilizarán soldier beams metálicos separados a cada **2** metros y colocados en agujeros previamente perforados de **0.50** metros junto con una lechada estructural limpia de bentonita, que en nuestro caso tiene un peso volumétrico, $\gamma_{Lechada}$, de **22.76 KN/m³**. Además se utilizarán puntales y largueros metálicos. El revestimiento de la excavación estará conformado por segmentos horizontales de madera de pino con peso volumétrico, γ_{Madera} , de **7.85 KN/m³**. No hay presencia de estructuras adyacentes a la excavación y tampoco de instalaciones subterráneas. En la figura E5.1 se puede apreciar una vista en elevación del corte y una vista en planta para observar la configuración del sistema de apuntalamiento, junto con sus separaciones horizontales.

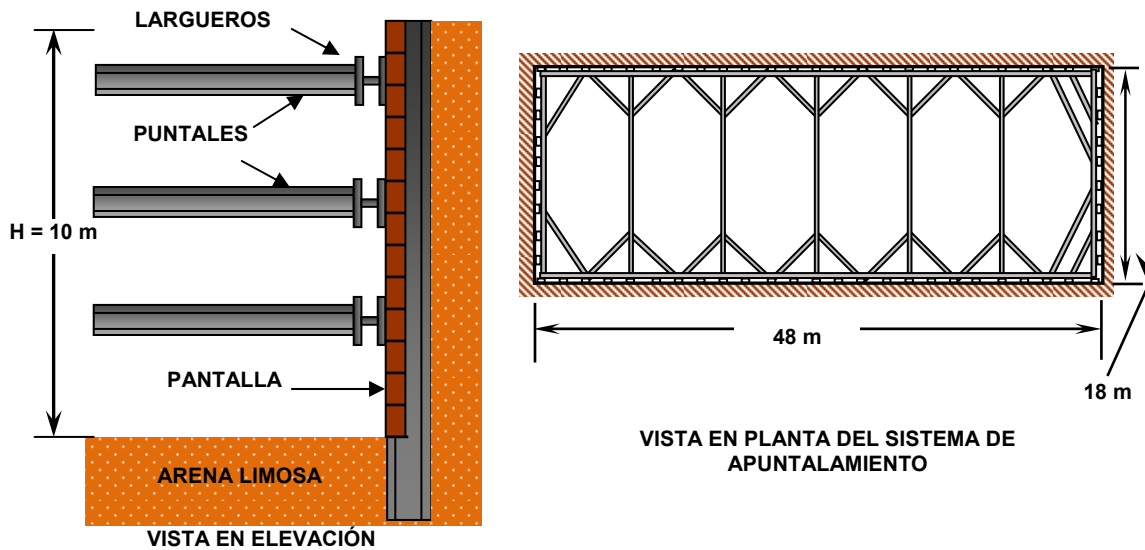


Figura E5.1. Configuración de la excavación en planta y elevación.

Los informes de estudios geotécnicos establecen que el suelo es relativamente uniforme y que está conformado por arenas limosas de densidad media, con un ángulo de fricción interna, ϕ , de **33°** y un peso volumétrico, γ , de **18 KN/m³**. El nivel freático se encuentra muy por debajo de la base de la excavación y el suelo se considera no agresivo para los elementos metálicos.

Cálculo de la envolvente de presión de Terzaghi y Peck

Dado que es una arena, utilizamos la envolvente de presión propuesta por Terzaghi y Peck para suelos granulares, entre los cuales está la arena limosa. La forma de la envolvente es rectangular, tal como se muestra en la figura E5.2:

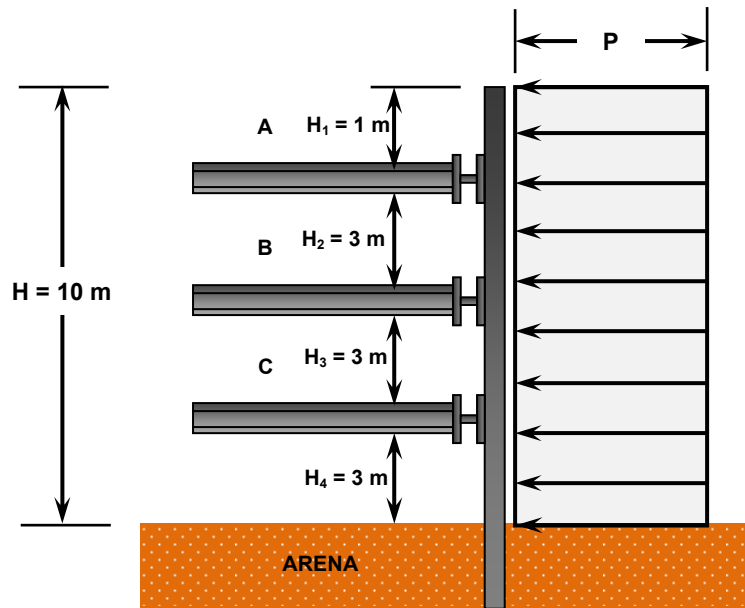


Figura E5.2. Diagrama de presión para suelos arenosos.

Ahora debemos colocar las cargas de los puntales y la reacción en la base de la excavación, considerando que los soldier beams se extenderán una profundidad de empotramiento específica más allá del fondo de la excavación (figura E5.3).

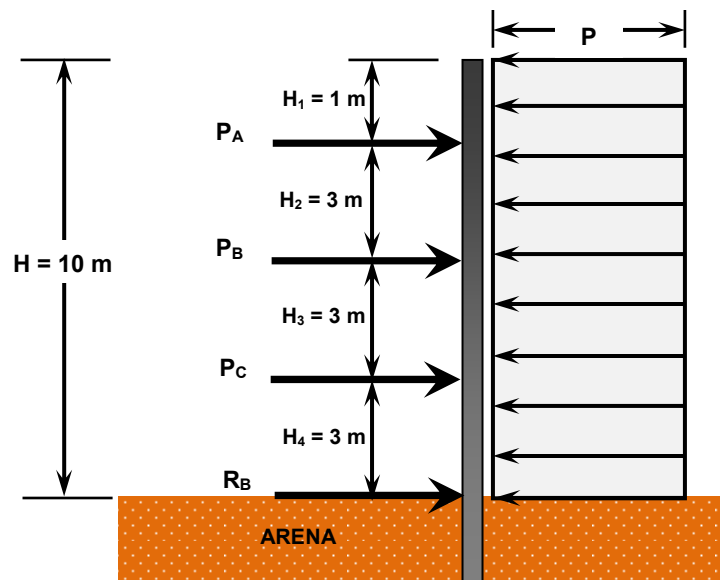


Figura E5.3. Cargas en los puntales y reacción en la base.

La presión horizontal para un corte apuntalado en un suelo arenoso viene dado por la siguiente expresión:

$$P = 0.65K_A \gamma H$$

En donde el coeficiente de presión activa se calcula con la teoría de Rankine, como se muestra a continuación:

$$K_A = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) = \tan^2\left(45^\circ - \frac{33^\circ}{2}\right) \Rightarrow K_A = 0.2948$$

Ahora, evaluando la expresión de la presión, tenemos:

$$P = 0.65K_A \gamma H = 0.65(0.2948)(18)(10)$$

$$P = 34.49 \text{ KN/m}^2 \approx 35 \text{ KN/m}^2$$

Cálculo de cargas en los puntales y de la reacción en la base

Una vez definida la presión del diagrama de presiones, para el cálculo de las cargas en los puntales consideramos los puntales articulados, excepto el superior y utilizamos la metodología de las bisagras. En la figura E5.4 se observa la manera de calcular las cargas de los puntales mediante la metodología de las bisagras:

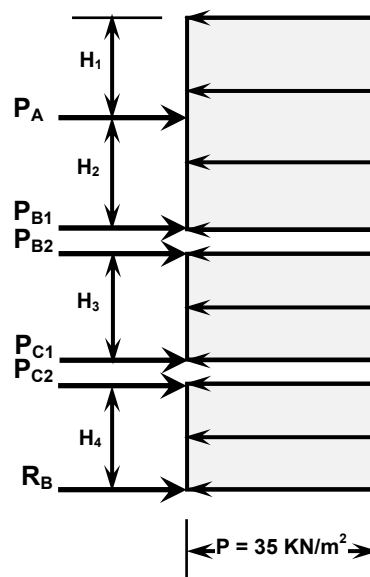


Figura E5.4. Método de las bisagras para determinar las cargas en los puntales

Ahora para cada sección del diagrama se realizan cálculos de estática simple para encontrar las cargas en los puntales. Para encontrar la carga del puntal superior, P_A , realizamos sumatoria de momentos alrededor del punto "B" y posteriormente realizamos una sumatoria de fuerzas en la dirección horizontal para poder encontrar la fuerza en el segundo puntal por la parte de arriba, P_{B1} .

$$\curvearrowright + \sum M_B = 0$$

$$-P_A(3) + P(3+1)\left(\frac{3+1}{2}\right) = 0 \Rightarrow P_A = \frac{35(4)(2)}{3} = 93.33 \text{ KN/m}$$

$$\rightarrow + \sum F_x = 0$$

$$P_{B1} + P_A - P(4) = 0 \Rightarrow P_{B1} = P(4) - P_A = 35(4) - 93.33 = 46.67 \text{ KN/m}$$

Para la segunda sección del diagrama de presiones realizamos el mismo procedimiento, con una sumatoria de momentos alrededor del punto "C" para encontrar la fuerza en el segundo puntal por la parte inferior, P_{B2} , para posteriormente sumar ambas fuerzas ($P_{B1} + P_{B2}$) para encontrar P_B . Posteriormente, para encontrar la fuerza en el tercer puntal por la parte de arriba, P_{C1} , también hacemos una sumatoria de fuerzas en la dirección horizontal:

$$\curvearrowright + \sum M_C = 0$$

$$-P_{B2}(3) + P(3)\left(\frac{3}{2}\right) = 0 \Rightarrow P_{B2} = \frac{35(3)(1.5)}{3} = 52.5 \text{ KN/m}$$

$$P_B = P_{B1} + P_{B2} = 46.67 + 52.5 = 99.17 \text{ KN/m}$$

$$\rightarrow + \sum F_x = 0$$

$$P_{B2} + P_{C1} - P(3) = 0 \Rightarrow P_{C1} = P(3) - P_{B2} = 35(3) - 52.5 = 52.5 \text{ KN/m}$$

Para la tercera sección del diagrama de presiones también hacemos uso de la estática para encontrar las cargas restantes. Para encontrar la fuerza de reacción en la base, R_B , debemos hacer una sumatoria de momentos con respecto al punto "C" y luego una sumatoria de fuerzas en la dirección horizontal para hallar la fuerza en el tercer puntal

pero por la parte inferior, P_{C2} , para luego sumar ambas fuerzas ($P_{C1} + P_{C2}$) y encontrar P_C .

$$\curvearrowleft + \sum M_C = 0$$

$$R_B(3) - P(3)\left(\frac{3}{2}\right) = 0 \Rightarrow R_B = \frac{35(3)(1.5)}{3} = 52.5 \text{ KN/m}$$

$$\rightarrow + \sum F_X = 0$$

$$P_{C2} + R_B - P(3) = 0 \Rightarrow P_{C2} = P(3) - R_B = 35(3) - 52.5 = 52.5 \text{ KN/m}$$

$$P_C = P_{C1} + P_{C2} = 52.5 + 52.5 = 105 \text{ KN/m}$$

DISEÑO DEL SOLDIER BEAM

Una vez encontradas todas las cargas en los puntales y la reacción en la base, procedemos al diseño de las vigas montantes o soldier beams, que son elementos metálicos verticales (perfiles **W**) que deben ser revisados por flexión y cortante para su aprobación. De acuerdo a lo anterior, debemos encontrar la fuerza cortante máxima actuante en el muro. También debemos encontrar el momento flexionante máximo que está actuando en el muro y para ello debemos colocar las cargas en los puntales y la reacción en la base y hacer los diagramas de cortante y momento (figura E5.5).

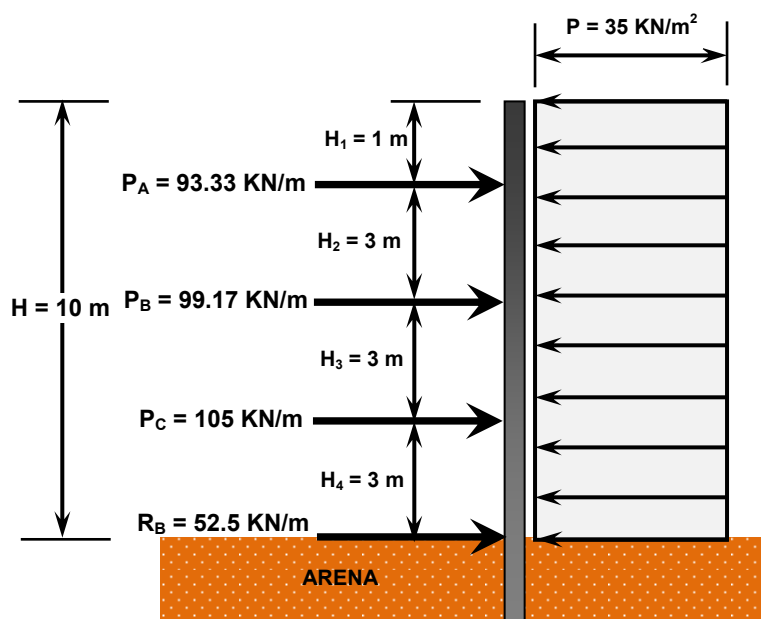


Figura E5.5. Cargas en los puntales y reacción en la base

Ahora procederemos a elaborar los diagramas de cortante y momentos actuantes en los soldier beams, los cuales se muestran en la figura E5.6:

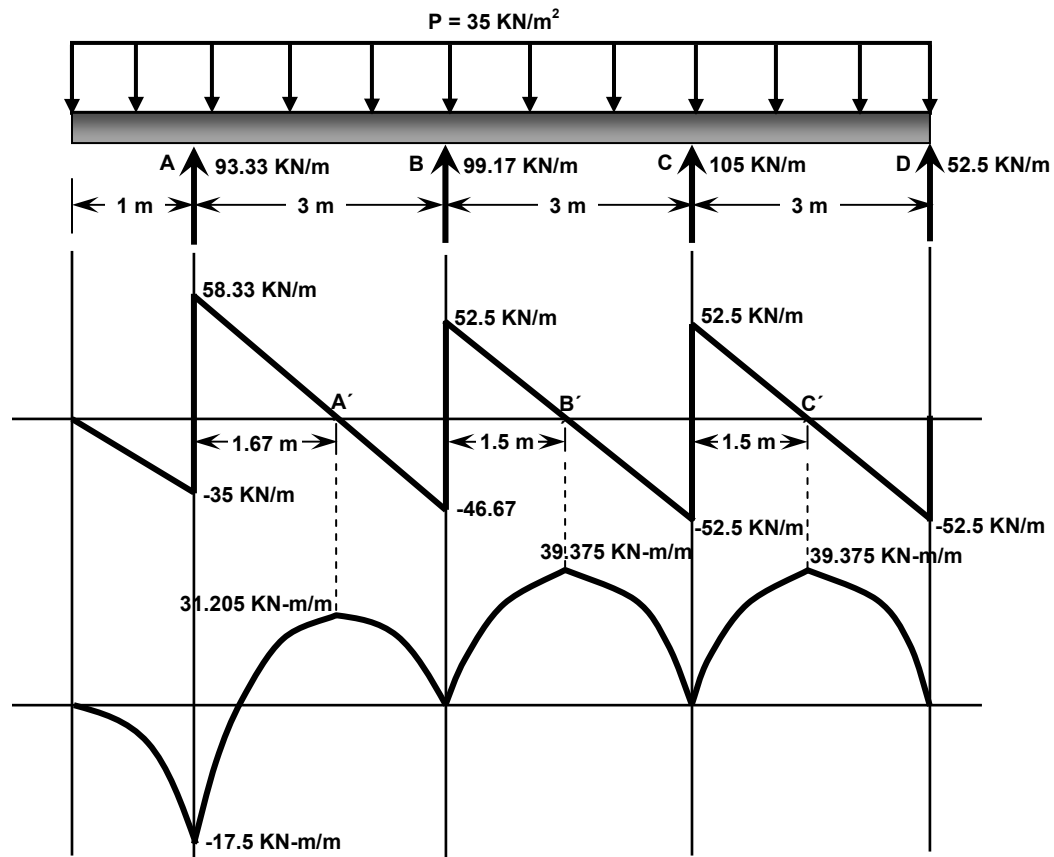


Figura E5.6. Diagramas de cortante y momento en el soldier beam.

De los diagramas de cortante y momento podemos decir que la fuerza cortante máxima es $V_{max} = 58.33 \text{ KN/m}$, mientras que el momento máximo es, $M_{max} = 39.375 \text{ KN-m/m}$, respectivamente.

Diseño por flexión del soldier beam

Para el diseño del soldier beam se hará uso de la metodología del diseño por factor de carga y resistencia, LRFD, aplicado a estructuras de acero templado. Además se hará uso del Manual de Construcción del Acero para LRFD, del Instituto Americano de la Construcción del Acero, AISC, para la revisión de propiedades y especificaciones de elementos estructurales de acero. Se considerará utilizar un perfil cuyo esfuerzo de

fluencia, f_y , sea de **350 MPa (50 Ksi)** y un módulo de elasticidad, E, de **200,000 MPa (29,000 Ksi)**.

Para el diseño por flexión aplicando la metodología LRFD, debemos encontrar el máximo momento actuante en el soldier beam y para ello debemos multiplicar el momento máximo por la separación entre cada soldier beam, la cual es de **2 m**, tal como se muestra en la siguiente expresión:

$$M_{\max} = M_{\max} S_H = (39.375)(2) = 78.75 \text{ KN.m}$$

Ahora debemos encontrar el momento último actuante, el cual se obtiene de multiplicar el momento máximo por un factor de carga AASHTO para mayorizar el momento. Para nuestro caso, dado que se trata de un sistema de retención, se usará un factor de carga $\Gamma_{EH} = 1.5$ para presión activa de tierras:

$$M_u = M_{\max} \Gamma_{EH} = (78.75)(1.5) = 118.15 \text{ KN.m}$$

Ahora, siguiendo la metodología de diseño de estructuras de acero, calculamos el módulo de sección plástico requerido, Z_{Xreq} , asumiendo un perfil compacto:

$$Z_{Xreq} = \frac{M_u \times 10^6}{\phi_f f_y}$$

En donde el factor de resistencia por flexión, ϕ_f , es de **0.90**. Entonces tenemos:

$$Z_{Xreq} = \frac{M_u \times 10^6}{\phi_f f_y} = \frac{(118.15) \times 10^6}{(0.90)(350)} = 37,5079.36 \text{ mm}^3 (28.00 \text{ in}^3)$$

Luego, debemos encontrar un perfil cuyo módulo de sección plástico, Z_x , sea mayor que el calculado. Para ello hacemos las conversiones de unidades necesarias y recurrimos a la tabla 4-20 del Manual de Construcción del Acero del LRFD y seleccionamos el perfil **W12X26**, que cuenta con las siguientes características:

Módulo de sección plástico, $Z_x = 60,9598.78 \text{ mm}^3 (37.2 \text{ in}^3)$

Momento plástico, $\phi_f M_{px} = 189.81 \text{ KN-m (140.0 kips.ft)}$

Longitud límite sin refuerzo lateral para flexión plástica, $L_p = 1.61 \text{ m (5.3 ft)}$

Longitud límite sin soporte lateral para pandeo lateral inelástico, $L_r = 4.21 \text{ m (13.8 ft)}$

Factor de viga, $BF = 20.64 \text{ KN (4.64 kips)}$

Z_x											
LOAD FACTOR DESIGN SELECTION TABLE											
For shapes used as beams											
$\phi_b = 0.90$											
$F_y = 36 \text{ ksi}$						$F_y = 50 \text{ ksi}$					
<i>BF</i>	<i>L_r</i>	<i>L_p</i>	$\phi_b M_r$	$\phi_b M_p$	<i>Z_x</i>	<i>Shape</i>	$\phi_b M_p$	$\phi_b M_r$	<i>L_p</i>	<i>L_r</i>	<i>BF</i>
Kips	Ft	Ft	Kip-ft	Kip-ft	in. ³		Kip-ft	Kip-ft	Ft	Ft	Kips
4.18	19.0	6.4	94.8	147	54.6	W14×34	205	146	5.4	14.4	6.58
5.70	14.3	4.9	92.0	146	54.0	W16×31	203	142	4.1	11.0	8.85
3.47	20.6	6.4	88.9	138	51.2	W12×35	192	137	5.4	15.2	5.67
1.26	46.7	8.7	84.4	132	49.0	W8×48	184	130	7.4	31.1	2.27
3.92	17.9	6.2	81.9	128	47.3	W14×30	177	126	5.3	13.7	6.06
1.93	31.2	8.3	82.1	126	46.8	W10×39	176	126	7.0	21.8	3.32
5.15	13.3	4.7	74.9	119	44.2	W16×26	166	115	4.0	10.4	7.88
3.22	19.1	6.3	75.3	116	43.1	W12×30	162	116	5.4	14.4	5.10
4.44	13.4	4.5	68.8	109	40.2	W14×26	151	106	3.8	10.3	6.96
1.25	39.1	8.5	69.2	107	39.8	W8×40	149	107	7.2	26.4	2.22
1.89	27.4	8.1	68.3	105	38.8	W10×33	146	105	6.9	19.7	3.15
2.99	18.1	6.3	65.1	100	37.2	W12×26	140	100	5.3	13.8	4.64
2.44	20.3	5.7	63.2	98.8	36.6	W10×30	137	97.2	4.8	14.5	4.13
1.23	35.1	8.5	60.8	93.7	34.7	W8×35	130	93.6	7.2	24.1	2.16
4.06	12.5	4.3	56.6	89.6	33.2	W14×22	125	87.0	3.7	9.7	6.26
2.34	18.5	5.7	54.4	84.5	31.3	W10×26	117	83.7	4.8	13.5	3.85
1.21	32.0	8.4	53.6	82.1	30.4	W8×31	114	82.5	7.1	22.3	2.07
3.88	11.1	3.5	49.5	79.1	29.3	W12×22	110	76.2	3.0	8.4	6.24
1.27	27.3	6.8	47.4	73.4	27.2	W8×28	102	72.9	5.7	18.9	2.22
2.19	16.9	5.5	45.2	70.2	26.0	W10×22	97.5	69.6	4.7	12.7	3.50
3.61	10.4	3.4	41.5	66.7	24.7	W12×19	92.6	63.9	2.9	7.9	5.70
1.24	24.4	6.7	40.8	62.6	23.2	W8×24	87.0	62.7	5.7	17.2	2.11
2.60	12.0	3.6	36.7	58.3	21.6	W10×19	81.0	56.4	3.1	8.9	4.26
1.46	18.6	5.3	35.5	55.1	20.4	W8×21	76.5	54.6	4.5	13.3	2.47
3.30	9.6	3.2	33.3	54.3	20.1	W12×16	75.4	51.3	2.7	7.4	5.12
0.741	31.3	6.3	32.6	51.0	18.9	W6×25	70.9	50.1	5.4	21.0	1.33
2.46	11.2	3.5	31.6	50.5	18.7	W10×17	70.1	48.6	3.0	8.4	3.97
2.97	9.2	3.1	29.1	47.0	17.4	W12×14	65.3	44.7	2.7	7.2	4.56
1.40	16.7	5.1	29.6	45.9	17.0	W8×18	63.8	45.6	4.3	12.3	2.30
2.34	10.3	3.4	26.9	43.2	16.0	W10×15	60.0	41.4	2.9	7.9	3.69
0.728	25.6	6.3	26.1	40.2	14.9	W6×20	55.9	40.2	5.3	17.7	1.27
3.32	6.9	2.3	23.6	38.6	14.3	M12×11.8	53.7	36.3	2.0	5.4	5.10
1.53	12.6	3.7	23.0	36.7	13.6	W8×15	51.0	35.4	3.1	9.2	2.56

Para la revisión del apoyo lateral, consideramos $L_b = 3 \text{ m}$, que es equivalente a la separación vertical entre los puntales. Dado esto, se consideró la selección de un perfil **W12X26** que tuviera una longitud permitida sin soporte lateral, L_p , menor que la longitud entre soportes, L_b , y esta a su vez que sea menor que la longitud máxima permitida sin soporte lateral, L_r .

$L_p = 1.61 \text{ m} < L_b = 3.0 \text{ m} < L_r = 4.21 \text{ m}$, lo que indica que debe haber una reducción en el momento de diseño, debido a que no tiene un soporte lateral adecuado, ya que la separación entre puntales puede resultar muy grande. El momento de diseño viene dado por la siguiente expresión:

$$M_d = \phi_f M_n = \min[C_f M_{dl}^o, \phi_f M_{px}] \Rightarrow M_d > M_u$$

Ahora debemos encontrar la resistencia a la flexión de un segmento de viga bajo momento uniforme para $L_p < L_b < L_r$, mediante la siguiente expresión:

$$M_{dl}^o = \phi_f M_{px} - BF(L_b - L_p)$$

$$M_{dl}^o = 189.81 - (20.64)(3 - 1.61) = 161.12 \text{ KN.m}$$

Sustituyendo los valores en la ecuación del momento de diseño y para un valor de $C_f = 1.0$, tenemos:

$$M_d = \phi_f M_n = \min[C_f M_{dl}^o, \phi_f M_{px}]$$

$$M_d = \phi_f M_n = \min[(1.0)(161.12), 189.81] \Rightarrow M_d = 161.12 \text{ KN.m}$$

$$M_d > M_u \Rightarrow 161.12 \text{ KN.m} > 118.15 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{OK!}$$

Dado que el momento de diseño es mayor que el momento actuante mayorizado, entonces podemos decir que la sección seleccionada cumple con el diseño por flexión.

Diseño por cortante del soldier beam

Para el diseño por cortante aplicando la metodología LRFD, debemos encontrar la fuerza cortante máxima actuante en el soldier beam y para ello debemos multiplicar el

cortante máximo por la separación entre cada soldier beam, la cual es de **2 m**, tal como se muestra en la siguiente expresión:

$$V_{\max} = V_{\max} S_H = (58.33)(2) = 116.66 \text{ KN}$$

Ahora debemos encontrar el cortante último actuante, el cual se obtiene de multiplicar el cortante máximo por un factor de carga AASHTO para mayorizarlo. Para nuestro caso, dado que se trata de un sistema de retención, se usará un factor de carga $\Gamma_{EH} = 1.5$ para presión activa de tierras:

$$V_u = V_{\max} \Gamma_{EH} = (116.66)(1.5) = 174.99 \text{ KN}$$

Luego, para la revisión por cortante, recurrimos a la tabla 1-38 del Manual de Construcción del Acero para seleccionar los datos correspondientes a las dimensiones de la sección del perfil **W12X26**, los cuales se muestran a continuación (figura E5.7):

Altura del perfil, $d = 310.39 \text{ mm}$ (12.22 in)

Espesor del alma, $t_w = 5.84 \text{ mm}$ (0.23 in)

Ancho del patín, $b_f = 164.85 \text{ mm}$ (6.49 in)

Espesor del patín, $t_f = 9.65 \text{ mm}$ (0.38 in)

Distancia libre entre patines menos el filete, $T = h = 266.7 \text{ mm}$ (10.5 in)

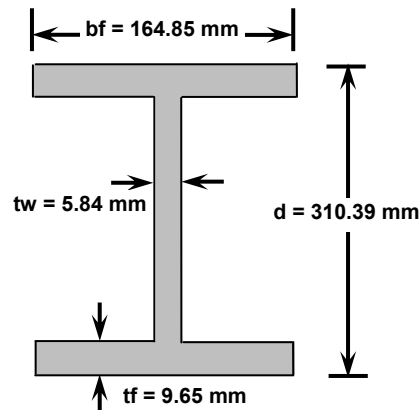
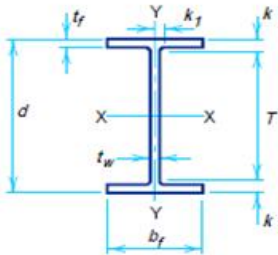


Figura E5.7. Dimensiones del perfil metálico.



W SHAPES

Dimensions

Designation	Area A in. ²	Depth d in.		Web			Flange			Distance			
				Thickness t _w in.	t _w / 2 in.	Width b _f in.	Thickness t _f in.	T in.	k in.	k ₁ in.			
W12×336*	98.8	16.82	16 ⁷ / ₈	1.775	1 ³ / ₄	7/8	13.385	13 ³ / ₈	2.955	2 ¹⁵ / ₁₆	9 ¹ / ₂	3 ¹¹ / ₁₆	1 ¹ / ₂
×305*	89.6	16.32	16 ³ / ₈	1.625	1 ⁵ / ₈	13/16	13.235	13 ¹ / ₄	2.705	2 ¹¹ / ₁₆	9 ¹ / ₂	3 ⁷ / ₁₆	1 ⁷ / ₁₆
×279*	81.9	15.85	15 ⁷ / ₈	1.530	1 ¹ / ₂	3/4	13.140	13 ¹ / ₈	2.470	2 ¹ / ₂	9 ¹ / ₂	3 ³ / ₁₆	1 ³ / ₈
×252*	74.1	15.41	15 ³ / ₈	1.395	1 ³ / ₈	1 ¹ / ₁₆	13.005	13	2.250	2 ¹ / ₄	9 ¹ / ₂	2 ¹⁵ / ₁₆	1 ⁹ / ₁₆
×230*	67.7	15.05	15	1.285	1 ⁵ / ₁₆	1 ¹ / ₁₆	12.895	12 ⁷ / ₈	2.070	2 ¹ / ₁₆	9 ¹ / ₂	2 ³ / ₄	1 ¹ / ₄
×210*	61.8	14.71	14 ³ / ₄	1.180	1 ³ / ₁₆	5/8	12.790	12 ³ / ₄	1.900	1 ⁷ / ₈	9 ¹ / ₂	2 ⁵ / ₈	1 ¹ / ₄
×190	55.8	14.38	14 ³ / ₈	1.060	1 ¹ / ₁₆	9/16	12.670	12 ⁵ / ₈	1.735	1 ³ / ₄	9 ¹ / ₂	2 ⁷ / ₁₆	1 ⁹ / ₁₆
×170	50.0	14.03	14	0.960	1 ⁹ / ₁₆	1/2	12.570	12 ⁵ / ₈	1.560	1 ⁹ / ₁₆	9 ¹ / ₂	2 ¹ / ₄	1 ¹ / ₈
×152	44.7	13.71	13 ³ / ₄	0.870	7/8	7/16	12.480	12 ¹ / ₂	1.400	1 ³ / ₈	9 ¹ / ₂	2 ¹ / ₈	1 ¹ / ₁₆
×136	39.9	13.41	13 ³ / ₈	0.790	1 ³ / ₁₆	7/16	12.400	12 ³ / ₈	1.250	1 ¹ / ₄	9 ¹ / ₂	1 ¹⁵ / ₁₆	1
×120	35.3	13.12	13 ¹ / ₈	0.710	1 ¹ / ₁₆	3/8	12.320	12 ³ / ₈	1.105	1 ¹ / ₈	9 ¹ / ₂	1 ¹³ / ₁₆	1
×106	31.2	12.89	12 ⁷ / ₈	0.610	5/8	5/16	12.220	12 ¹ / ₄	0.990	1	9 ¹ / ₂	1 ¹¹ / ₁₆	1 ¹⁵ / ₁₆
×96	28.2	12.71	12 ³ / ₄	0.550	9/16	5/16	12.160	12 ¹ / ₈	0.900	7/8	9 ¹ / ₂	1 ⁵ / ₈	7/8
×87	25.6	12.53	12 ¹ / ₂	0.515	1/2	1/4	12.125	12 ¹ / ₈	0.810	1 ³ / ₁₆	9 ¹ / ₂	1 ¹ / ₂	7/8
×79	23.2	12.38	12 ³ / ₈	0.470	1/2	1/4	12.080	12 ¹ / ₈	0.735	3/4	9 ¹ / ₂	1 ⁷ / ₁₆	7/8
×72	21.1	12.25	12 ¹ / ₄	0.430	7/16	1/4	12.040	12	0.670	1 ¹ / ₁₆	9 ¹ / ₂	1 ³ / ₈	7/8
×65	19.1	12.12	12 ¹ / ₈	0.390	3/8	3/16	12.000	12	0.605	5/8	9 ¹ / ₂	1 ⁵ / ₁₆	1 ¹³ / ₁₆
W12×58	17.0	12.19	12 ¹ / ₄	0.360	3/8	3/16	10.010	10	0.640	5/8	9 ¹ / ₂	1 ³ / ₈	1 ¹³ / ₁₆
×53	15.6	12.06	12	0.345	3/8	3/16	9.995	10	0.575	9/16	9 ¹ / ₂	1 ¹ / ₄	1 ¹³ / ₁₆
W12×50	14.7	12.19	12 ¹ / ₄	0.370	3/8	3/16	8.080	8 ¹ / ₈	0.640	5/8	9 ¹ / ₂	1 ³ / ₈	1 ¹³ / ₁₆
×45	13.2	12.06	12	0.335	5/16	3/16	8.045	8	0.575	9/16	9 ¹ / ₂	1 ¹ / ₄	1 ¹³ / ₁₆
×40	11.8	11.94	12	0.295	5/16	3/16	8.005	8	0.515	1/2	9 ¹ / ₂	1 ¹ / ₄	3/4
W12×35	10.3	12.50	12 ¹ / ₂	0.300	5/16	3/16	6.560	6 ¹ / ₂	0.520	1/2	10 ¹ / ₂	1	9/16
×30	8.79	12.34	12 ³ / ₈	0.260	1/4	1/8	6.520	6 ¹ / ₂	0.440	7/16	10 ¹ / ₂	1 ¹⁵ / ₁₆	1/2
×26	7.65	12.22	12 ¹ / ₄	0.230	1/4	1/8	6.490	6 ¹ / ₂	0.380	3/8	10 ¹ / ₂	7/8	1/2
W12×22	6.48	12.31	12 ¹ / ₄	0.260	1/4	1/8	4.030	4	0.425	7/16	10 ¹ / ₂	7/8	1/2
×19	5.57	12.16	12 ¹ / ₈	0.235	1/4	1/8	4.005	4	0.350	3/8	10 ¹ / ₂	1 ¹³ / ₁₆	1/2
×16	4.71	11.99	12	0.220	1/4	1/8	3.990	4	0.265	1/4	10 ¹ / ₂	3/4	1/2
×14	4.16	11.91	11 ⁷ / ₈	0.200	3/16	1/8	3.970	4	0.225	1/4	10 ¹ / ₂	1 ¹ / ₁₆	1/2

Ahora debemos calcular el cortante resistente de diseño, V_d , el cual viene dado por la siguiente expresión:

$$V_d = \phi_s V_N = 0.6 \times 10^{-3} \phi_s f_y d t_w \Rightarrow V_d > V_u$$

Sustituyendo datos, tenemos:

$$V_d = \phi_s V_N = 0.6 \phi_s f_y d t_w = 0.6 \times 10^{-3} (0.90)(350)(310.39)(5.84) = 342.6 \text{ KN}$$

$$V_d > V_u \Rightarrow 342.6 \text{ KN} > 174.99 \text{ KN} \Rightarrow \text{OK!}$$

Dado que el cortante resistente de diseño es mayor que el cortante actuante mayorizado, entonces podemos decir que la sección seleccionada cumple con el diseño por cortante.

Revisión de pandeo local en el soldier beam

Para revisar el pandeo local en el soldier beam, calculamos el parámetro de esbeltez para el patín, λ_f :

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{164.85}{2(9.65)} = 8.54$$

Ahora calculamos el parámetro de esbeltez para el alma, λ_w :

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = \frac{266.7}{5.84} = 45.67$$

Posteriormente, debemos calcular el parámetro limitante de esbeltez para el patín, λ_{pf} :

$$\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{200,000}{350}} = 9.10$$

También calculamos el parámetro limitante de esbeltez para el alma, λ_{pw} :

$$\lambda_{pw} = 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3.76 \sqrt{\frac{200,000}{350}} = 90.00$$

Comparando los parámetros de esbeltez para el patín y el alma, tenemos:

$$\lambda_f < \lambda_{pf} \Rightarrow 8.54 < 9.10 \Rightarrow \text{OK!}$$

$$\lambda_w < \lambda_{pw} \Rightarrow 45.67 < 90.00 \Rightarrow \text{OK!}$$

Una vez revisadas los parámetros podemos concluir que la sección es compacta, tal como se supuso al principio y sobre todo, el perfil es adecuado.

Diseño de la pantalla de revestimiento

De la tabla 5.2 se selecciona un espesor de la pantalla de revestimiento dependiendo de la altura del corte de excavación, del tipo de suelo y del espaciamiento entre soldier beams. Entonces, tenemos:

Espaciamiento entre soldier beams, **2m**

Profundidad del corte, **10 m**

Tipo de suelo, arena limosa de densidad media (suelo competente).

De acuerdo a las condicionantes anteriores, el espesor correspondiente de la pantalla de revestimiento es de **75 mm (ver tabla 5.2)**. Ahora se harán las revisiones de la sección por flexión y por cortante, considerando la metodología de esfuerzos admisibles, ASD.

Para estos análisis, es necesario encontrar la máxima fuerza cortante y el máximo momento flector que actúan en la sección y para ello consideramos una tabla de **75 mm** de espesor y un ancho de **1 metro**, la cual será analizada como una viga simplemente apoyada (figura E5.8):

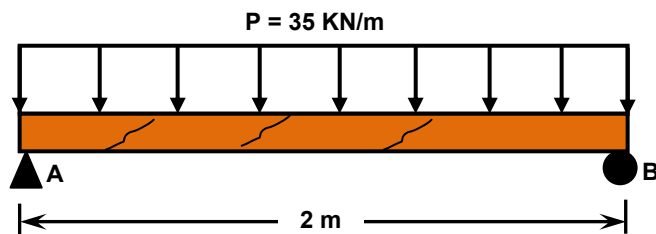


Figura E5.8. Analogía de una viga simplemente apoyada.

Realizando cálculos de estática simple, tenemos:

$$\curvearrowright + \sum M_A = 0$$

$$B(2) - P(2)(1) = 0 \Rightarrow B = 35.0 \text{ KN}$$

$$\uparrow + \sum F_Y = 0$$

$$A - P(2) + B = 0 \Rightarrow A = 35.0 \text{ KN}$$

Luego de calcular las reacciones en los apoyos, los diagramas de cortante y momento quedan como se muestra en la figura E5.9:

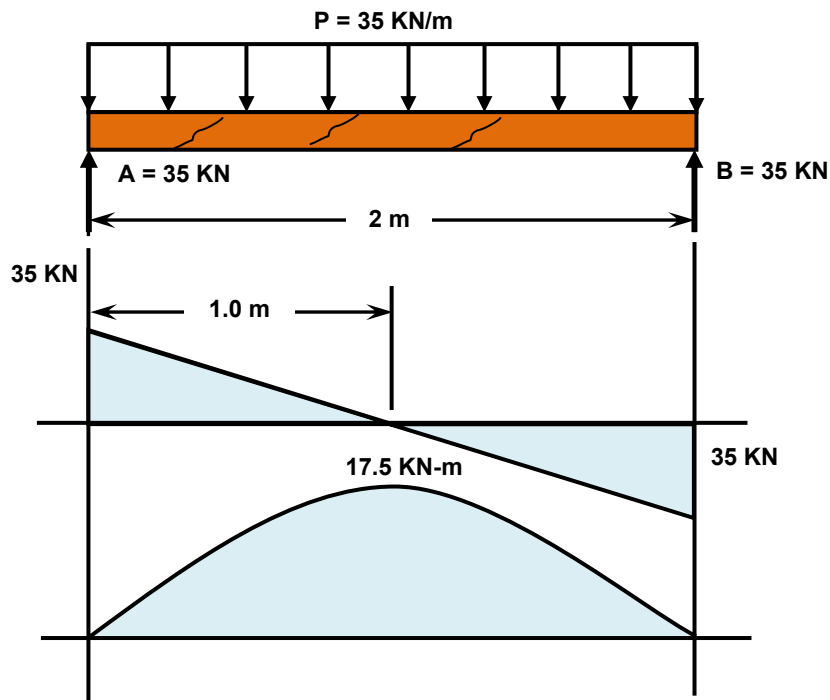


Figura E5.9. Diagramas de cortante y momento en una tabla de madera.

De acuerdo al diagrama anterior, la fuerza cortante máxima es $V_{max} = 35 \text{ KN}$ y el momento máximo es $M_{max} = 17.5 \text{ KN-m}$. Ahora hacemos las revisiones respectivas de la sección:

Revisión por flexión de la pantalla de revestimiento

Para evaluar el esfuerzo por flexión, la Norma Técnica para Diseño y Construcción Estructural de Madera de El Salvador, establece que debe utilizarse la siguiente expresión:

$$f_b = \frac{M}{S} = \frac{M}{\frac{I}{c}} = \frac{Mc}{\frac{1}{12}bh^3} = \frac{M\left(\frac{d}{2}\right)}{\frac{1}{12}bd^3} = \frac{6M}{bd^2} = \frac{6 \times 10^6 M}{bd^2} (\text{MPa})$$

$$f_b = \frac{6 \times 10^6 M}{bd^2} = \frac{6 \times 10^6 (17.5)}{(1000)(75)^2} = 18.66 \text{ MPa}$$

El esfuerzo de flexión no podrá sobrepasar el valor de la expresión siguiente:

$$F_b = C_p C_e F'_b$$

En donde $C_p = C_e = 1.0$ y el esfuerzo permisible de la madera por flexión para maderas de la especie de las coníferas, $F'_b = 10 \text{ MPa}$:

$$F_b = C_p C_e F'_b = (1.0)(1.0)(10) = 10.0 \text{ MPa}$$

$$f_b > F_b \Rightarrow 18.66 \text{ MPa} > 10.0 \text{ MPa} \Rightarrow \text{revisar propuesta!}$$

Dado que el esfuerzo permisible por flexión es inferior al esfuerzo por flexión actuante, entonces la sección no es adecuada para resistir la flexión. Por lo tanto, se deberá incrementar el espesor de la sección. Proponiendo un espesor de **125 mm (5 in)**, revisamos flexión nuevamente y tenemos:

$$f_b = \frac{6 \times 10^6 M}{bd^2} = \frac{6 \times 10^6 (17.5)}{(1000)(125)^2} = 6.72 \text{ MPa}$$

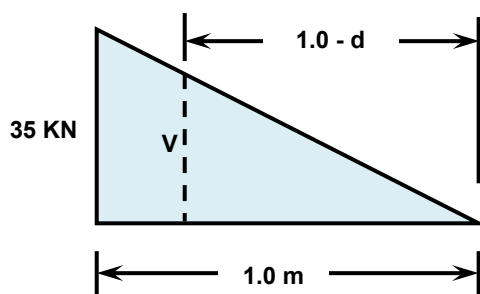
Nuevamente, los factores de corrección son $C_p = C_e = 1.0$ y el esfuerzo permisible $F'_b = 10 \text{ MPa}$, respectivamente:

$$f_b < F_b \Rightarrow 6.72 \text{ MPa} < 10.0 \text{ MPa} \Rightarrow \text{OK!}$$

Dado que el esfuerzo permisible por flexión es superior al esfuerzo por flexión actuante, entonces la sección es adecuada para resistir la flexión.

Revisión por cortante de la pantalla de revestimiento

De acuerdo a las provisiones de la Norma Técnica para Diseño y Construcción Estructural de Madera de El Salvador, debemos encontrar la fuerza cortante a una distancia " d " del rostro. Dicha fuerza cortante se observa en la figura E5.10:



$$\frac{V}{35} = \frac{1.0 - d}{1.0} \Rightarrow V = 30.625 \text{ KN}$$

Figura E5.10. Fuerza cortante a una distancia " d " del rostro.

Posteriormente, calculamos el esfuerzo cortante actuante, f_v , considerando un ancho “ b ” de **1 metro (1000 mm)**:

$$f_v = \frac{1500V}{bd} = \frac{1500(30.625)}{(1000)(125)} = 0.37 \text{ MPa}$$

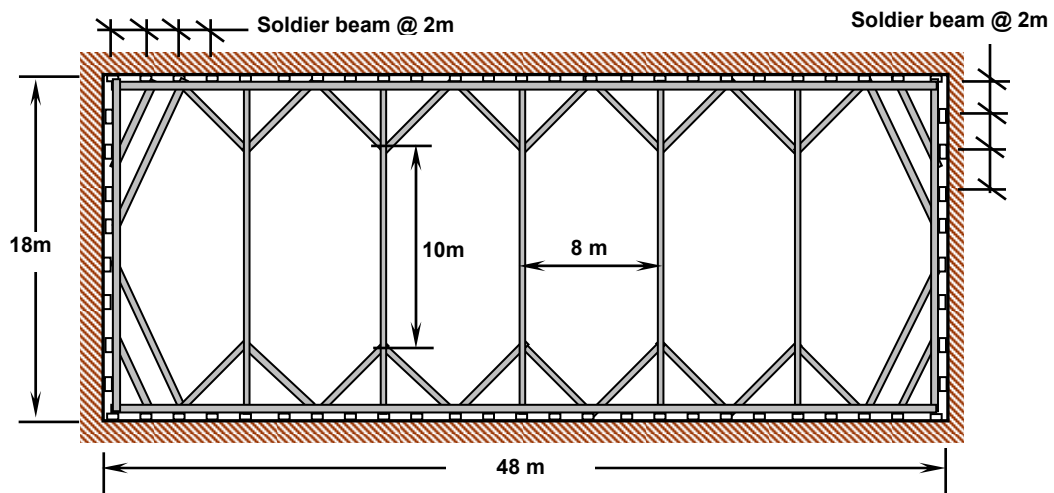
Asumiendo un esfuerzo cortante permisible para maderas coníferas, F'_v de **1.0 MPa**, tenemos:

$$f_v < F'_v \Rightarrow 0.37 \text{ MPa} < 1.0 \text{ MPa} \Rightarrow \text{OK!}$$

Claramente el esfuerzo actuante es mucho menor que el esfuerzo permisible, por lo tanto, la sección de madera de la pantalla de revestimiento también es adecuada para soportar las fuerzas cortantes aplicadas.

DISEÑO DE PUNTAL O COLUMNA

Para el diseño del puntal en una estructura de apuntalamiento gigante se toma la máxima carga calculada a través del diagrama de presión de tierras y para el cálculo de la carga actuante en cada puntal se realiza por área tributaria según la separación de los puntales como se muestra en la figura E5.11.



VISTA EN PLANTA DEL SISTEMA DE
APUNTALAMIENTO

Figura E5.11. Configuración de los puntales.

Cálculo de la carga puntual en cada puntal

La máxima carga actuante en la cara de la excavación debido a la presión de tierra es **105 KN/m** de acuerdo con la distribución de los puntales (Ver figura E5.12) se calculara la carga puntual con la siguiente formula:

$$P' = P_c (S_{trib}) (\Gamma_w)$$

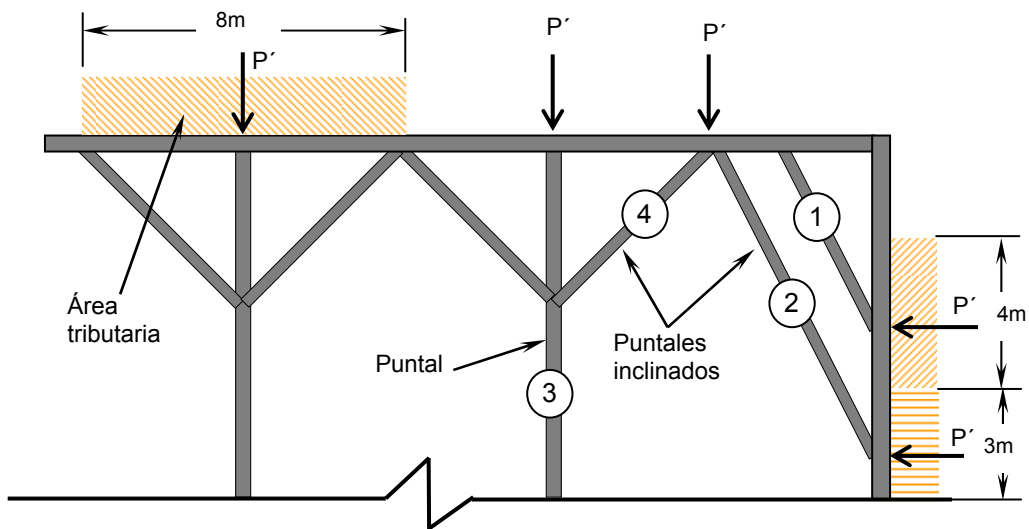


Figura E5.12. Área tributaria para cada puntal.

Para el puntal **1** se tiene una longitud del área tributaria de **4m**, utilizando un factor de mayoración de carga $\Gamma_w = 1.5$ se tiene:

$$P' = 105 \frac{KN}{m} (4m)(1.5) \Rightarrow P' = 630KN$$

Transformando la carga "**p**" una carga actuante en la dirección del puntal "**P₁**". Figura

E5.13

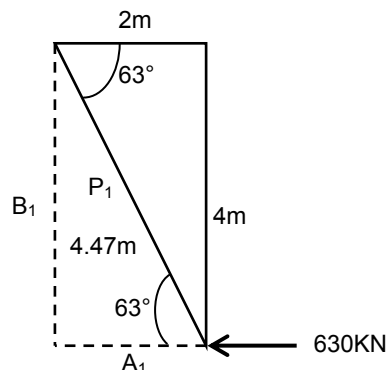


Figura E5.13. Cálculo de la carga actuante en la dirección de P1.

$$\cos(63) = \frac{A_1}{P_1} \Rightarrow P_1 = \frac{A_1}{\cos(63)} = \frac{630KN}{\cos(63)} = 1,387.69KN \cong 311.84kips$$

El puntal **1** tiene una longitud de $L = 4.47m = L_x = L_y$, se considera que los apoyos de los puntales será empotrado en ambos extremos por lo que según la figura 5.30 el factor de longitud efectiva es de $K = 0.65 = K_x = K_y$, de lo que resulta:

$$K_x L_x = 0.65(4.47m) = 2.91m (9.55 ft.); K_y L_y = 0.65 (4.47m) = 2.91m (9.55 ft.)$$

Así como también se diseñara para un esfuerzo de fluencia del acero de $f_y = 350 MPa$ (50Ksi)

Al entrar a la tabla de cargas en columnas (tabla 4-2 del LRFDM) para la serie **W10** con un valor de $KL = K_y L_y = 2.91m (9.55 ft)$, se observa que una **W10X45** a través de una interpolación, provee una resistencia de diseño en el eje menor P_{dy} de un valor aproximado de **1984.25KN (445.90 kips)** y tiene un valor r_x/r_y de **2.15**.

La longitud efectiva equivalente para el pandeo del eje mayor es:

$(K_x L_x)_y = 2.91/2.15 = 1.35m (4.43 ft)$, ya que $(K_x L_x)_y = 1.35m < K_y L_y = 2.91m$, por lo que controla el pandeo del eje menor. Por lo tanto es adecuado seleccionar una **W10X45**.

$F_y = 36$ ksi													
$F_y = 50$ ksi													
COLUMNS W shapes Design axial strength in kips ($\phi = 0.85$)													
		W10											
Designation		60		54		49		45		39		33	
Wt./ft		36		50		36		50		36		50	
r_y		36		50		36		50		36		50	
Effective length KL (ft) with respect to least radius of gyration r_y	0	539	748	483	672	441	612	407	565	352	489	297	413
	6	517	706	464	634	422	577	380	515	328	444	276	373
	7	509	692	457	621	416	565	371	497	320	428	269	360
	8	500	675	449	606	409	551	361	478	311	412	261	345
	9	491	657	440	590	401	536	350	458	301	393	252	329
	10	480	638	431	572	392	520	337	436	290	374	243	312
	11	469	617	420	553	382	502	324	412	278	353	233	294
	12	457	595	409	533	372	484	311	388	266	332	222	276
	13	444	571	398	512	361	464	296	364	254	310	211	257
	14	430	547	385	490	350	444	282	339	241	289	200	238
	15	416	523	373	468	338	424	267	314	228	267	189	220
	16	401	497	360	445	326	403	252	290	215	246	177	202
	17	387	472	346	422	314	382	237	266	201	225	166	184
	18	371	446	332	399	301	361	222	243	188	205	155	167
	19	356	421	318	376	288	340	207	221	175	185	144	150
	20	340	395	304	353	275	319	192	199	162	167	133	135
	22	309	346	276	309	250	278	164	164	138	138	112	112
	24	278	299	248	266	224	239	138	138	116	116	94	94
	26	248	255	221	227	199	204	118	118	99	99	80	80
	28	219	220	195	196	175	176	102	102	85	85	69	69
30	191	191	170	170	153	153	88	88	74	74	60	60	
32	168	168	150	150	134	134	78	78	65	65	53	53	
33	158	158	141	141	126	126	73	73	61	61			
34	149	149	133	133	119	119							
36	133	133	118	118	106	106							
Properties													
u	2.00	1.90	1.97	1.87	1.96	1.83	2.37	2.17	2.31	2.04	2.23	1.87	
P_{wo} (kips)	99	138	83	116	73	101	79	109	64	89	55	77	
P_{wi} (kips/in.)	15	21	13	19	12	17	13	18	11	16	10	14	
P_{wo} (kips)	209	246	143	168	111	131	121	142	88	104	69	81	
P_{Ω} (kips)	94	130	77	106	64	88	78	108	57	79	38	53	
L_p (ft)	10.7	9.1	10.7	9.1	10.6	9.0	8.4	7.1	8.3	7.0	8.1	6.9	
L_r (ft)	48.1	32.6	43.9	30.2	40.7	28.3	35.2	24.1	31.2	21.9	27.4	19.7	
A (in. ²)	17.6		15.8		14.4		13.3		11.5		9.71		
I_x (in. ⁴)	341		303		272		248		209		170		
I_y (in. ⁴)	116		103		93.4		53.4		45.0		36.6		
r_y (in.)	2.57		2.56		2.54		2.01		1.98		1.94		
Ratio r_x / r_y	1.71		1.71		1.71		2.15		2.16		2.16		
$P_{ex} (KL)^2 / 10^4$	9710		8640		7800		7100		6000		4880		
$P_{ey} (KL)^2 / 10^4$	3330		2960		2660		1540		1290		1050		

Note: Heavy line indicates Kl / r of 200.

Revisión de la relación ancho-grueso de los elementos placa

De la tabla de propiedades de los perfiles 1-39 del LRFDM, $\lambda_f = 6.50$ y $\lambda_w = 22.50$.

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2t_f} = 6.50 < \lambda_{rf} = 0.56 \sqrt{\frac{200\,000}{350}} = 13.39 \text{ Adecuado}$$

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = 22.50 < \lambda_{rw} = 1.49 \sqrt{\frac{200\,000}{50}} = 35.62 \text{ Adecuado}$$

Usando la herramienta en Excel para una sección **W10X45** resulta una carga de diseño de **$\Phi P_d = 1,983.10 \text{ KN}$** .

Diseño por cortante del puntal inclinado 1

Para el diseño por cortante aplicando la metodología LRFD, debemos encontrar la fuerza cortante máxima actuante en el puntal; en el caso de un puntal inclinado el cortante actuante máximo es la componente perpendicular al puntal de la carga actuante mayorizada debido a la presión del suelo como se muestra en la figura E5.14.

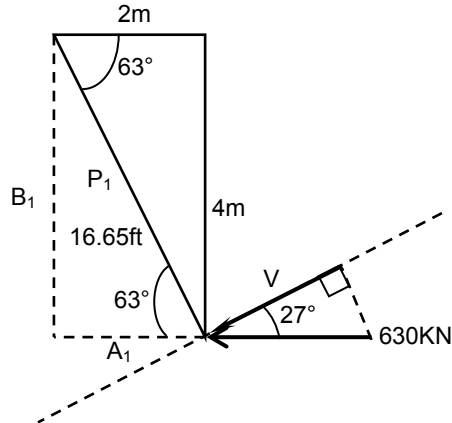


Figura E5.14. Cálculo de la carga actuante en la dirección perpendicular a P1.

Por geometría encontramos el cortante actuante en el puntal con la siguiente expresión:

$$\cos(27) = \frac{V}{A_1} \Rightarrow V = A_1 * \cos(27) = 630.00 \text{ KN} * \cos(27) = 561.33 \text{ KN}$$

El cortante actuante es de **561.30KN**, luego para la revisión por cortante, recurrimos a la tabla 1-40 del Manual de Construcción del Acero para seleccionar los datos

correspondientes a las dimensiones de la sección del perfil **W10X45**, los cuales se muestran a continuación:

Altura del perfil, $d = 256.54\text{mm}$ (10.10 in)

Espesor del alma, $t_w = 8.89\text{mm}$ (0.35 in)

Ancho del patín, $b_f = 203.71\text{mm}$ (8.020 in)

Espesor del patín, $t_f = 15.75\text{mm}$ (0.62 in)

Ahora debemos calcular el cortante resistente de diseño, V_d , en este caso el cortante último es una fuerza lateral que actúa en los patines del perfil, por lo que para el cálculo del cortante de diseño viene dado por la siguiente expresión:

$$\phi_s V_n = 0.6 \times 10^{-3} \phi_s f_y A_f \Rightarrow 0.6 \times 10^{-3} \phi_s f_y 2b_f t_f \geq V_u$$

Sustituyendo datos, tenemos:

$$\phi_s V_n = 0.6 \times 10^{-3} \phi_s f_y 2b_f t_f = 0.6 \times 10^{-3} (0.9)(350) * 2(203.71)(15.75) = 1,212.79\text{KN}$$

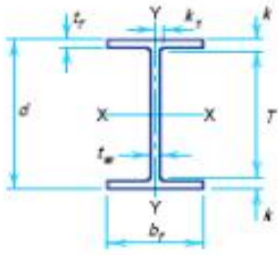
$$V_d = \phi_s V_n > V_u \Rightarrow 1,212.79\text{KN} > 561.30\text{KN} \Rightarrow \text{OK!}$$

Dado que el cortante resistente de diseño es mayor que el cortante actuante mayorizado, entonces podemos decir que la sección seleccionada cumple con el diseño por cortante.

Se observa que la sección **W10X45** es la sección satisfactoria con una carga de diseño

$$\Phi P_d = 1,984.25 \text{ KN} > P_{req} = 1387.69\text{KN} , \text{OK!}$$

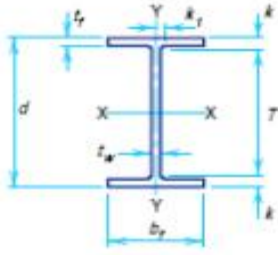
CAPITULO V
METODO DE APUNTALAMIENTO GIGANTE



W SHAPES

Dimensions

Designation	Area A in. ²	Depth d in.		Web			Flange			Distance			
				Thickness t _w in.	t _w / 2 in.	Width b _f in.	Thickness t _f in.	T in.	k in.	k ₁ in.			
											in.	in.	in.
W10×112	32.9	11.36	11 ³ / ₈	0.755	³ / ₄	³ / ₈	10.415	10 ³ / ₈	1.250	¹ / ₄	7 ⁵ / ₈	1 ⁷ / ₈	15 ¹ / ₁₆
×100	29.4	11.10	11 ¹ / ₈	0.680	11 ¹ / ₁₆	³ / ₈	10.340	10 ³ / ₈	1.120	1 ¹ / ₈	7 ⁵ / ₈	1 ³ / ₄	⁷ / ₈
×88	25.9	10.84	10 ⁷ / ₈	0.605	⁵ / ₈	⁵ / ₁₆	10.265	10 ¹ / ₄	0.990	1	7 ⁵ / ₈	1 ⁵ / ₈	1 ³ / ₁₆
×77	22.6	10.60	10 ⁵ / ₈	0.530	¹ / ₂	¹ / ₄	10.190	10 ¹ / ₄	0.870	⁷ / ₈	7 ⁵ / ₈	1 ¹ / ₂	1 ³ / ₁₆
×68	20.0	10.40	10 ³ / ₈	0.470	¹ / ₂	¹ / ₄	10.130	10 ¹ / ₈	0.770	³ / ₄	7 ⁵ / ₈	1 ³ / ₈	³ / ₄
×60	17.6	10.22	10 ¹ / ₄	0.420	⁷ / ₁₆	¹ / ₄	10.080	10 ¹ / ₈	0.680	1 ¹ / ₁₆	7 ⁵ / ₈	1 ⁵ / ₁₆	³ / ₄
×54	15.8	10.09	10 ¹ / ₈	0.370	³ / ₈	³ / ₁₆	10.030	10	0.615	⁵ / ₈	7 ⁵ / ₈	1 ¹ / ₄	1 ¹ / ₁₆
×49	14.4	9.98	10	0.340	⁵ / ₁₆	³ / ₁₆	10.000	10	0.560	⁹ / ₁₆	7 ⁵ / ₈	1 ³ / ₁₆	1 ¹ / ₁₆
W10×45	13.3	10.10	10 ¹ / ₈	0.350	³ / ₈	³ / ₁₆	8.020	8	0.620	⁵ / ₈	7 ⁵ / ₈	1 ¹ / ₄	1 ¹ / ₁₆
×39	11.5	9.92	9 ⁷ / ₈	0.315	⁷ / ₁₆	⁷ / ₁₆	7.985	8	0.530	¹ / ₂	7 ⁵ / ₈	1 ⁷ / ₈	⁷ / ₁₆
×33	9.71	9.73	9 ³ / ₄	0.290	⁵ / ₁₆	³ / ₁₆	7.960	8	0.435	⁷ / ₁₆	7 ⁵ / ₈	1 ¹ / ₁₆	1 ¹ / ₁₆
W10×30	8.84	10.47	10 ¹ / ₂	0.300	⁵ / ₁₆	³ / ₁₆	5.810	5 ³ / ₄	0.510	¹ / ₂	8 ⁵ / ₈	1 ⁵ / ₁₆	¹ / ₂
×26	7.61	10.33	10 ³ / ₈	0.260	¹ / ₄	¹ / ₈	5.770	5 ³ / ₄	0.440	⁷ / ₁₆	8 ⁵ / ₈	⁷ / ₈	¹ / ₂
×22	6.49	10.17	10 ¹ / ₈	0.240	¹ / ₄	¹ / ₈	5.750	5 ³ / ₄	0.360	³ / ₈	8 ⁵ / ₈	³ / ₄	¹ / ₂
W10×19	5.82	10.24	10 ¹ / ₄	0.250	¹ / ₄	¹ / ₈	4.020	4	0.395	³ / ₈	8 ⁵ / ₈	1 ³ / ₁₆	¹ / ₂
×17	4.99	10.11	10 ¹ / ₈	0.240	¹ / ₄	¹ / ₈	4.010	4	0.330	⁵ / ₁₆	8 ⁵ / ₈	³ / ₄	¹ / ₂
×15	4.41	9.99	10	0.230	¹ / ₄	¹ / ₈	4.000	4	0.270	¹ / ₄	8 ⁵ / ₈	1 ¹ / ₁₆	⁷ / ₁₆
×12	3.54	9.87	9 ⁷ / ₈	0.190	³ / ₁₆	¹ / ₈	3.960	4	0.210	³ / ₁₆	8 ⁵ / ₈	⁵ / ₈	⁷ / ₁₆

<div style="display: flex; justify-content: space-between; align-items: center;"> <div style="text-align: center;"> <h2 style="margin: 0;">W SHAPES</h2> <h3 style="margin: 0;">Properties</h3> </div> <div style="text-align: center;">  </div> </div>													
Nom- inal Wt. per ft	Compact Section Criteria			X_1	$X_2 \times 10^6$	Elastic Properties						Plastic Modulus	
	$\frac{b_f}{2t_f}$	$\frac{h}{t_w}$	F_y'''			Axis X-X			Axis Y-Y			Z_x	Z_y
						I	S	r	I	S	r		
lb			ksi	ksi	$(1/\text{ksi})^2$	in. ⁴	in. ³	in.	in. ⁴	in. ³	in.	in. ³	in. ³
112	4.2	10.4	—	7080	56.7	716	126	4.66	236	45.3	2.68	147	69.2
100	4.6	11.6	—	6400	83.8	623	112	4.60	207	40.0	2.65	130	61.0
88	5.2	13.0	—	5680	132	534	98.5	4.54	179	34.8	2.63	113	53.1
77	5.9	14.8	—	5010	213	455	85.9	4.49	154	30.1	2.60	97.6	45.9
68	6.6	16.7	—	4460	334	394	75.7	4.44	134	26.4	2.59	85.3	40.1
60	7.4	18.7	—	3970	525	341	66.7	4.39	116	23.0	2.57	74.6	35.0
54	8.2	21.2	—	3580	778	303	60.0	4.37	103	20.6	2.56	66.6	31.3
49	8.9	23.1	—	3280	1090	272	54.6	4.35	93.4	18.7	2.54	60.4	28.3
45	6.5	22.5	—	3650	758	248	49.1	4.32	53.4	13.3	2.01	54.9	20.3
39	7.5	25.0	—	3190	1300	209	42.1	4.27	45.0	11.3	1.98	46.8	17.2
33	9.1	27.1	—	2710	2510	170	35.0	4.19	36.6	9.20	1.94	38.8	14.0
30	5.7	29.5	—	2890	2160	170	32.4	4.38	16.7	5.75	1.37	36.6	8.84
26	6.6	34.0	55	2500	3790	144	27.9	4.35	14.1	4.89	1.36	31.3	7.50
22	8.0	36.9	47	2150	7170	118	23.2	4.27	11.4	3.97	1.33	26.0	6.10
19	5.1	35.4	51	2420	5160	96.3	18.8	4.14	4.29	2.14	0.874	21.6	3.35
17	6.1	36.9	47	2210	7820	81.9	16.2	4.05	3.56	1.78	0.844	18.7	2.80
15	7.4	38.5	43	1930	14300	68.9	13.8	3.95	2.89	1.45	0.810	16.0	2.30
12	9.4	46.6	30	1550	35400	53.8	10.9	3.90	2.18	1.10	0.785	12.6	1.74

Para el puntal **2** se tiene una longitud del área tributaria de **3 m**, utilizando un factor de mayoración de carga $\Gamma_w = 1.5$, se tiene:

$$P' = 105 \frac{KN}{m} (3m)(1.5) \Rightarrow P' = 472.50KN$$

Transformando la carga “**p**” a una carga actuante en la dirección del puntal “**P₂**” como se muestra en la figura E5.15.

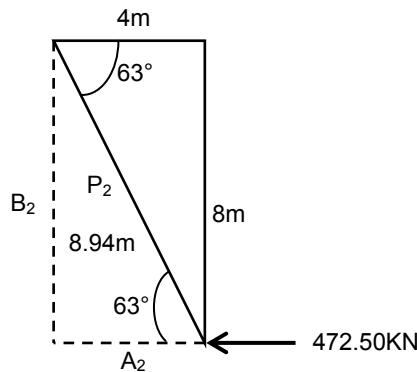


Figura E5.15. Cálculo de la carga actuante en la dirección de P₂.

$$\cos(63) = \frac{A_2}{P_2} \Rightarrow P_2 = \frac{A_2}{\cos(63)} = \frac{472.50KN}{\cos(63)} = 1,040.77KN \cong 233.88kips$$

El puntal **2** tiene una longitud de $L = 8.94m = L_x = L_y$, se considera que los apoyos del puntal será empotrado en ambos extremos por lo que según la figura 5.30 el factor de longitud efectiva es de $K = 0.65 = K_x = K_y$, de lo que resulta:

$$K_x L_x = 0.65(8.94m) = 5.81m (19.06ft); K_y L_y = 0.65(8.94m) = 5.81m (19.06ft)$$

Así como también se diseñara para un esfuerzo de fluencia del acero de $f_y = 350MPa$

Al entrar a la tabla de cargas en columnas (tabla 4-2 del LRFDM) para la serie W10 con un valor de $KL = K_y L_y = 5.81m (19.06 ft)$, se observa que una **W10X49** provee una resistencia de diseño en el eje menor P_{dy} de un valor aproximado de **1,507.39KN (338.054kips)** y tiene un valor r_x/r_y de **1.71**.

La longitud efectiva equivalente para el pandeo del eje mayor es:

$(K_x L_x)_y = 5.81/1.71 = 3.40\text{m}$ (11.15ft) ya que $(K_x L_x)_y = 3.40\text{m} < K_y L_y = 5.81\text{m}$, por lo que controla el pandeo del eje menor. Por lo tanto es adecuado seleccionar una **W10X49**.

Revisión de la relación ancho-groeso de los elementos placa

De la tabla de propiedades de los perfiles 1-39 del LRFDM, $\lambda_f=8.90$ y $\lambda_w=23.10$.

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2t_f} = 8.90 < \lambda_{rf} = 0.56\sqrt{\frac{200\,000}{350}} = 13.39 \text{ Adecuado}$$

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = 23.10 < \lambda_{rw} = 1.49\sqrt{\frac{200\,000}{350}} = 35.62 \text{ Adecuado}$$

Usando la herramienta en Excel para una sección **W10X49** resulta una carga de diseño de $\Phi P_d = 1,501.18 \text{ KN}$.

Diseño por cortante del puntal inclinado 2

Para el diseño por cortante aplicando la metodología LRFD, debemos encontrar la fuerza cortante máxima actuante en el puntal; en el caso de un puntal inclinado el cortante actuante máximo es la componente perpendicular al puntal de la carga actuante mayorizada debido a la presión del suelo ver figura E5.16.

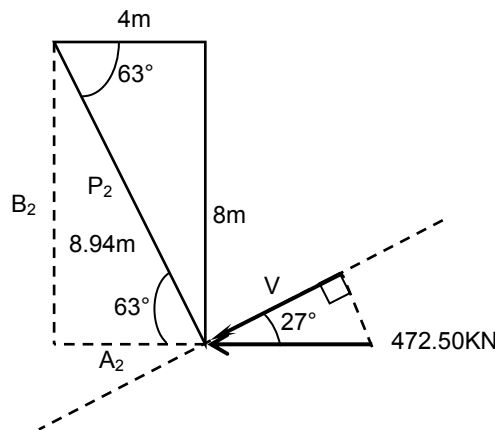


Figura E5.16. Cálculo de la carga actuante en la dirección perpendicular a P2.

Por geometría encontramos el cortante actuante en el puntal con la siguiente expresión:

$$\cos(27) = \frac{V}{A_2} \Rightarrow V_u = A_2 \cos(27) = 472.50\text{KN} * \cos(27) = 421.00\text{KN}$$

El cortante actuante es de **421.00KN**, luego para la revisión por cortante, recurrimos a la tabla 1-38 del Manual de Construcción del Acero para seleccionar los datos correspondientes a las dimensiones de la sección del perfil **W10X49**, los cuales se muestran a continuación:

Altura del perfil, $d = 253.49\text{mm}$ (9.98 in)

Espesor del alma, $t_w = 8.64\text{mm}$ (0.34 in)

Ancho del patín, $b_f = 254\text{mm}$ (10.00 in)

Espesor del patín, $t_f = 14.22\text{mm}$ (0.56 in)

Ahora debemos calcular el cortante resistente de diseño, V_d , en este caso el cortante último es una fuerza lateral que actúa en los patines del perfil, por lo que para el cálculo del cortante de diseño viene dado por la siguiente expresión:

$$\phi_s V_n = 0.6 \times 10^{-3} \phi_s f_y A_f \Rightarrow 0.6 \times 10^{-3} \phi_s f_y 2b_f t_f \geq V_u$$

Sustituyendo datos, tenemos:

$$\phi_s V_n = 0.6 \times 10^{-3} \phi_s f_y 2b_f t_f = 0.6 \times 10^{-3} (0.9)(350) * 2(254.00)(14.22) = 1,365.29\text{KN}$$

$$V_d > V_u \Rightarrow 1,365.29\text{KN} > 421.00\text{KN} \Rightarrow \text{OK!}$$

Dado que el cortante resistente de diseño es mayor que el cortante actuante mayorizado, entonces podemos decir que la sección seleccionada cumple con el diseño por cortante.

Se observa que la sección **W10X49** es la sección satisfactoria con una carga de diseño **$\phi P_d = 1,507.39\text{KN} > P_{req} = 1,040.77\text{KN}$ OK!**

Diseño del puntal con tres apoyos (según figura E5.12 es el puntal 3) debido a que tiene en cada extremo 2 puntales inclinados a **45°** que disminuyen la longitud efectiva del puntal recto en la dirección del eje menor "eje Y", y que cada puntal inclinado

transmite al puntal recto una carga equivalente al **50%** de la carga en el apoyo donde se interceptan los dos elementos inclinados; por lo tanto al realizar el análisis para el puntal recto se observa que tiene una longitud de área tributaria de **8m**, con esta longitud se toma en cuenta el aporte de los dos puntales inclinados utilizando un factor de mayoración de carga $\Gamma_w = 1.5$ se tiene:

$$P_3 = 105 \frac{KN}{m} (8m)(1.5) \Rightarrow P_3 = 1260.00KN \cong 283.15kips$$

Debido a que el puntal **3** tiene soporte lateral solo en la dirección del eje menor “eje y” en la dirección del “eje x” tiene una longitud de $L_x = 18m$ y en la dirección del “eje y” $L_y = 10m$, se considera que los apoyos del puntal serán empotrados en ambos extremos por lo que según la figura 5.30 el factor de longitud efectiva es de $K = 0.65 = K_x = K_y$, de lo que resulta:

$$K_x L_x = 0.65(18m) = 11.70m (38.39ft); K_y L_y = 0.65(10m) = 6.50m (21.33ft)$$

Así como también se diseñara para un esfuerzo de fluencia del acero de $f_y = 350MPa$
Al entrar a la tabla de cargas en columnas (tabla 4-2 del LRFDM) para la serie W10 con un valor de $KL = K_y L_y = 6.50m (21.33ft)$, se observa que una **W10X60** provee una resistencia de diseño en el eje menor P_{dy} de un valor aproximado de **1,612.77 KN (362.42 kips)** y tiene un valor r_x/r_y de **1.71**.

La longitud efectiva equivalente para el pandeo del eje mayor es:

$(K_x L_x)_y = 11.70/1.71 = 6.84m (22.45ft)$ ya que $(K_x L_x)_y = 6.84m > k_y L_y = 6.50m$ por lo que controla el pandeo del eje mayor.

Al entrar de nuevo a la tabla de cargas en columnas con una longitud efectiva $KL = (K_x L_x)_y = 22.45 ft$, se observa que la columna **W10X60** provee una resistencia de diseño en el eje mayor P_{dx} de un valor aproximado de **1,492.66 KN (335.43 kips)**. Por lo tanto se selecciona para la carga de diseño la carga mínima de ambos ejes.

$$P_d = P_{min}(P_{dx}, P_{dy}) = \min(1,492.66, 1,612.77) KN = \Phi P_d = 1,492.66 KN > P_{req} = 1,260.00 KN, OK!$$

Revisión de la relación ancho-grueso de los elementos placa

De la tabla de propiedades de los perfiles 1-39 del LRFDM, $\lambda_f = 7.40$ y $\lambda_w = 18.70$.

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2t_f} = 7.40 < \lambda_{rf} = 0.56 \sqrt{\frac{200\,000}{350}} = 13.37 \text{ Adecuado}$$

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = 18.70 < \lambda_{rw} = 1.49 \sqrt{\frac{200\,000}{350}} = 35.62 \text{ Adecuado}$$

Se observa que la sección **W10X60** es la sección satisfactoria con una carga de diseño **$\Phi P_d = 1,492.66\text{KN} > P_{req} = 1,260.00\text{KN OK!}$**

Usando la herramienta en Excel para una sección **W10x60** resulta una carga de diseño de **$\Phi P_d = 1,486.57\text{KN}$**

Para el puntal **4** se tiene una longitud de área tributaria de **4m**, utilizando un factor de mayoración de carga **$\Gamma_w = 1.5$** se tiene:

$$P' = 105 \frac{\text{KN}}{\text{m}} (4\text{m})(1.5) \Rightarrow P' = 630\text{KN}$$

Transformando la carga “**p**” a la carga actuante en la dirección del puntal “**P₄**” como se muestra en la figura E5.17.

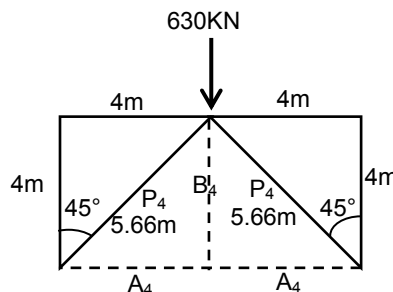


Figura E5.17. Cálculo de la carga actuante en la dirección de P4.

De acuerdo a la figura anterior la cual muestra la geometría de los puntales inclinados a **45°** (puntal 4) los cuales sirven de soporte lateral al puntal recto (puntal 3).

$$\text{sen}(45) = \frac{B_4}{P_4} \Rightarrow P_4 = \frac{B_4}{\text{sen}(45)} = \frac{630\text{KN}}{\text{sen}(45)} = 890.95\text{KN} \cong 200.21\text{kips}$$

El puntal **4** tiene una longitud de $L = 5.66\text{m} = L_x = L_y$, se considera que los apoyos del puntal será empotrado en ambos extremos por lo que según la figura 5.30 el factor de longitud efectiva es de $K = 0.65 = K_x = K_y$, de lo que resulta:

$K_x L_x = 0.65(5.66\text{m}) = 3.68\text{m} (12.07 \text{ ft})$; $K_y L_y = 0.65(5.66\text{m}) = 3.68\text{m} (12.07 \text{ ft})$. Así como también se diseñara para un esfuerzo de fluencia del acero de $f_y = 350 \text{ MPa}$

Al entrar a la tabla de cargas en columnas (tabla 4-2 del LRFDM) para la serie **W10** con un valor de $KL = K_y L_y = 3.68\text{m} (12.07 \text{ ft})$, se observa que una **W10X39** provee una resistencia de diseño en el eje menor P_{dy} de un valor aproximado de **1,470.55 KN (330.46 kips)** y tiene un valor r_x/r_y de **2.16**.

La longitud efectiva equivalente para el pandeo del eje mayor es:

$(K_x L_x)_y = 3.68/2.16 = 1.70\text{m} (5.59 \text{ ft})$ ya que $(K_x L_x)_y = 1.70\text{m} < K_y L_y = 3.68\text{m}$, por lo que controla el pandeo del eje menor. Por lo tanto es adecuado seleccionar una **W10X39**.

Revisión de la relación ancho-groeso de los elementos placa

De la tabla de propiedades de los perfiles 1-39 del LRFDM, $\lambda_f = 9.10$ y $\lambda_w = 27.10$.

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2t_f} = 9.10 < \lambda_{rf} = 0.56 \sqrt{\frac{200\,000}{350}} = 13.37 \text{ Adecuado}$$

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = 27.10 < \lambda_{rw} = 1.49 \sqrt{\frac{200\,000}{350}} = 35.62 \text{ Adecuado}$$

Usando la herramienta en Excel para una sección **W10x39** resulta una carga de diseño de $\Phi P_d = 1,468.11 \text{ KN}$

Diseño por cortante del puntal inclinado 4

Para el diseño por cortante aplicando la metodología LRFD, debemos encontrar la fuerza cortante máxima actuante en el puntal; en el caso del puntal inclinado 4 el cortante actuante máximo es la misma carga axial actuante mayorizada debido a la presión del suelo por estar actuando a 45° , Ver figura E5.17.

Por lo tanto el cortante actuante es de **890.95KN**, luego para la revisión por cortante, recurrimos a la tabla 1-38 del Manual de Construcción del Acero para seleccionar los datos correspondientes a las dimensiones de la sección del perfil **W10X39**, los cuales se muestran a continuación:

Altura del perfil, $d = 251.97\text{mm}$ (9.92 in)

Espesor del alma, $t_w = 8.00\text{mm}$ (0.315 in)

Ancho del patín, $b_f = 202.82\text{mm}$ (7.985 in)

Espesor del patín, $t_f = 13.46\text{mm}$ (0.53 in)

Ahora debemos calcular el cortante resistente de diseño, V_d , en este caso el cortante último es una fuerza lateral que actúa en los patines del perfil, por lo que para el cálculo del cortante de diseño viene dado por la siguiente expresión:

$$\phi_s V_n = 0.6 \times 10^{-3} \phi_s f_y A_f \Rightarrow 0.6 \times 10^{-3} \phi_s f_y 2b_f t_f \geq V_u$$

Sustituyendo datos, tenemos:

$$\phi_s V_n = 0.6 \times 10^{-3} \phi_s f_y 2b_f t_f = 0.6 \times 10^{-3} (0.9)(350) * 2(202.82)(13.46) = 1,031.92\text{KN}$$

$$V_d > V_u \Rightarrow 1,031.92\text{KN} > 890.95\text{KN} \Rightarrow \text{OK!}$$

Dado que el cortante resistente de diseño es mayor que el cortante actuante mayorizado, entonces podemos decir que la sección seleccionada cumple con el diseño por cortante.

Se observa que la sección **W10X39** es la sección satisfactoria con una carga de diseño **$\Phi P_d = 1,470.55\text{KN} > P_{req} = 890.95\text{KN}$, OK!**

*Por motivos de proceso constructivo y uniformizar, los puntales a colocar en la estructura de apuntalamiento gigante para este diseño será el más pesado **W10X60**.*

DISEÑO DE LARGUERO

Diseño por flexión del larguero

Para el diseño por flexión debemos encontrar el máximo momento actuante en el larguero y para ello debemos multiplicar la mayor carga de los puntales ($P_A = 105 \text{ KN/m}$), por la separación entre cada puntal ($S_H = 4.0\text{m}$), tal como se muestra en la siguiente expresión:

$$M_{\max} = \frac{P_A \times S^2}{8} = \frac{(105.0)(4.0)^2}{8} = 210.0 \text{ KN.m}, \quad (153.76 \text{ Kips.ft})$$

Ahora debemos encontrar el momento último actuante, el cual se obtiene de multiplicar el momento máximo por un factor de carga AASHTO para mayorizar el momento. Para nuestro caso, dado que se trata de un sistema de retención, se usará un factor de carga $\Gamma_{EH} = 1.5$ para presión activa de tierras:

$$M_u = M_{\max} \Gamma_{EH} = (210.0)(1.5) = 315.0 \text{ KN.m} \quad (230.64 \text{ kips.ft})$$

Ahora, siguiendo la metodología de diseño de estructuras de acero, calculamos el módulo de sección plástico requerido, Z_{Xreq} , asumiendo un perfil compacto (se considerará utilizar un perfil cuyo esfuerzo de fluencia, f_y , sea de **350 MPa**):

$$Z_{Xreq} = \frac{M_u \times 10^6}{\phi_f f_y}$$

En donde el factor de resistencia por flexión, ϕ_f , es de **0.90**. Entonces tenemos:

$$Z_{Xreq} = \frac{M_u \times 10^6}{\phi_f f_y} = \frac{(315.0 \times 10^6)}{(0.90)(350)} = 1 \times 10^6 \text{ mm}^3 \quad (61.1 \text{ in}^3)$$

Luego, debemos encontrar un perfil cuyo módulo de sección plástico, Z_x , sea mayor que el calculado. Para ello recurrimos a la tabla 4-19 del Manual de Construcción del Acero del LRFD y seleccionamos el perfil **W12X50**, que cuenta con las siguientes características:

Módulo de sección plástico, $Z_x = 72.4 \text{ in}^3 = 1.19 \times 10^6 \text{ mm}^3$

Momento plástico, $\Phi_f M_{px} = 272.0 \text{ kips.ft} = 368.78 \text{ KN-m}$

Longitud límite sin refuerzo lateral para flexión plástica, $L_p = 6.9 \text{ ft} = 2.10 \text{ m}$.

Longitud límite sin soporte lateral para pandeo lateral inelástico, $L_r = 21.7 \text{ ft} = 6.61\text{m}$

Factor de viga, $BF = 5.25 \text{ kips} = 23.52 \text{ KN}$

CAPITULO V
METODO DE APUNTALAMIENTO GIGANTE

LOAD FACTOR DESIGN SELECTION TABLE											
For shapes used as beams											
$\phi_b = 0.90$											
Z_x											
$F_y = 36 \text{ ksi}$					Z_x	Shape	$F_y = 50 \text{ ksi}$				
BF	L_r	L_p	$\phi_b M_r$	$\phi_b M_p$			$\phi_b M_p$	$\phi_b M_r$	L_p	L_r	BF
Kips	Ft	Ft	Kip-ft	Kip-ft			in. ³	Kip-ft	Kip-ft	Ft	Ft
12.7	16.6	5.6	222	362	134	W24×55	503	342	4.7	12.9	19.6
8.08	23.2	7.0	228	359	133	W18×65	499	351	6.0	17.1	13.3
2.90	56.4	12.8	230	356	132	W12×87	495	354	10.9	38.4	5.12
2.00	77.4	11.0	218	351	130	W10×100	488	336	9.4	50.8	3.66
5.57	32.3	10.3	228	351	130	W16×67	488	351	8.7	23.8	9.02
11.3	17.3	5.6	216	348	129	W21×57	484	333	4.8	13.1	18.0
4.10	40.0	10.3	218	340	126	W14×74	473	336	8.8	28.0	7.12
7.91	22.4	7.0	211	332	123	W18×60	461	324	6.0	16.7	12.8
2.88	51.8	12.7	209	321	119	W12×79	446	321	10.8	35.7	5.03
4.05	37.3	10.3	201	311	115	W14×68	431	309	8.7	26.4	6.91
1.97	68.4	11.0	192	305	113	W10×88	424	296	9.3	45.1	3.58
7.65	21.4	7.0	192	302	112	W18×55	420	295	5.9	16.1	12.2
10.5	16.2	5.4	184	297	110	W21×50	413	284	4.6	12.5	16.4
2.87	48.2	12.7	190	292	108	W12×72	405	292	10.7	33.6	4.93
6.43	22.8	6.7	180	284	105	W16×57	394	277	5.7	16.6	10.7
3.91	34.7	10.2	180	275	102	W14×61	383	277	8.7	24.9	6.51
7.31	20.5	6.9	173	273	101	W18×50	379	267	5.8	15.6	11.5
1.95	60.1	10.8	168	264	97.6	W10×77	366	258	9.2	39.9	3.53
2.80	44.7	12.6	171	261	96.8	W12×65 ^b	358	264	11.8	31.7	4.72
9.68	15.4	5.3	159	258	95.4	W21×44	358	245	4.5	12.0	14.9
6.18	21.3	6.6	158	248	92.0	W16×50	345	243	5.6	15.8	10.1
8.13	16.6	5.4	154	245	90.7	W18×46	340	236	4.6	12.6	13.0
4.17	28.0	8.0	152	235	87.1	W14×53	327	233	6.8	20.1	7.02
2.91	38.4	10.5	152	233	86.4	W12×58	324	234	8.9	27.0	4.96
1.93	53.7	10.8	148	230	85.3	W10×68	320	227	9.2	36.0	3.46
5.91	20.2	6.5	142	222	82.3	W16×45	309	218	5.6	15.2	9.43
7.51	15.7	5.3	133	212	78.4	W18×40	294	205	4.5	12.1	11.7
4.06	26.3	8.0	137	212	78.4	W14×48	294	211	6.8	19.2	6.70
2.85	35.8	10.3	138	210	77.9	W12×53	292	212	8.8	25.6	4.77
1.91	48.1	10.7	130	201	74.6	W10×60	280	200	9.1	32.6	3.38
5.54	19.3	6.5	126	197	72.9	W16×40	273	194	5.6	14.7	8.67
3.06	30.8	8.2	126	195	72.4	W12×50	272	194	6.9	21.7	5.25
1.30	64.0	8.8	118	190	70.2	W8×67	263	181	7.5	41.9	2.38
3.91	24.7	7.9	122	188	69.6	W14×43	261	188	6.7	18.2	6.32
1.89	43.9	10.7	117	180	66.6	W10×54	250	180	9.1	30.2	3.30
6.95	14.8	5.1	112	180	66.5	W18×35	249	173	4.3	11.5	10.7
3.01	28.5	8.1	113	175	64.7	W12×45	243	174	6.9	20.3	5.07
5.23	18.3	6.3	110	173	64.0	W16×36	240	170	5.4	14.1	8.08
4.41	20.0	6.5	106	166	61.5	W14×38	231	164	5.5	14.9	7.07
1.88	40.7	10.6	106	163	60.4	W10×49	227	164	9.0	28.3	3.25
1.27	56.0	8.8	101	161	59.8	W8×58	224	156	7.4	36.8	2.32
2.92	26.5	8.0	101	155	57.5	W12×40	216	156	6.8	19.3	4.82
1.96	35.1	8.4	95.7	148	54.9	W10×45	206	147	7.1	24.1	3.45

^bIndicates noncompact shape; $F_y = 50 \text{ ksi}$.

La elección de la sección de perfil **W12X50** y no de la sección **W14X38**, que es la sección inmediata superior que cumple con la condición de elección (el módulo de sección plástico del perfil seleccionado debe ser mayor que el módulo de sección requerido), obedece a que se prevé una reducción del momento plástico a un momento de diseño, debido a que la separación entre puntales, L_b , es mayor que la longitud sin soporte L_p , de la tabla anterior.

Usando la herramienta en Excel para un $Z_{xreq} = 1 \times 10^6 \text{ mm}^3$ se obtuvo una sección **W12x50** con un momento resistente de $\phi_f M_{px} = 272.0 \text{ kips.ft} = 368.78 \text{ KN.m}$.

Como $L_p = 2.10 \text{ m} < L_b = 4.0 \text{ m} < L_r = 6.61 \text{ m}$, lo que indica que debe haber una reducción en el momento de diseño (como se había provisto con anterioridad), debido a que no tiene un soporte lateral adecuado (separación entre puntales grande para desarrollar toda la capacidad del perfil). Por lo tanto, el momento de diseño viene dado por la siguiente expresión:

$$M_d = \phi_f M_n = \min[C_f M_{dl}^o, \phi_f M_{px}] \Rightarrow M_d > M_u$$

Ahora debemos encontrar la resistencia a la flexión de un segmento de viga bajo momento uniforme para $L_p < L_b < L_r$, mediante la siguiente expresión:

$$M_{dl}^o = \phi_f M_{px} - BF(L_b - L_p)$$

$$M_{dl}^o = 368.78 - (23.52)(4.0 - 2.10) = 324.09 \text{ KN.m} \quad (240.07 \text{ kips.ft})$$

Sustituyendo los valores en la ecuación del momento de diseño y para un valor de $C_f = 1.0$, ya que el diagrama de presión es uniforme a largo de todo el elemento, tenemos:

$$M_d = \phi_f M_n = \min[C_f M_{dl}^o, \phi_f M_{px}]$$

$$M_d = \phi_f M_n = \min[(1.0)(324.09), 368.78] \Rightarrow M_d = 324.09 \text{ KN.m}$$

$$M_d > M_u \Rightarrow 324.09 \text{ KN.m} > 315.0 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{OK!}$$

Dado que el momento de diseño es mayor que el momento actuante mayorizado, entonces podemos decir que la sección seleccionada cumple con el diseño por flexión.

Diseño por cortante del larguero

Para el diseño por cortante aplicando la metodología LRFD, debemos encontrar la fuerza cortante máxima actuante en el larguero y para ello debemos utilizar la siguiente expresión:

$$V_{\max} = \frac{P_A \times S}{2} = \frac{105.0 \times 4.0}{2} = 210.0 \text{ KN}$$

Ahora debemos encontrar el cortante último actuante, el cual se obtiene de multiplicar el cortante máximo por un factor de carga AASHTO para mayorizarlo. Para nuestro caso, dado que se trata de un sistema de retención, se usará un factor de carga $\Gamma_{EH} = 1.5$ para presión activa de tierras:

$$V_u = V_{\max} \Gamma_{EH} = (210)(1.5) = 315.0 \text{ KN} \quad (70.31 \text{ kips})$$

Luego, para la revisión por cortante, recurrimos a la tabla 1-36 del Manual de Construcción del Acero para seleccionar los datos correspondientes a las dimensiones de la sección del perfil **W12X50**, los cuales se muestran a continuación y en la figura E5.18.

Altura del perfil, $d = 12.19 \text{ in} = 309.63 \text{ mm}$

Espesor del alma, $t_w = 0.370 \text{ in} = 9.398 \text{ mm}$

Ancho del patín, $b_f = 8.08 \text{ in} = 205.232 \text{ mm}$

Espesor del patín, $t_f = 0.640 \text{ in} = 16.256 \text{ mm}$

Distancia libre entre patines menos el filete, $T = h = 9.5 \text{ in} = 241.3 \text{ mm}$

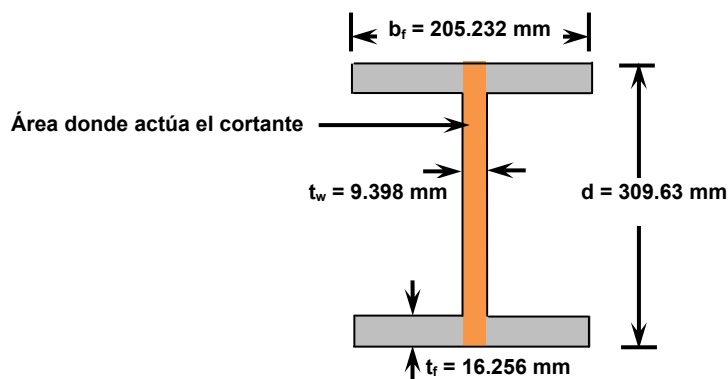
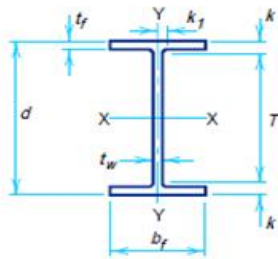


Figura E5.18. Dimensiones y área sometida a cortante para un perfil W.



W SHAPES
Dimensions

Designation	Area A in. ²	Depth d in.		Web			Flange			Distance			
				Thickness t _w in.		t _w / 2 in.	Width b _f in.		Thickness t _f in.	T in.	k in.	k ₁ in.	
W12×336*	98.8	16.82	16 ⁷ / ₈	1.775	1 ³ / ₄	7 ⁷ / ₈	13.385	13 ³ / ₈	2.955	2 ¹⁵ / ₁₆	9 ¹ / ₂	3 ¹ / ₁₆	1 ¹ / ₂
×305*	89.6	16.32	16 ³ / ₈	1.625	1 ⁵ / ₈	1 ³ / ₁₆	13.235	13 ¹ / ₄	2.705	2 ¹ / ₁₆	9 ¹ / ₂	3 ⁷ / ₁₆	1 ⁷ / ₁₆
×279*	81.9	15.85	15 ⁷ / ₈	1.530	1 ¹ / ₂	3 ³ / ₄	13.140	13 ¹ / ₈	2.470	2 ¹ / ₂	9 ¹ / ₂	3 ³ / ₁₆	1 ³ / ₈
×252*	74.1	15.41	15 ³ / ₈	1.395	1 ³ / ₈	1 ¹ / ₁₆	13.005	13	2.250	2 ¹ / ₄	9 ¹ / ₂	2 ¹⁵ / ₁₆	1 ⁵ / ₁₆
×230*	67.7	15.05	15	1.285	1 ⁵ / ₁₆	1 ¹ / ₁₆	12.895	12 ⁷ / ₈	2.070	2 ¹ / ₁₆	9 ¹ / ₂	2 ³ / ₄	1 ¹ / ₄
×210*	61.8	14.71	14 ³ / ₄	1.180	1 ³ / ₁₆	5 ⁸ / ₁₆	12.790	12 ³ / ₄	1.900	1 ⁷ / ₈	9 ¹ / ₂	2 ⁵ / ₈	1 ¹ / ₄
×190	55.8	14.38	14 ³ / ₈	1.060	1 ¹ / ₁₆	9 ¹⁶ / ₁₆	12.670	12 ⁵ / ₈	1.735	1 ³ / ₄	9 ¹ / ₂	2 ⁷ / ₁₆	1 ³ / ₁₆
×170	50.0	14.03	14	0.960	1 ⁵ / ₁₆	1 ² / ₂	12.570	12 ⁵ / ₈	1.560	1 ⁹ / ₁₆	9 ¹ / ₂	2 ¹ / ₄	1 ¹ / ₈
×152	44.7	13.71	13 ³ / ₄	0.870	7 ⁸ / ₁₆	7 ¹⁶ / ₁₆	12.480	12 ¹ / ₂	1.400	1 ³ / ₈	9 ¹ / ₂	2 ¹ / ₈	1 ¹ / ₁₆
×136	39.9	13.41	13 ³ / ₈	0.790	1 ³ / ₁₆	7 ¹⁶ / ₁₆	12.400	12 ³ / ₈	1.250	1 ¹ / ₄	9 ¹ / ₂	1 ¹⁵ / ₁₆	1
×120	35.3	13.12	13 ¹ / ₈	0.710	1 ¹ / ₁₆	3 ⁸ / ₁₆	12.320	12 ³ / ₈	1.105	1 ¹ / ₈	9 ¹ / ₂	1 ¹³ / ₁₆	1
×106	31.2	12.89	12 ⁷ / ₈	0.610	5 ⁸ / ₁₆	5 ¹⁶ / ₁₆	12.220	12 ¹ / ₄	0.990	1	9 ¹ / ₂	1 ¹¹ / ₁₆	1 ¹⁵ / ₁₆
×96	28.2	12.71	12 ³ / ₄	0.550	9 ¹⁶ / ₁₆	5 ¹⁶ / ₁₆	12.160	12 ¹ / ₈	0.900	7 ⁸ / ₁₆	9 ¹ / ₂	1 ⁵ / ₈	7 ⁸ / ₁₆
×87	25.6	12.53	12 ¹ / ₂	0.515	1 ² / ₂	1 ⁴ / ₄	12.125	12 ¹ / ₈	0.810	1 ³ / ₁₆	9 ¹ / ₂	1 ¹ / ₂	7 ⁸ / ₁₆
×79	23.2	12.38	12 ³ / ₈	0.470	1 ² / ₂	1 ⁴ / ₄	12.080	12 ¹ / ₈	0.735	3 ⁴ / ₁₆	9 ¹ / ₂	1 ⁷ / ₁₆	7 ⁸ / ₁₆
×72	21.1	12.25	12 ¹ / ₄	0.430	7 ¹⁶ / ₁₆	1 ⁴ / ₄	12.040	12	0.670	1 ¹ / ₁₆	9 ¹ / ₂	1 ³ / ₈	7 ⁸ / ₁₆
×65	19.1	12.12	12 ¹ / ₈	0.390	3 ⁸ / ₁₆	3 ¹⁶ / ₁₆	12.000	12	0.605	5 ⁸ / ₁₆	9 ¹ / ₂	1 ¹⁵ / ₁₆	1 ¹³ / ₁₆
W12×58	17.0	12.19	12 ¹ / ₄	0.360	3 ⁸ / ₁₆	3 ¹⁶ / ₁₆	10.010	10	0.640	5 ⁸ / ₁₆	9 ¹ / ₂	1 ³ / ₈	1 ¹³ / ₁₆
×53	15.6	12.06	12	0.345	3 ⁸ / ₁₆	3 ¹⁶ / ₁₆	9.995	10	0.575	9 ¹⁶ / ₁₆	9 ¹ / ₂	1 ¹ / ₄	1 ¹³ / ₁₆
W12×50	14.7	12.19	12 ¹ / ₄	0.370	3 ⁸ / ₁₆	3 ¹⁶ / ₁₆	8.080	8 ¹ / ₈	0.640	5 ⁸ / ₁₆	9 ¹ / ₂	1 ³ / ₈	1 ¹³ / ₁₆
×45	13.2	12.06	12	0.335	9 ¹⁶ / ₁₆	3 ¹⁶ / ₁₆	8.045	8	0.575	9 ¹⁶ / ₁₆	9 ¹ / ₂	1 ¹ / ₄	1 ¹³ / ₁₆
×40	11.8	11.94	12	0.295	5 ¹⁶ / ₁₆	3 ¹⁶ / ₁₆	8.005	8	0.515	1 ² / ₂	9 ¹ / ₂	1 ¹ / ₄	3 ⁴ / ₄
W12×35	10.3	12.50	12 ¹ / ₂	0.300	5 ¹⁶ / ₁₆	3 ¹⁶ / ₁₆	6.560	6 ¹ / ₂	0.520	1 ² / ₂	10 ¹ / ₂	1	9 ¹⁶ / ₁₆
×30	8.79	12.34	12 ³ / ₈	0.260	1 ⁴ / ₄	1 ⁸ / ₈	6.520	6 ¹ / ₂	0.440	7 ¹⁶ / ₁₆	10 ¹ / ₂	1 ¹⁵ / ₁₆	1 ¹ / ₂
×26	7.65	12.22	12 ¹ / ₄	0.230	1 ⁴ / ₄	1 ⁸ / ₈	6.490	6 ¹ / ₂	0.380	3 ⁸ / ₁₆	10 ¹ / ₂	7 ⁸ / ₁₆	1 ¹ / ₂
W12×22	6.48	12.31	12 ¹ / ₄	0.260	1 ⁴ / ₄	1 ⁸ / ₈	4.030	4	0.425	7 ¹⁶ / ₁₆	10 ¹ / ₂	7 ⁸ / ₁₆	1 ¹ / ₂
×19	5.57	12.16	12 ¹ / ₈	0.235	1 ⁴ / ₄	1 ⁸ / ₈	4.005	4	0.350	3 ⁸ / ₁₆	10 ¹ / ₂	1 ¹³ / ₁₆	1 ¹ / ₂
×16	4.71	11.99	12	0.220	1 ⁴ / ₄	1 ⁸ / ₈	3.990	4	0.265	1 ⁴ / ₄	10 ¹ / ₂	3 ⁴ / ₄	1 ¹ / ₂
×14	4.16	11.91	11 ⁷ / ₈	0.200	3 ¹⁶ / ₁₆	1 ⁸ / ₈	3.970	4	0.225	1 ⁴ / ₄	10 ¹ / ₂	1 ¹ / ₁₆	1 ¹ / ₂

Ahora debemos calcular el cortante resistente de diseño, V_d , el cual viene dado por la siguiente expresión:

$$V_d = \phi_s V_N = 0.6 \times 10^{-3} \phi_s f_y dt_w \Rightarrow V_d > V_u$$

Sustituyendo datos, tenemos:

$$V_d = \phi_s V_N = 0.6 \times 10^{-3} \phi_s f_y dt_w = 0.6(0.90)(350.0)(309.63)(9.398) = 549.97 \text{ KN} \quad (123.64 \text{ kips})$$

$$V_d > V_u \Rightarrow 549.97 \text{ KN} > 315.00 \text{ KN} \Rightarrow \text{OK!}$$

Dado que el cortante resistente de diseño es mayor que el cortante actuante mayorizado, entonces podemos decir que la sección seleccionada cumple con el diseño por cortante.

Revisión de pandeo local en el larguero

Para revisar el pandeo local en el larguero, calculamos el parámetro de esbeltez para el patín, λ_f :

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{205.232}{2(16.256)} = 6.313$$

Ahora calculamos el parámetro de esbeltez para el alma, λ_w :

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = \frac{241.3}{9.398} = 25.68$$

Posteriormente, debemos calcular el parámetro limitante de esbeltez para el patín, λ_{pf} :

$$\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{2000000}{350}} = 9.08$$

También calculamos el parámetro limitante de esbeltez para el alma, λ_{pw} :

$$\lambda_{pw} = 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3.76 \sqrt{\frac{2000000}{350}} = 89.88$$

Comparando los parámetros de esbeltez para el patín y el alma, tenemos:

$$\lambda_f < \lambda_{pf} \Rightarrow 6.313 < 9.08 \Rightarrow OK!$$

$$\lambda_w < \lambda_{pw} \Rightarrow 25.68 < 89.88 \Rightarrow OK!$$

Una vez revisadas los parámetros podemos concluir que la sección es compacta, por lo tanto la sección no se pandeará antes que alcance la resistencia de diseño, tal como se supuso al principio y sobre todo, el perfil es adecuado.

De la hoja de Excel se tiene que la sección de perfil **W12x50** es adecuada a cortante y pandeo local.

Revisión de capacidad axial del sistema de soldier beams

Evaluaremos la capacidad axial del sistema considerando que los soldier beam han sido colocados en agujeros previamente perforados con un diámetro, $D_a = 0.5 \text{ m}$ y luego son rellenos con una lechada de bentonita. Dado lo anterior, para este ejemplo debemos *hacer 2 análisis*, el primero considerando que la capacidad axial se debe a que el eje perforado actúa como una sola unidad estructural. El segundo análisis consiste en que el soldier beam se punzona a través de la mezcla bentonítica, lo que conlleva a que no se genere una transferencia efectiva de carga al suelo circundante.

Antes de realizar los análisis correspondientes, debemos calcular las cargas axiales que están siendo aplicadas en los soldier beams, como son el peso propio, el peso de los largueros, el peso del revestimiento de madera, así como el peso de la lechada estructural de bentonita que se aplicará a lo largo del agujero perforado de **0.50 m**.

Procederemos a calcular el peso de la lechada de bentonita en todo el agujero perforado, suponiendo una profundidad de empotramiento, d , de **2.50 m**. Como se definió al inicio, el peso volumétrico de la lechada se estima en $\gamma_{Lechada} = 22.76 \text{ KN/m}^3$.

$$\text{Peso de lechada} = \gamma_{Lechada} A_{\text{agujero}} (H + d)$$

Donde:

$$A_{\text{agujero}} = \frac{\pi D_a^2}{4} = \frac{\pi (0.50)^2}{4} = 0.196 \text{ m}^2$$

Entonces, el peso de la lechada es el siguiente:

$$\text{Peso de lechada} = (22.76)(0.196)(10 + 2.5) = 55.76 \text{ KN}$$

Ahora debemos calcular el peso de lechada que será removida al momento de la instalación de las tablas de madera para el revestimiento del sistema, pero para ello debemos hacer los cálculos trigonométricos respectivos, mediante la referencia de la figura E5.19:

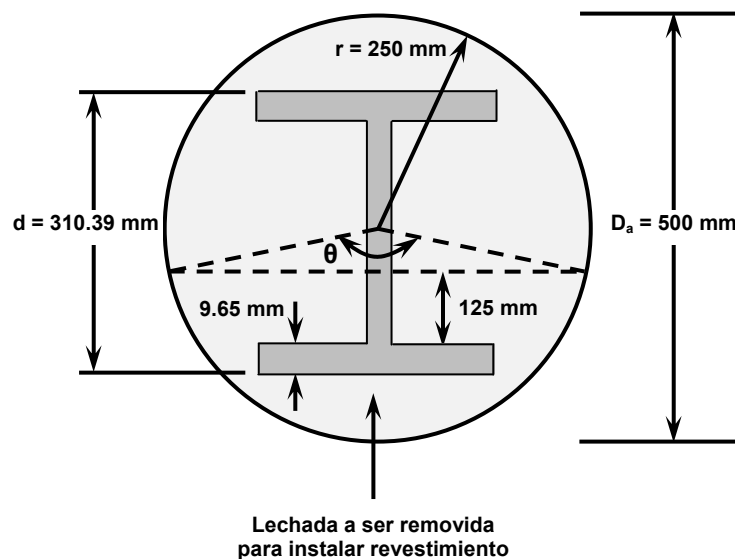


Figura E5.19. Segmento circular de lechada a ser removido.

Entonces, de acuerdo a la figura anterior, tenemos:

$$\theta = 2 \left[\cos^{-1} \left(\frac{\text{Mitad de peralte de perfil} - \text{espesor de patín} - \text{peralte de pantalla}}{\text{radio de agujero}} \right) \right]$$

$$\theta = 2 \left[\cos^{-1} \left(\frac{155.195 - 9.65 - 125}{250} \right) \right] = 170.57^\circ$$

Entonces, el segmento de área es el siguiente:

$$\text{Segmento de área} = \pi r^2 \left(\frac{\theta}{360} \right) - r^2 \left(\frac{\text{sen} \theta}{2} \right)$$

$$\text{Segmento de área} = \pi (0.25)^2 \left(\frac{170.57}{360} \right) - (0.25)^2 \left(\frac{\text{sen} 170.57}{2} \right) = 0.088 \text{ m}^2$$

Una vez calculada el área, se calcula el peso a remover de lechada, considerando que el peso que será removido solamente es en la parte expuesta del muro ($H = 10 \text{ m}$), ya que en la parte empotrada siempre habrá lechada:

$$\text{Peso removido de lechada} = \gamma_{\text{Lechada}} H (\text{segmento de área})$$

$$\text{Peso removido de lechada} = (22.76)(10)(0.088) = 20.03 \text{ KN}$$

Ahora calculamos el peso efectivo de la lechada:

$$\text{Peso efectivo de lechada} = \text{Peso de lechada} - \text{Peso removido de lechada}$$

$$\text{Peso efectivo de lechada} = 55.76 - 20.03 = 35.73 \text{ KN}$$

Luego procedemos a calcular el peso del soldier beam. El perfil de acero utilizado como soldier beam **W12X26** tiene un peso nominal de $0.38 \text{ KN/m} = 38.7 \text{ Kg/m} = 26 \text{ lb/ft}$, por lo tanto, tenemos lo siguiente:

$$\text{Peso de soldier beam} = \text{Peso nom perfil} (H + d) = (0.38)(10 + 2.5) = 4.75 \text{ KN}$$

Posteriormente calculamos el peso de la madera que conforma la pantalla de revestimiento, considerando un peso volumétrico de la madera de $\gamma_{\text{madera}} = 7.85 \text{ KN/m}^3$ y un peralte $d = 125 \text{ mm (3.0 in)}$, respectivamente. Además, se considerará que el revestimiento actúa en un ancho tributario equivalente a la separación horizontal entre soldier beams ($S_H = 2 \text{ m}$) y que la madera sólo se colocará en la parte expuesta del muro:

$$\text{Peso de revestimiento} = \gamma_{\text{madera}} S_H d H$$

$$\text{Peso de revestimiento} = (7.85)(2)(0.125)(10) = 19.63 \text{ KN}$$

Los largueros al momento de su instalación también generan una carga axial en el soldier beam debido a su peso. Para un perfil **W12X50** el peso nominal es de **0.73 KN/m = 74.37 Kg/m = 50 lb/ft** y se considerará que a cada soldier beam le transmite una carga que actúa en un ancho equivalente a la separación horizontal entre soldier beams ($S_H = 2 \text{ m}$). Entonces, tenemos:

$$\text{Peso de perfil} = \text{Pesonom perfil} \times S_H = (0.73)(2) = 1.46 \text{ KN}$$

Los puntales también generan una carga axial en el soldier beam debido a su peso. Para un perfil **W10X60** el peso nominal es de **0.875 KN/m = 89.25 Kg/m = 60 lb/ft** y se considerará que a cada soldier beam le transmite una carga que actúa en una longitud de **18 metros**, que van a cada extremo de la excavación, considerando sólo los puntales que cruzan por completo el ancho de la excavación por ser los que más carga le transmiten a los soldier beams. Los puntales en las esquinas son de menor longitud y por lo tanto la carga axial que transmiten al soldier beam por su peso es más pequeña, por lo que no se analizarán. Entonces, tenemos:

$$\text{Peso de puntal} = \frac{(\text{Pesonom perfil} \times L)}{2} = \frac{(0.875)(18)}{2} = 7.88 \text{ KN}$$

Una vez calculadas todas las cargas, obtenemos la suma de todas ellas, lo que se define como la carga aplicada en el soldier beam. Dicha carga se obtiene de la siguiente manera:

$$Q_{apl} = \sum \text{Fuerzas axiales calculadas}$$

$$Q_{apl} = 35.73 + 4.75 + 19.63 + 1.46 + 7.88 = 69.45 \text{ KN}$$

Ahora procedemos a hacer los análisis de resistencia, tal como se muestra a continuación:

Análisis 1: Capacidad del eje perforado (actuando como una unidad estructural)

a) Resistencia última por fricción.

La resistencia última por fricción, Q_{skin} , viene dada por la siguiente expresión:

$$Q_{skin} = f_{skin} A_{skin}$$

La resistencia promedio por fricción, f_{skin} , se calcula con la siguiente expresión:

$$f_{skin} = \beta \sigma_{ave} < 192 \text{ KN/m}^2$$

$$\beta = 1.5 - 0.244 \left[\frac{(H+d)}{2} \right]^{0.5}; \quad 0.25 < \beta < 1.25$$

$$\beta = 1.5 - 0.244 \left[\frac{(10+2.5)}{2} \right]^{0.5} = 0.89 \Rightarrow 0.25 < 0.89 < 1.25 \Rightarrow \text{OK!}$$

El esfuerzo vertical promedio, σ_{ave} , se calcula de la siguiente manera:

$$\sigma_{ave} = \frac{1}{2} \gamma (H+d) = \frac{1}{2} (18)(10+2.5) = 112.5 \text{ KN/m}^2$$

Lo que resulta en:

$$f_{skin} = \beta \sigma_{ave} = (0.89)(112.5) = 100.13 \text{ KN/m}^2 < 192 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{OK!}$$

Posteriormente, calculamos el área perimetral del eje a perforar bajo la base del corte,

A_{skin} , la cual viene representada por el agujero de perforación:

$$A_{skin} = A_{cilindro} = \pi D_a d = \pi (0.50)(2.5) = 3.93 \text{ m}^2$$

Una vez realizado el cálculo del área perimetral, procedemos a calcular la resistencia última por fricción:

$$Q_{skin} = f_{skin} A_{skin} = (100.13)(3.93) = 393.51 \text{ KN}$$

b) Resistencia última en la punta.

La resistencia última en la punta viene dada por la siguiente expresión:

$$Q_{tip} = q_{tip} A_{tip}$$

Donde la resistencia última unitaria en la punta del soldier beam está dada por la correlación que se muestra en la tabla 5.5. De acuerdo con los estudios geotécnicos,

en la profundidad escogida de **2.50 m** se encontró que el valor de **N** de la prueba SPT es de **40**. Por lo tanto, tenemos:

$$q_{tip} = 57.5 N_{SPT} = 57.5(40) = 2,300 \text{ KN/m}^2$$

Luego, calculamos el área transversal de la punta del soldier beam y para ello debemos incluir el diámetro de la perforación:

$$A_{tip} = \frac{\pi D_a^2}{4} = \frac{\pi(0.50)^2}{4} = 0.196 \text{ m}^2$$

Entonces, la resistencia última en la punta, **Q_{tip}**, se calcula de la siguiente forma:

$$Q_{tip} = q_{tip} A_{tip} = (2,300)(0.196) = 450.80 \text{ KN}$$

Una vez calculada la resistencia última, tanto por fricción, como por la punta, calculamos la resistencia última combinada, **Q_{ult}**:

$$Q_{ult} = Q_{skin} + Q_{tip} = 393.51 + 450.80 = 844.31 \text{ KN}$$

La resistencia permisible, **Q_{per}**, se calcula incorporando factores de seguridad, tanto para resistencia por fricción en arenas (**FS = 2**), como para resistencia en la punta (**FS = 2.5**). Ambos factores se encuentran en la tabla 5.4.

$$Q_{per} = \frac{Q_{skin}}{FS} + \frac{Q_{tip}}{FS} = \frac{393.51}{2} + \frac{450.80}{2.5} = 377.07 \text{ KN}$$

$$Q_{per} > Q_{apl} \Rightarrow 377.07 \text{ KN} > 69.45 \text{ KN} \Rightarrow \text{OK!}$$

Dado que la resistencia permisible es mayor que las cargas aplicadas, entonces la profundidad de empotramiento es adecuada.

Análisis 2: Capacidad del soldier beam contra el punzonamiento

El soldier beam colocado en un agujero pre-excavado y relleno con lechada bentonítica tiene el potencial de no actuar como una unidad estructural en la cual la carga axial es transferida desde el perfil (soldier beam) a través de la lechada hasta el suelo circundante, pero el perfil se punzona a través de la lechada. Está comprobado

que la profundidad de empotramiento, d , puede variar en ambos análisis (Strom & Ebeling, 2001). Se recomienda que luego de hacer las pruebas respectivas de cálculo, se incline por seleccionar la profundidad más grande que resulte de ambos análisis. En nuestro caso, seleccionaremos una vez más la profundidad $d = 2.5 \text{ m}$.

a) Resistencia última por fricción.

La resistencia última por fricción está representada por la siguiente ecuación:

$$Q_{skin} = f_{skin} A_{skin}$$

En donde la resistencia unitaria por fricción, f_{skin} , para este modo de falla de punzonamiento, debe calcularse por la ecuación propuesta para soldier beams hincados en arenas:

$$f_{skin} = K \sigma_{ave} \tan \delta$$

Donde el esfuerzo vertical efectivo promedio, σ_{ave} , se calcula de la siguiente forma:

$$\sigma_{ave} = \frac{1}{2} \gamma (H + d) = \frac{1}{2} (18)(10 + 2.5) = 112.5 \text{ KN/m}^2$$

Luego tomamos un valor de $K = 2$ y $\delta = 35^\circ$, los cuales son parámetros específicos para este análisis y para el modo de falla por punzonamiento. Entonces, tenemos:

$$f_{skin} = K \sigma_{ave} \tan \delta = (2)(112.5) \tan(35^\circ) = 157.55 \text{ KN/m}^2$$

Ahora calculamos el área del bloque perimetral del perfil, A_{skin} , tomando como referencia la figura E5.20:

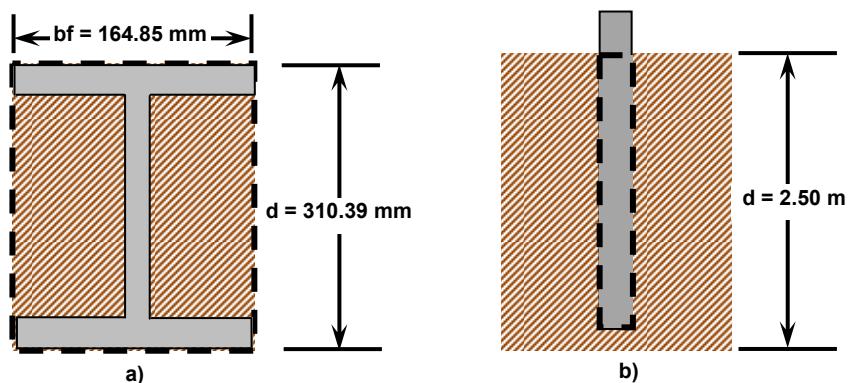


Figura E5.20. a) Perímetro de bloque formado por el perfil. b) Profundidad de empotramiento, d .

$$A_{skin} = (2b_f + 2d_{perfil})d = \left[2\left(\frac{164.85}{1000}\right) + 2\left(\frac{310.39}{1000}\right) \right] (2.5) = 2.38 \text{ m}^2$$

Entonces, la resistencia última debida a la fricción a lo largo de la profundidad de empotramiento, f_{skin} , queda de la siguiente manera:

$$Q_{skin} = f_{skin} A_{skin} = (157.55)(2.38) = 374.97 \text{ KN}$$

b) *Resistencia última en la punta.*

La resistencia última en la punta, Q_{tip} , viene dada por la siguiente ecuación:

$$Q_{tip} = q_{tip} A_{tip}$$

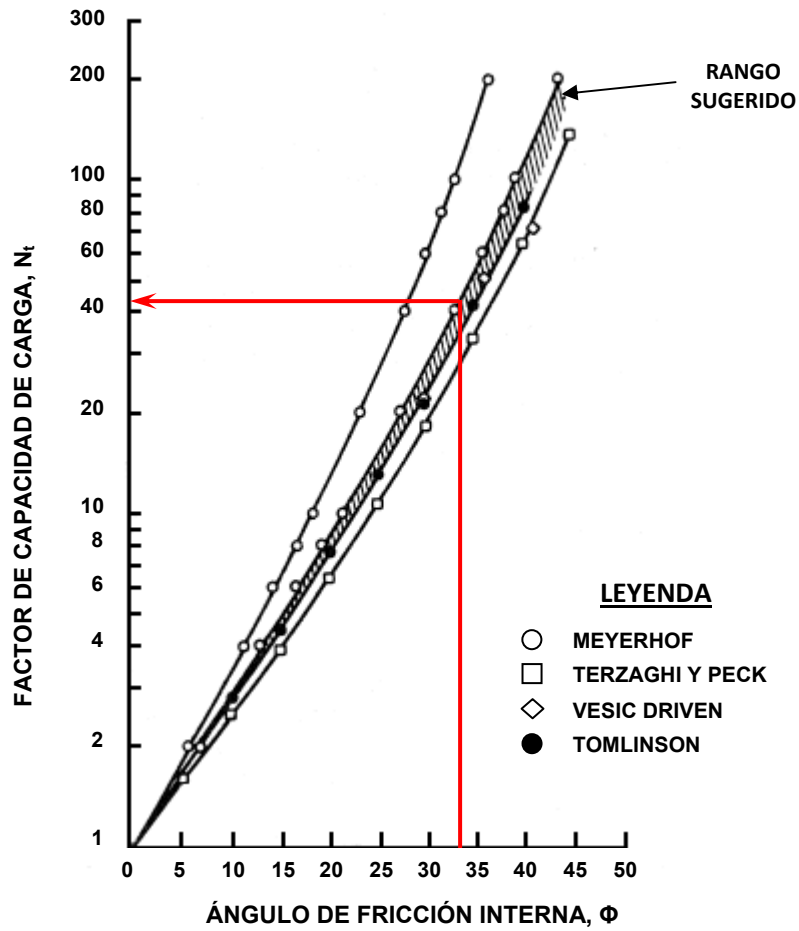
En donde la resistencia unitaria última en la punta, q_{tip} , es:

$$q_{tip} = \sigma_v N_q$$

En donde el esfuerzo vertical, σ_v , se calcula de la siguiente forma:

$$\sigma_v = \gamma d = (18)(2.5) = 45.0 \text{ KN/m}^2$$

De acuerdo a la figura 5.49 de este documento, para un valor del ángulo de fricción interna, ϕ , de **33°** y bajo los fundamentos de Meyerhof, el valor del factor de capacidad de carga, N_q , es **42**.



Entonces, tenemos:

$$q_{tip} = \sigma_v N_q = (45)(42) = 1,890 \text{ KN/m}^2$$

Ahora calculamos el área del bloque en la punta del perfil, A_{tip} , conforme a la figura E5.21:

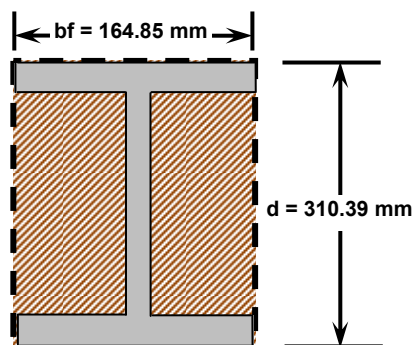


Figura E5.21. Sección transversal de la punta del bloque formado por el perfil.

$$A_{tip} = b_f d_{perfil} = \left(\frac{164.85}{1000} \right) \left(\frac{310.39}{1000} \right) = 0.051 m^2$$

La resistencia última en la punta, Q_{tip} , es:

$$Q_{tip} = q_{tip} A_{tip} = (1,890)(0.051) = 96.39 KN$$

La resistencia última combinada, Q_{ult} , es la siguiente:

$$Q_{ult} = Q_{skin} + Q_{tip} = 374.97 + 96.39 = 471.36 KN$$

La resistencia permisible, Q_{per} , se calcula incorporando factores de seguridad seleccionados en el primer análisis, tanto para resistencia por fricción en arenas ($FS = 2$), como para resistencia en la punta ($FS = 2.5$).

$$Q_{per} = \frac{Q_{skin}}{FS} + \frac{Q_{tip}}{FS} = \frac{374.97}{2} + \frac{96.39}{2.5} = 226.04 KN$$

$$Q_{per} > Q_{apl} \Rightarrow 226.04 KN > 69.45 KN \Rightarrow OK!$$

Dado que la resistencia permisible es mayor que las cargas aplicadas, entonces la profundidad de empotramiento es adecuada.

Uso de hoja de cálculo para revisión de capacidad axial del soldier beam

Para la revisión de la capacidad axial del sistema de soldier beams instalados en agujeros previamente perforados se hará uso de la hoja de cálculo titulada “Granulares”, del libro titulado “Capacidad axial soldier beam perforado (2)”.

En esta hoja, se introducen todos los datos necesarios para la realización de cálculos concernientes a la revisión de capacidad axial. Se establecen los dos análisis correspondientes a ejes perforados que fueron descritos en la sección 5.5.6 de este documento y que fueron retomados en el desarrollo del ejemplo manual. Se realizarán los cálculos proponiendo diferentes profundidades de empotramiento, que irán desde el valor $d = 0.50 m$ hasta la profundidad a la que se han realizado los cálculos manuales, $d = 2.50 m$, verificando que la capacidad permisible, Q_{per} , sea mayor que las cargas actuantes, Q_{apl} .

A continuación se presentan los resultados obtenidos en la hoja de cálculo para la revisión de la capacidad axial presentando los dos análisis, el primero que supone que lechada y soldier beam son una sola unidad estructural para la transferencia de cargas y el segundo que supone que la lechada no tiene ningún papel en la transferencia de cargas.

Es importante mencionar que los valores obtenidos de la hoja de cálculo pueden ser ligeramente diferentes a los resultados obtenidos de manera manual y esto se debe al uso de cifras significativas utilizadas.

Uso de hoja de cálculo para revisión de resistencia lateral del soldier beam

En la hoja de cálculo de Excel, titulada “*Granulares*” del libro titulado “*Resistencia lateral soldier beam*” se presentan los resultados para evaluar la resistencia lateral del soldier beam por medio de las expresiones de Wang y Reese (sección 5.5.7). La hoja determina si la profundidad de empotramiento propuesta es suficiente para generar un factor de seguridad de por lo menos **1.5**. Esta evaluación va de la mano con la evaluación de capacidad axial y si la profundidad propuesta cumple ambas evaluaciones, entonces se puede decir que dicha profundidad es adecuada, sino se deberá usar la que resulte mayor. Luego de los resultados de la evaluación de capacidad axial se presentan los resultados de la resistencia lateral.

EVALUACIÓN DE CAPACIDAD AXIAL EN SOLDIER BEAMS COLOCADOS EN AGUJEROS PERFORADOS Y RELLENADOS CON LECHADA EN SUELOS GRANULARES (REESE & O'NEILL, 1988)

ANÁLISIS 1: EL SOLDIER BEAM Y LA LECHADA ACTÚAN COMO UNA SOLA UNIDAD ESTRUCTURAL

DATOS DE SUELO Y LECHADA	
PESO VOLUMÉTRICO DEL SUELO, γ (KN/m ³)	18,00
ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA DEL SUELO, Φ	33,00°
ALTURA DEL CORTE DE EXCAVACIÓN, H (m)	10,00
DIÁMETRO DEL AGUJERO DE PERFORACIÓN, D _a (m)	0,50
PESO VOLUMÉTRICO DE LECHADA, $\gamma_{Lechada}$ (KN/m ³)	22,76

DATOS DE SOLDIER BEAM	
PESO NOMINAL DE PERFIL, (Kg/m)	38,68
ANCHO DEL PATÍN DEL PERFIL, b _f (mm)	164,85
ESPESOR DEL PATÍN DEL PERFIL, t _f (mm)	9,65
ALTURA DE LA SECCIÓN DEL PERFIL, d (mm)	310,39
SEPARACIÓN HORIZONTAL ENTRE SOLDIER BEAMS, S _H (m)	2,00

DATOS DE LA PANTALLA DE REVESTIMIENTO	
PESO VOLUMÉTRICO DE LA MADERA, γ_{mad} (KN/m ³)	7,85
ALTURA DEL CORTE QUE USARÁ MADERA, (m)	10,00
PERALTE DE LA SECCIÓN DE MADERA, d (mm)	125,00

DATOS DE LARGUERO Y PUNTAL	
PESO NOMINAL DEL LARGUERO, (Kg/m)	74,37
PESO NOMINAL DEL PUNTAL, (Kg/m)	89,25
LONGITUD DE PUNTAL, (m)	18,00

d (m)	RESISTENCIA POR FRICCIÓN					RESISTENCIA POR LA PUNTA				TOTALES		
	σ_{ave} (KN/m ²)	β	f _{skin} (KN/m ²)	A _{skin} (m ²)	Q _{skin} (KN)	N _{SPT}	q _{tip} (KN/m ²)	A _{tip} (m ²)	Q _{tip} (KN)	Q _{ult} (KN)	Q _{per} (KN)	Q _{apl} (KN)
0,5	94,50	0,94	88,92	0,79	69,84	39,00	2.242,50	0,20	440,31	510,15	211,04	59,86
1,0	99,00	0,93	91,85	1,57	144,28	38,00	2.185,00	0,20	429,02	573,30	243,75	62,28
1,5	103,50	0,91	94,69	2,36	223,12	39,00	2.242,50	0,20	440,31	663,43	287,68	64,71
2,0	108,00	0,90	97,45	3,14	306,15	39,00	2.242,50	0,20	440,31	746,47	329,20	67,13
2,5	112,50	0,89	100,13	3,93	393,19	40,00	2.300,00	0,20	451,60	844,79	377,24	69,56

**EVALUACIÓN DE CAPACIDAD AXIAL EN SOLDIER BEAMS COLOCADOS EN AGUJEROS PERFORADOS Y RELLENADOS CON LECHADA
EN SUELOS GRANULARES (REESE & O'NEILL, 1988)**

ANÁLISIS 2: EL SOLDIER BEAM SE PUNZONA EN LA LECHADA

DATOS COMPLEMENTARIOS	
COEFICIENTE DE PRESIÓN LATERAL DE TIERRA, K	2,00
ÁNGULO DE FRICCIÓN EN LA INTERFAZ SUELO-SOLDIER BEAM, δ	35,00°
COEFICIENTE X ÁNGULO DE FRICCIÓN EN INTERFAZ, $K\tan\delta$	1,40

FACTOR DE CAPACIDAD DE CARGA, N_q	42,00
-------------------------------------	-------

d (m)	RESISTENCIA POR FRICCIÓN					RESISTENCIA POR LA PUNTA					TOTALES		
	σ_{ave} (KN/m ²)	$K\tan\delta$	f_{skin} (KN/m ²)	A_{skin} (m ²)	Q_{skin} (KN)	N_q	σ_v (KN/m ²)	q_{tip} (KN/m ²)	A_{tip} (m ²)	Q_{tip} (kips)	Q_{ult} (kips)	Q_{per} (kips)	Q_{apl} (kips)
0,5	94,50	1,40	132,34	0,48	62,89	42,00	9,00	378,00	0,05	19,34	82,23	39,18	59,86
1,0	99,00	1,40	138,64	0,95	131,78	42,00	18,00	756,00	0,05	38,68	170,46	81,36	62,28
1,5	103,50	1,40	144,94	1,43	206,65	42,00	27,00	1.134,00	0,05	58,02	264,67	126,53	64,71
2,0	108,00	1,40	151,24	1,90	287,51	42,00	36,00	1.512,00	0,05	77,37	364,88	174,70	67,13
2,5	112,50	1,40	157,55	2,38	374,36	42,00	45,00	1.890,00	0,05	96,71	471,07	225,86	69,56

Como puede observarse, los resultados en ambos análisis son diferentes entre sí, por las condiciones propias de cada uno de ellos. En el primer análisis, la capacidad permisible es mucho mayor que las cargas aplicadas, $Q_{per} = 377.24 \text{ KN} > Q_{apl} = 69.56 \text{ KN}$ (el resultado manual fue $Q_{per} = 377.07 \text{ KN} > Q_{apl} = 69.45 \text{ KN}$). En el segundo análisis se dio la misma tendencia, pero la capacidad permisible se vio un tanto reducida, $Q_{per} = 225.86 \text{ KN} > Q_{apl} = 69.56 \text{ KN}$ (el resultado manual fue $Q_{per} = 226.04 \text{ KN} > Q_{apl} = 69.45 \text{ KN}$). Entonces, se concluye que la profundidad de **2.5 m** es adecuada, pero debe compararse con la profundidad necesaria para tener una resistencia lateral adecuada.

PROFUNDIDAD DE EMPOTRAMIENTO SEGÚN RESISTENCIA LATERAL EN SUELOS GRANULARES

DATOS DE ENTRADA	
PESO VOLUMÉTRICO DEL SUELO, γ (KN/m ³)	18,00
ALTURA DEL CORTE EXCAVADO, H (m)	10,00
ANCHO DEL SOLDIER BEAM, b (m)	0,165
SEPARACIÓN ENTRE SOLDIER BEAMS (CENTRO A CENTRO), S _H (m)	2,00
SEPARACIÓN EFECTIVA ENTRE SOLDIER BEAMS, S _c (m)	1,835
REACCIÓN EN EL PIE DEL MURO, R (KN/m)	35,00
ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA DEL SUELO, Φ (°)	33,00
ÁNGULO DE INCLINACIÓN DE LA CUÑA DEL SUELO, β (°)	61,50
COMPACIDAD DE LA ARENA	DENSA
ÁNGULO DE INCLINACIÓN DE LA FALLA EN PLANTA, α (°)	33,00

RELACIONES TRIGONOMÉTRICAS	
$\beta - \Phi$	28,50
TAN Φ	0,6494
TAN β	1,8418
TAN α	0,6494
TAN($\beta - \Phi$)	0,5430
SENO β	0,8788
SENO Φ	0,5446
COS α	0,8387
COS Φ	0,8387
COS β	0,4772

COEFICIENTE ACTIVO DE PRESIÓN DE TIERRAS DE RANKINE, K _A	0,2948
COEFICIENTE DE PRESIÓN DE TIERRAS EN REPOSO DE JAKY. K ₀	0,4554
COEFICIENTE PASIVO DE PRESIÓN DE TIERRAS DE RANKINE, K _P	3,3921

PROFUNDIDAD DE EMPOTRAMIENTO, d (m)	PROFUNDIDAD DE INTERSECCIÓN, di (m)	RESISTENCIA DE CUÑA DE UN SOLDIER BEAM, (KN/m)	RESISTENCIA DE CUÑA CUANDO d=di, (KN/m)	RESISTENCIA DE CUÑA CUANDO d=di Y $\alpha=0$, (KN/m)	RESISTENCIA DE CUÑA EN LA INTERSECCIÓN, (KN/m)	RESISTENCIA DE FLUJO (KN/m)	RESISTENCIA CRÍTICA (KN/m)	RESISTENCIA PASIVA DE RANKINE, (KN/m)	RESISTENCIA PASIVA MÍNIMA (KN/m)	PRESIÓN ACTIVA (KN/m ²)	FUERZA ACTIVA TOTAL (KN)	FUERZA PASIVA TOTAL (KN)	FUERZA PASIVA NETA (KN)	REACCIÓN EN EL PIE DEL MURO (R _b -S _H) (KN)	FACTOR DE SEGURIDAD FS
0,0	-0,77	0,00	40,61	2,42	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	53,06	0,00	0,00	0,00	70,00	0,00
0,5	-0,27	25,56	3,17	-1,46	25,56	62,96	25,56	61,06	25,56	55,72	4,48	4,68	0,20	70,00	0,00

PROFUNDIDAD DE EMPOTRAMIENTO, d (m)	PROFUNDIDAD DE INTERSECCIÓN, d_i (m)	RESISTENCIA DE CUÑA DE UN SOLDIER BEAM, (KN/m)	RESISTENCIA DE CUÑA CUANDO $d=d_i$, (KN/m)	RESISTENCIA DE CUÑA CUANDO $d=d_i$ Y $\alpha=0$, (KN/m)	RESISTENCIA DE CUÑA EN LA INTERSECCIÓN, (KN/m)	RESISTENCIA DE FLUJO (KN/m)	RESISTENCIA CRÍTICA (KN/m)	RESISTENCIA PASIVA DE RANKINE, (KN/m)	RESISTENCIA PASIVA MÍNIMA (KN/m)	PRESIÓN ACTIVA (KN/m ²)	FUERZA ACTIVA TOTAL (KN)	FUERZA PASIVA TOTAL (KN)	FUERZA PASIVA NETA (KN)	REACCIÓN EN EL PIE DEL MURO ($R_B S_H$) (KN)	FACTOR DE SEGURIDAD FS
1,0	0,23	92,18	6,80	3,28	88,66	125,91	88,66	122,12	88,66	58,37	9,19	32,40	23,22	70,00	0,33
1,5	0,73	199,85	51,48	16,63	165,01	188,87	165,01	183,17	165,01	61,02	14,11	103,70	89,60	70,00	1,28
2,0	1,23	348,59	137,21	38,60	249,97	251,83	249,97	244,23	244,23	63,68	19,24	239,10	219,86	70,00	3,14
2,5	1,73	538,38	264,01	69,18	343,55	314,79	314,79	305,29	305,29	66,33	24,60	459,13	434,53	70,00	6,21

Como se puede observar, la profundidad de empotramiento que se consideró adecuada como resultado de la evaluación de la capacidad axial (**2.5 m**) es adecuada también para el análisis de resistencia lateral del sistema de soldier beams. El factor de seguridad que se obtuvo en la evaluación de la resistencia lateral a una profundidad de empotramiento de **2.5 m** fue **6.21**, siendo superior al mínimo exigido (**1.5**). Por lo tanto se puede dejar esa profundidad o tal vez optar por una profundidad de empotramiento menor, como por ejemplo **2 m**, sabiendo que la capacidad axial es adecuada para soportar las cargas verticales y que el factor de seguridad es mayor que el mínimo (revisar los resultados para $d = 2 m$ en la evaluación de capacidad axial y resistencia lateral del soldier beam).

DISEÑO DE CONEXIÓN CON SOLDADURA DE FILETE

Debemos definir la resistencia de diseño, R_d , de la soldadura de filete considerando que la carga en el puntal actúa de manera perpendicular a dicha soldadura. Según lo anterior, se tiene que:

$$R_d = 0.45 \times 10^{-3} F_{EXX} t_e L_w \left[1 + 0.5(\text{sen } \theta)^{1.5} \right]$$

Primero se debe calcular el espesor efectivo de garganta, el cual se calcula con la siguiente expresión:

$$t_e = 0.707w$$

Considerando que el menor tamaño de la soldadura en una sola pasada según el proceso SMAW es de $w = 7.94\text{mm}$ (5/16 in), tenemos:

$$t_e = 0.707w = 0.707(7.94\text{mm}) = 5.61\text{mm}$$

Luego, se debe calcular la longitud de la soldadura, L_w , considerando que toda la sección transversal del perfil **W10X60** (utilizado como puntal), teniendo lo siguiente:

De tabla 1-38 del manual de construcción del acero, obtenemos las dimensiones del perfil ver figura E5.22.

$$b_f = 256.03\text{mm} \text{ (10.08 in)}$$

$$T = 193.80\text{mm} \text{ (7.63 in)}$$

$$t_w = 10.67\text{mm} \text{ (0.42 in)}$$

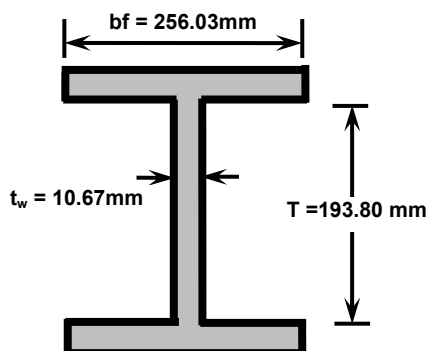


Figura E5.22. Dimensiones para longitud de la soldadura de un perfil W.

$$L_w = 2b_f + 2T + 2(b_f - t_w) = 2(256.03) + 2(193.80) + 2(256.03 - 10.67) = 1,390.38\text{mm}$$

Ya que la soldadura es transversal a la carga, entonces $\theta = 90^\circ$ y considerando un electrodo **E70XX (grado 70)**, entonces, tenemos lo siguiente:

$$R_d = 0.45 \times 10^{-3} F_{EXX} t_e L_w \left[1 + 0.5(\text{sen } \theta)^{1.5} \right]$$

$$R_d = 0.45 \times 10^{-3} (490)(5.61)(1,390.38) \left[1 + 0.5(\text{sen } 90^\circ)^{1.5} \right] = 2,579.86 \text{ KN}$$

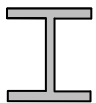
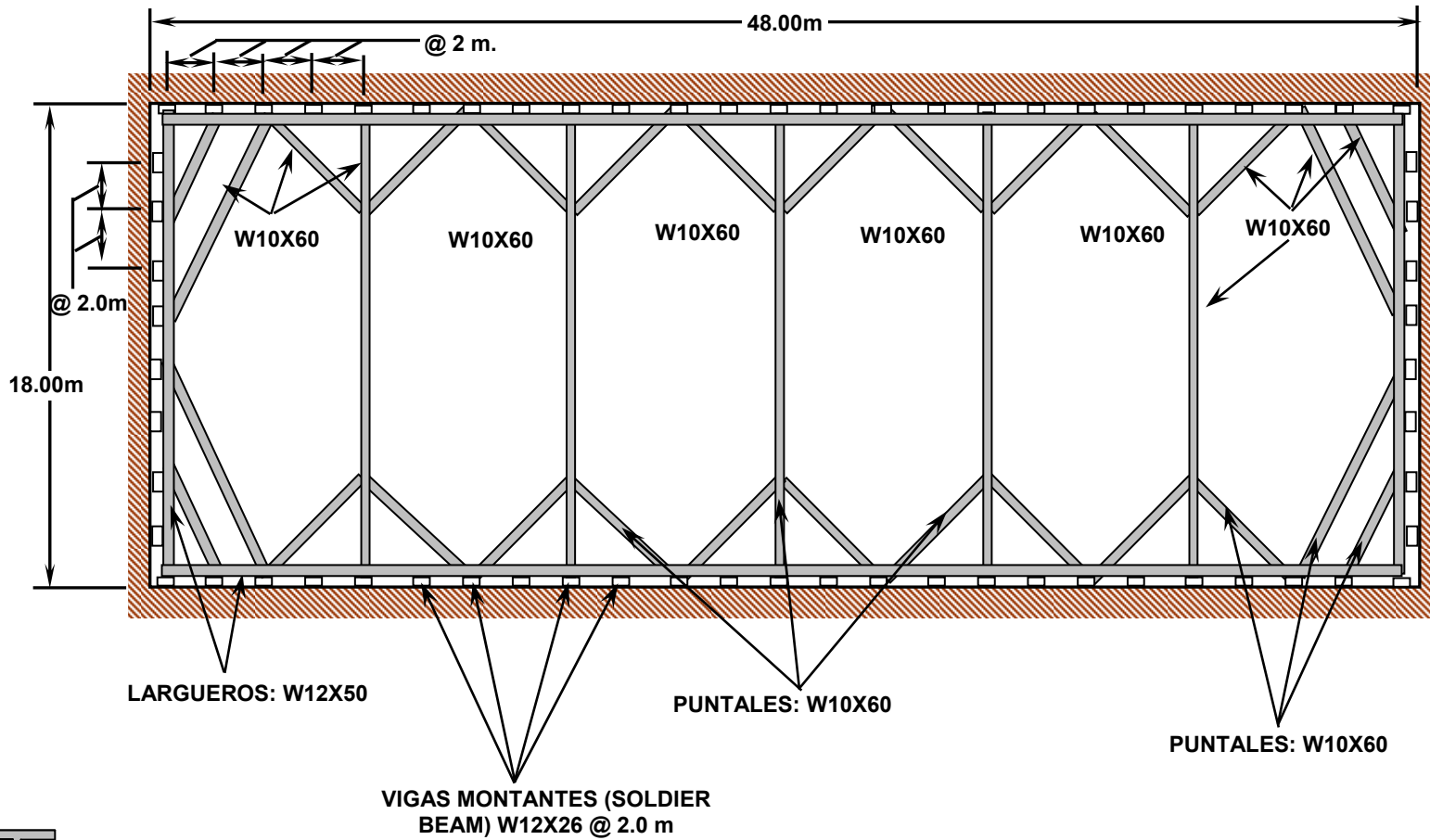
$$R_d > P_u \Rightarrow 2,579.89 \text{ KN} > 1,387.69 \text{ KN} \Rightarrow \text{OK!}$$

Por lo tanto la soldadura se realizará con electrodo **E70XX** en toda la sección transversal del perfil.

CONFIGURACION FINAL DEL SISTEMA DE APUNTALAMIENTO

El detalle de la configuración final del sistema de apuntalamiento de una excavación utilizando Soldier beams con revestimiento de madera, puntales y largueros metálicos se muestran en la figura E5.23. Además, en el anexo 5 se muestran los planos constructivos del sistema de apuntalamiento gigante para este ejemplo.

CONFIGURACIÓN FINAL DEL SISTEMA DE APUNTALAMIENTO EN CONSIDERACIÓN



SECCIÓN TRANSVERSAL DEL PERFIL W

Figura E5.23. Configuración final del sistema de apuntalamiento Gigante propuesto.

CAPÍTULO VI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 CONCLUSIONES

- Para el método de apuntalamiento gigante no es posible establecer una metodología de diseño estándar, debido a las muchas variantes que se pueden presentar en cuanto a su configuración. Por lo tanto, este método fue aplicado bajo la concepción de la utilización de perfiles de acero colocados verticalmente, largueros y puntales de estructura de acero y un revestimiento conformado por tablas de madera.
- De todas las técnicas de retención estudiadas, se determina que el Soil Nailing posee una mayor aplicación en el entorno local, considerando que la tecnología y la disponibilidad de equipo empleado en este sistema para su construcción están al alcance de algunas empresas a nivel nacional especializadas en técnicas de retención de suelos, comparada con las otras técnicas.

Además, se muestran las conclusiones y recomendaciones en forma separada para cada sistema de retención estudiado en este documento en función de la metodología de diseño aplicada a cada uno de ellos.

Muros anclados

- Como parte del diseño de este sistema, se debe tener en cuenta que la altura de sobrecarga de suelo actuando desde la superficie del terreno hasta el centro de los bulbos en el primer nivel de anclajes es necesaria para garantizar una adecuada resistencia a la extracción y una adecuada adherencia con el suelo circundante, por lo tanto el nivel de anclajes no debe ser muy superficial.
- Para el cálculo de la longitud libre de los anclajes activos se debe establecer de manera adecuada la superficie de falla crítica y su orientación, para lo cual se utiliza el criterio propuesto por Peck, que representa una suposición conservadora, ya que incrementa la longitud detrás de la superficie de falla propuesta por Rankine.

- Para el cálculo de la longitud de bulbo preliminar se debe considerar los siguientes factores: la separación entre anclajes en ambas direcciones, las propiedades del suelo donde se instalarán los bulbos (incluyendo la capacidad última de transferencia del suelo), la inclinación de los anclajes, las cargas y el factor de seguridad seleccionado.
- Para este sistema, la revisión de los modos de falla por deslizamiento y volteo se encuentran implícitos en los cálculos de la estabilidad global externa, por lo que no es necesario realizar la revisión de estos modos de falla de manera adicional al análisis de estabilidad externa del sistema.
- Para la determinación de la carga de presfuerzo o la carga de tensado del anclaje se deben tomar en cuenta las pérdidas de la carga inicial, siendo estas: el deslizamiento del anclaje, deformación excesiva del suelo bajo una carga específica (suelos plásticos), flujo plástico del grout y la pérdida por relajación del acero.
- Para el diseño de la placa de reacción o de apoyo se debe considerar la carga de tensado del anclaje, ya que ésta puede ocasionar punzonamiento o aplastamiento del concreto en la pantalla de revestimiento sino se considera.

Muros Soil Nailing

- Para disminuir las deformaciones excesivas en la parte superior del muro y permitir la redistribución adecuada de las presiones del suelo a los segmentos interiores de la pantalla de revestimiento del sistema, se debe hacer énfasis en un dimensionamiento adecuado del voladizo del muro en ambas direcciones y en las revisiones por flexión y cortante para la evaluación de la resistencia del mismo.

- Para evitar la influencia de momentos actuantes de grandes magnitudes en la pantalla de concreto lanzado, o que la resistencia axial de los nails se vea reducida, se deben definir en forma adecuada las separaciones entre los nails, tomando en cuenta los valores mínimos y máximos establecidos por la metodología de diseño.
- Para determinar la longitud de los nails en forma adecuada se debe tomar en cuenta la combinación de factores críticos como: las propiedades del suelo (resistencia al corte del suelo), resistencia al arrancamiento de los nails, la geometría del sistema (inclinación de la cara y relleno del muro), y la presencia de sobrecargas en el sistema.
- En El Salvador, en la mayoría de los casos, la pantalla de revestimiento del soil nailing se construye con una sola capa de concreto lanzado y no considera una conexión empernada, por lo que es necesario proporcionar un espesor que sea adecuado para proveer una resistencia suficiente para los modos de falla por flexión y cortante por punzonamiento en la cabeza del nail.
- El diseño de la placa de acero en la cabeza del nail (analogía de placa base de columna) no es crítico en el proceso de diseño, debido a que las fuerzas axiales son considerablemente menores a las que se desarrollan en muros con anclajes activos.
- La resistencia interna de los nails por flexión y cortante no es crítica en la evaluación de los modos internos de falla del muro, ya que su contribución a la estabilidad total del sistema es muy pequeña (aproximadamente un 10%) debido a la esbeltez de estos.

- Para el cálculo de la resistencia de diseño al arrancamiento del nail se debe considerar la incidencia de factores determinantes, como la adherencia del suelo o de la roca circundante y las dimensiones del nail (diámetro y longitud), todo con el fin de desarrollar una resistencia adecuada que se movilice en el área perimetral del nail.
- En estos sistemas, cuando los nails tienen una longitud adecuada, los modos de falla por deslizamiento y volteo no representan una condición crítica en la consecución de la estabilidad externa del sistema, debido a que la masa de suelo reforzada, por sus dimensiones, genera una resistencia que a menudo es superior a las fuerzas desestabilizadoras actuantes.

Apuntalamiento gigante

- Para el diseño de los puntales, la condición de apoyo en cada extremo de dicho puntal es crítico ya que condiciona la longitud efectiva de este y como consecuencia la capacidad axial del mismo.
- La tendencia al pandeo del puntal depende de los siguientes factores: La relación de esbeltez, tipo de conexión en los extremos, excentricidad de la carga, imperfecciones en el material y esfuerzos residuales de fabricación. Por lo que se debe tener especial cuidado en el diseño de estos.
- Realizando un cuidadoso arreglo y proporcionando soportes que impidan el movimiento lateral en un puntal, permite aprovechar la resistencia o capacidad axial de este en ambos ejes.
- Para que la capacidad a flexión del larguero y distribución de momentos causados por sobrecargas sean adecuados se debe garantizar un buen soporte lateral y que se satisfagan los requisitos de sección compacta.

- Para un sistema de apuntalamiento, en el cual se desee utilizar acero estructural como material de construcción principal, se considera adecuado que sus elementos se diseñen para que trabajen en el rango inelástico, ya que se aprovecha la resistencia de estos sin dejar fuera la seguridad, por lo que se obtienen elementos más económicos.
- Para el diseño del soldier beam, sobre todo en las revisiones correspondientes a la resistencia axial y resistencia lateral, se deben atender los procesos constructivos locales predominantes para la instalación de los perfiles metálicos (en nuestro país predomina la técnica de perforación).
- Para la revisión de la capacidad axial de un soldier beam que ha sido instalado en un agujero previamente perforado y rellenado con lechada de resistencia a la compresión menor que la del concreto estructural, es necesario evaluar en forma individual los análisis siguientes:
 - El soldier beam trabaja junto con la lechada como una sola unidad estructural en la parte embebida en el terreno.
 - El soldier beam se punzona a través de la lechada.
- En la evaluación de resistencia axial de un soldier beam colocado en un agujero perforado y rellenado con una mezcla o lechada de resistencia regular ($0.35 \text{ MPa} \leq f'_c < 21 \text{ MPa}$), el análisis más crítico es el que considera que el soldier beam se punzona a través de la lechada en la parte empotrada de este, ya que la resistencia axial se ve reducida porque la lechada no representa ninguna contribución a la transferencia de cargas al suelo, lo que conlleva a que el área perimetral y la sección transversal resistente disminuyan.
- En la evaluación de la resistencia axial del soldier beam, el análisis de punzonamiento no es crítico cuando se utiliza concreto estructural ($f'_c \geq 21 \text{ MPa}$) como relleno en la parte empotrada, ya que debido a su buena calidad y resistencia, se considera que la transferencia de cargas al suelo se realiza a través de la sección completa del eje perforado.

6.2 RECOMENDACIONES

Muros anclados

- La altura mínima a la cual se recomienda aplicar este sistema es de 6 m y una altura máxima de 15 m. Si la altura de los taludes o excavaciones supera los 15 m, se puede recurrir a la utilización de bermas que permita realizar varios muros de alturas más pequeñas (escalonamiento).
- La altura del voladizo en un muro con anclajes activos deberá tener una altura máxima de 1.5 m, si al realizar el balance de momentos propuesto por la metodología RIGID 1 resulta mayor que dicho valor, se debe proponer un nivel adicional de anclaje.
- Se recomienda que por encima de los bulbos en el primer nivel de anclajes exista como mínimo de 4.5 a 5.0 m de sobrecarga de suelo para cables y de 3.0 a 4.0 m para barras, medida desde la superficie del terreno hasta el centro del bulbo de anclaje.
- Para el cálculo del incremento de la longitud libre de los anclajes activos a través de la teoría de Peck, se debe utilizar como mínimo la mayor distancia obtenida de 1.5 m o una quinta parte de la altura del muro.
- Para garantizar una buena colocación de la lechada de inyección o grout y para optimizar la utilización la contribución de la componente horizontal de la fuerza estabilizadora del anclaje, se recomienda que los ángulos de inclinación de los anclajes varíen en un rango de 10° a 30° con respecto a la horizontal, siendo el de mayor utilización por razones constructivas un ángulo de 15°.

- Debido a que las cargas de presfuerzo en los anclajes activos es elevada, se recomienda la utilización de barras de refuerzo corrugado de alta resistencia que cumpla la norma ASTM A-722 (grado 150), utilizando un diámetro nominal mínimo de barra N°8 (26 mm) como tendón, para evitar una posible ruptura de la barra de acero. Cuando se utilicen torones conformados por alambres de presfuerzo como tendón, se recomienda que se siga la norma ASTM A-416 para torones de alta resistencia (grado 250).
- Cuando se requiera hacer conexiones donde se utilice barras de acero corrugado como tendón de anclaje, se recomienda hacer uso de acopladores u otros dispositivos similares para evitar la soldadura como medio de conexión entre barras, o bien hacer uso de torones de anclaje.
- Se recomienda que las longitudes de bulbo mínimas sean de 4.5 m para anclajes instalados en suelos y 3.0 m para anclajes instalados en rocas, mientras que para las longitudes máximas se debe considerar un valor de 12.0 m para suelos y 10.0 m en rocas. Cuando se requieran longitudes mayores a los valores máximos establecidos, se debe contemplar la utilización de otro sistema de retención.
- Para la estimación de la carga “Lock-off” producto de las pérdidas de presfuerzo en los anclajes a través del tiempo, se recomienda utilizar un porcentaje adicional a la carga de diseño en dicho elemento. Para un cálculo de emergencia, un incremento que varíe entre un valor del 5% al 10% de la carga de diseño, es adecuado para estimar en forma conservadora el esfuerzo de trabajo del Jack o dispositivo hidráulico de tensado. Sin embargo, se debe hacer un cálculo más detallado referente a las pérdidas de presfuerzo para contar con resultados reales y confiables.

- Para el caso del cálculo de las dimensiones de una placa de reacción o de apoyo en la cabeza del anclaje, se recomienda utilizar la carga inicial estimada, es decir la carga del dispositivo hidráulico de tensado (Jack), teniendo en cuenta que dichas dimensiones deberán ser comparadas con las siguientes restricciones: el ancho de la placa de apoyo será al menos el doble del diámetro de la perforación y éstas deberán ser mayores que 20 cm.

Muros Soil Nailing

- Se recomienda utilizar una longitud de voladizo que varíe en el rango de un tercio a dos tercios de la separación promedio de los nails. En todo caso, se debe procurar no exceder 1.5 m. Además, deberá realizarse las respectivas evaluaciones por flexión y cortante, al igual que cualquier otra estructura de concreto reforzado.
- En cuanto a la separación de los nails (horizontal y vertical), se recomienda que se utilice el rango sugerido por la FHWA, el cual varía de 1.25 a 2.0 metros, siendo 1.5 metros un valor bastante utilizado en la práctica local e internacional. Además, por simplicidad en el proceso de diseño y de construcción, es adecuado proponer que tanto las separaciones verticales como horizontales sean iguales.
- Cuando se utilice una única capa de concreto lanzado, se recomienda que para un pre-dimensionamiento, el espesor efectivo de dicha capa sea al menos de 15 centímetros, medido desde el borde inferior de la placa hasta la cara del suelo. Además, se deberá realizar la revisión de los modos de falla en la pantalla de revestimiento correspondientes a flexión y al cortante por punzonamiento.

- Se recomienda que para el diseño de la pantalla de revestimiento mediante la evaluación de los modos de falla, se contemple la posibilidad y factibilidad de utilizar como refuerzo principal (siempre que el espesor de la pantalla sea adecuado), barras de acero corrugadas (comúnmente N°3, grado 60) en ambos sentidos, con una separación de al menos 15 cm en lugar de la malla de alambre electro-soldado para incrementar la resistencia a flexión.
- En la evaluación del modo de falla por punzonamiento en la pantalla de revestimiento, la consideración de la contribución del suelo debajo de la pantalla para resistir la fuerza cortante incrementa la resistencia nominal en la cabeza del nail hasta en un 15%, pero para ser más conservadores en el diseño, se recomienda no hacer uso de dicha consideración, lo que supone tener un pequeño margen de tolerancia frente a este tipo de falla.
- Para la evaluación de los modos internos de falla de un muro soil nailing, se recomienda poner especial atención a la evaluación de la falla por arrancamiento, la falla por deslizamiento en la interfaz barra-grout y la falla de ruptura por tensión en el nail, considerando que los modos de falla por flexión y cortante no son críticos para el diseño.
- Se recomienda que para el cálculo de la resistencia de diseño al arrancamiento de los nails se considere un diámetro que varíe entre 10 y 30 centímetros, ya que con este rango se puede garantizar una resistencia adecuada por adherencia, debido a que se genera un área perimetral resistente a lo largo de toda la longitud de este.
- Al emplear las cartas de diseño elaboradas por la FHWA para muros soil nailing, el ingeniero diseñador debe tomar en cuenta la protección adicional contra la corrosión al calcular las áreas de acero de los nails por medio de las tensiones nominales obtenidas en el proceso de diseño. Por lo tanto, se recomienda como práctica conservadora, incrementar el área de acero requerida en un 10% antes de hacer la elección correspondiente de la barra.

- Cuando se evalúe el modo de falla interna por ruptura del nail debido a la tensión, se recomienda utilizar barras de acero corrugadas de diámetro igual o mayor que el de la barra N°6 (19 mm), con un esfuerzo de fluencia no menor a 420 MPa (grado 60).
- Para la evaluación de la estabilidad externa del muro bajo condición sísmica, se recomienda utilizar la teoría de Mononobe-Okabe, con un coeficiente sísmico horizontal, k_h , de 0.16 (según Normativa Nacional), considerando la seguridad estructural y los recursos económicos disponibles. Sin embargo, algunos expertos proponen utilizar un coeficiente de 0.20, aunque este tendría como consecuencia el diseño de una estructura orientada a la seguridad pero implicaría mayores costos económicos.
- Para la utilización de la técnica del concreto lanzado (shotcrete), se recomienda atender las especificaciones y requerimientos propuestos por el ACI para garantizar el mejor desempeño del elemento de concreto. Los requisitos del concreto lanzado también se pueden encontrar en las publicaciones de la FHWA para sistemas de muros soil nailing y para muros anclados.
- En cuanto a las pruebas de carga en los sistemas de muros con anclajes activos y a los sistemas soil nailing, se recomienda atender las especificaciones establecidas por la FHWA para establecer el nivel de resistencia y la calidad de los elementos instalados en el terreno.

Apuntalamiento gigante

- Se recomienda que para la construcción los tipos de madera a utilizar sean aquellas provenientes de árboles de troncos rectos, como el pino o el cedro, que pertenecen a la especie de las coníferas y el roble que proviene de la especie de las latifoliadas. Los tipos antes mencionados son ampliamente utilizados como madera estructural y pueden encontrarse en el mercado.

- En proyectos de construcción donde se utilice madera como elemento estructural se recomienda realizar las pruebas respectivas de laboratorio para tener un control de calidad de la misma y desarrollar así un diseño adecuado en base a la resistencia real de la madera. Las pruebas que deben elaborarse son: contenido de humedad, gravedad específica, esfuerzos de compresión, tensión y flexión y módulo de elasticidad.
- Para el análisis de la pantalla de revestimiento de madera, se recomienda que el espesor mínimo a utilizarse para un pre-dimensionamiento sea de 2 pulgadas (5 cm) en suelos muy competentes (de densidad media a alta o muy firmes), mientras que para suelos difíciles (suelos muy sueltos o muy plásticos), un espesor mínimo de 3 pulgadas (7.5 cm) debe ser considerado. Una vez definidas las dimensiones preliminares, se deberán hacer las revisiones de los criterios estructurales correspondientes a la resistencia a flexión y a cortante de la sección.
- Para el diseño de los elementos según la metodología mostrada en este trabajo, se recomienda que las secciones de los elementos se diseñen para que trabajen en el estado inelástico.
- Para los miembros a compresión en orden de eficiencia se recomienda utilizar secciones circulares, cuadradas y secciones W, ya que estas presentan una mayor estabilidad a la flexión y torsión debido a que tienen un radio de giro constante respecto a su centroide.
- Para el diseño de los puntales, se recomienda colocar soporte lateral en la dirección del eje débil del perfil, con esto se puede obtener una longitud efectiva igual o cercana a la longitud efectiva en la dirección del eje fuerte, que permita aprovechar la resistencia o capacidad axial del elemento en ambos ejes de manera uniforme.

- En el diseño de los puntales, las secciones de estos varían de acuerdo a la carga actuante en cada uno de ellos y sería antieconómico emplear una sección particular para cada puntal, por lo que se recomienda unificar el mayor número posible de secciones en cuanto al tamaño y forma aunque algunos estén sobredimensionados.
- La separación horizontal entre ejes de los soldier beams deberá ser al menos 1.50 m para evitar que las resistencias pasivas laterales se vean reducidas por la intersección de las cuñas pasivas que se generan al frente de cada elemento del sistema.

Otras recomendaciones generales

- Para el diseño de cualquier sistema de retención, es fundamental realizar un estudio geotécnico adecuado, en el cual se realicen pruebas in-situ y de laboratorio que permitan determinar las propiedades índices y mecánicas de los suelos y/o rocas. De acuerdo a esto, las pruebas recomendadas para determinar las propiedades índices de los suelos son: muestreos, ensayos de penetración estándar (SPT), pruebas rotativas, granulometría, límites de Atterberg, clasificación de suelos, contenido de humedad, gravedad específica, contenido de material orgánico. En el caso de rocas, las pruebas recomendadas son: muestreos, estratigrafía, clasificación de la masa rocosa, designación de la calidad de la roca (RQD) y otros.
- Para la determinación de las propiedades mecánicas del suelo, las pruebas recomendadas para el estudio geotécnico son: ensayo de densidad de campo, prueba de corte directo, pruebas tri-axiales, consolidación. En el caso de las rocas, las pruebas recomendadas son: resistencia a la compresión, corte directo y compresión tri-axial y otros.

- Se recomienda proveer la protección adecuada contra la corrosión (recubrimientos adecuados, pinturas anticorrosivas o elementos poliméricos de encapsulación) de los elementos que constituyen los sistemas de retención, sobre todo aquellos que permanecerán expuestos a las condiciones del entorno y los que estén en contacto con el suelo durante su vida útil, sean estos nails, anclajes, refuerzo de pantalla de revestimiento, puntales, largueros, etc.
- A nuestros compañeros estudiantes de ingeniería civil se les recomienda abordar las metodologías de análisis y diseño de otras técnicas especiales de retención que no han sido desarrolladas en este trabajo de graduación, con el fin de generar un mayor campo a nivel nacional de alternativas para la solución de problemas de ingeniería relacionados con la retención de suelos para excavaciones o bien para la estabilización de taludes, cuya práctica es de suma importancia en nuestro país para la construcción de obras de protección y mitigación de desastres.
- En caso que al lector se le presente alguna duda sobre algún criterio o parámetro de diseño presentado en este trabajo de graduación, se recomienda remitirse a las referencias bibliográficas correspondientes.

BIBLIOGRAFÍA

BIBLIOGRAFÍA

1. Carlos A. Lazarte, Ph.D., P.E., Victor Elias, P.E., R. David Espinoza, Ph.D., P.E., Paul J. Sabatini, Ph.D., P.E., 2003: "FHWA0-IF-03-017: GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO. 7, SOIL NAIL WALLS". (Capítulos II, IV, V, VI, Apéndices A-F).
2. D.T. Goldberg, W.E. Jaworski, M.D. Gordon: "FHWA-RD-75-128, LATERAL SUPPORT SYSTEMS AND UNDERPINNING, VOLUME I, DESIGN AND CONSTRUCTION". (Capítulos IX, XII, XIV).
3. D.T. Goldberg, W.E. Jaworski, M.D. Gordon: "FHWA-RD-75-128, LATERAL SUPPORT SYSTEMS AND UNDERPINNING, VOLUME III, CONSTRUCTION METHODS". (Capítulos II V, VII).
4. Das, Braja, 2006, Editorial Thomson: "PRINCIPIOS DE INGENIERÍA DE CIMENTACIONES" (Capítulo III, Cimentaciones superficiales: capacidad de carga última; Capítulo VII, Presión lateral de tierra; Capítulo VIII, Muros de retención; Capítulo X, cortes apuntalados, páginas 537-543).
5. E. Kavazanjian, Jr., N. Matasovic, T. Hadj-Hamou, and P.J. Sabatini, 1997: "FHWA-SA-97-076: GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO. 3, DESIGN GUIDANCE EARTHQUAKE ENGINEERING FOR HIGHWAYS, VOLUME I, DESIGN PRINCIPLES" (Capítulo IX, evaluación sísmica en estructuras de retención, páginas 184-188).
6. Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método de Factor de Carga y Resistencia, LRFD (Capítulos III, X, XI).

7. Instituto Americano de Construcción del Acero (AISC), segunda edición, 1994: "Manual for Steel Construction: Diseño por Factor de Carga y Resistencia, LRFD, Volume I, Structural Members, specifications & codes" (tablas de dimensiones y propiedades de perfiles W).
8. James A. Porterfield, David M. Cotton, P.E., R. John Byrne, P.E.: "FHWA-SA-93-068, 1994, SOIL NAILING FIELD INSPECTORS MANUAL-SOIL NAIL WALLS". (Parte I: Capítulos I y IV, Parte II: Capítulo III).
9. Joseph E. Bowles, 1993, "DISEÑO DE ACERO ESTRUCTURAL". (Capítulo VI, sección 6.6, Placa Base de Columnas, página 326.).
10. Joseph E. Bowles, 1997, Editorial McGraw-Hill: "FOUNDATION ANALYSIS AND DESIGN" (Capítulos IV, XI y XIV).
11. Long, J.H., Weatherby, D.E., and Cording, E.J., 1998: "SUMMARY REPORT OF RESEARCH ON PERMANENT GROUND ANCHOR WALLS, VOLUME I: CURRENT PRACTICE AND LIMIT EQUILIBRIUM ANALYSES" (Capítulo III, páginas 60-79, estabilidad interna y externa del sistema de muros anclados).
12. Ministerio de Obras Públicas de El Salvador, 1994: "NORMA TÉCNICA PARA DISEÑO DE CIMENTACIONES Y ESTABILIDAD DE TALUDES" (Capítulo V: Muros de retención).
13. Ministerio de Obras Públicas de El Salvador, 1994: "NORMA TÉCNICA PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN ESTRUCTURAL DE MADERA" (Capítulo III: Diseño, miembros sólidos sometidos a esfuerzos de corte y flexión).
14. Nilson, Arthur H., Darwin, David, 2001, Editorial McGraw-Hill: "DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO", 12ª Edición (Capítulo 12: Losas Planas).

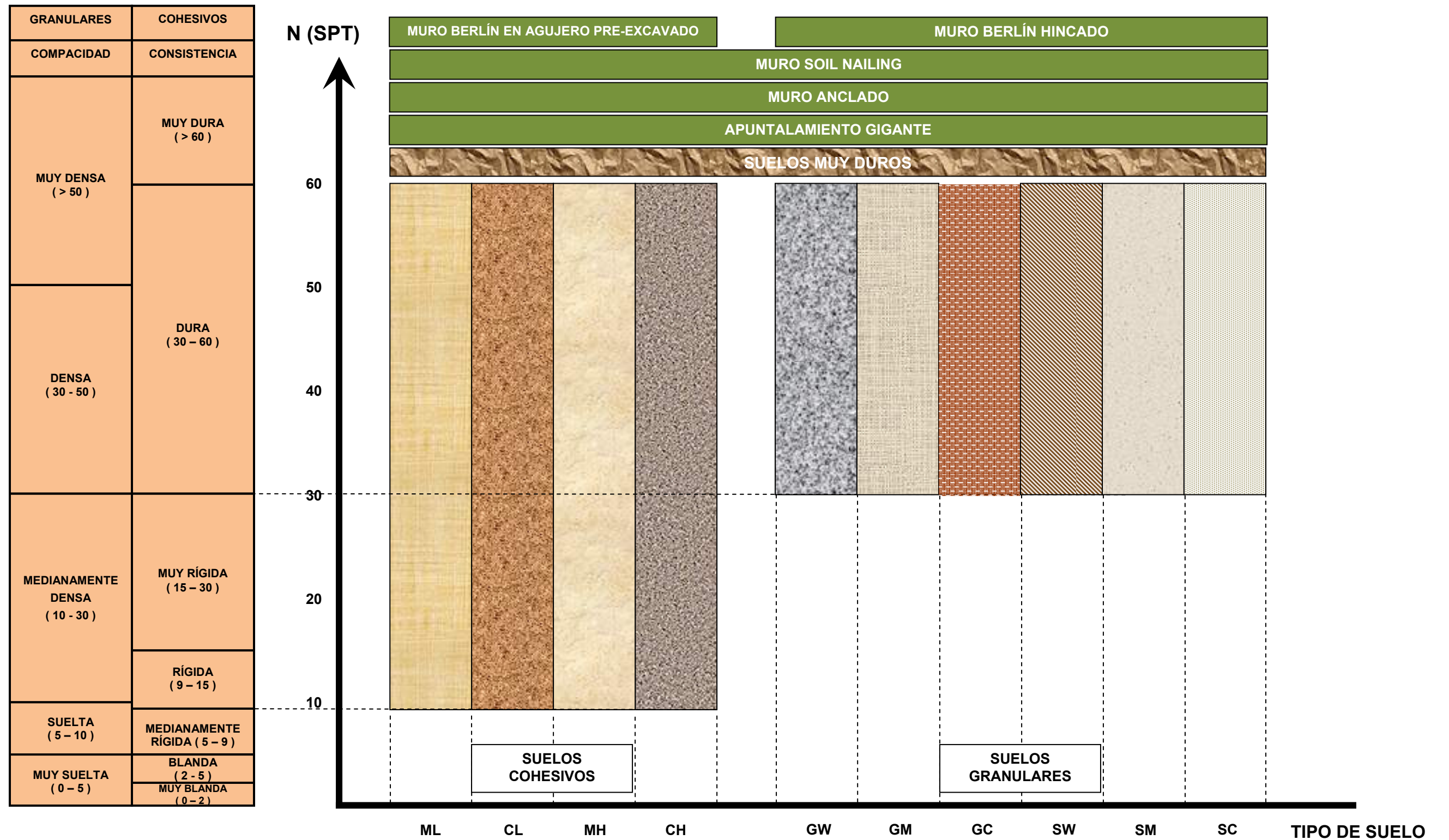
15. P.J. Sabatini, D.G. Pass, R.C. Bachus, 1999: "FHWA-IF-99-015: GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO. 4, GROUND ANCHORS AND ANCHORED SYSTEMS" (Capítulo IV, páginas 57-66, presiones de tierras; Capítulo V páginas 70-79, presiones de Terzaghi y Peck, páginas 86-89, Ubicación de superficie potencial de falla para longitud de anclajes, páginas 96-101; Estabilidad Basal, páginas 126-129; Diseño Sísmico, páginas 134-139; Espaciamientos de anclajes, momentos flectores en la pantalla de revestimiento; páginas 140-141, Movimientos del suelo; páginas 154-155, protección contra la corrosión; Ecuaciones de Wang-Reese, apéndice B).
16. Ralph W. Strom, Robert M. Ebeling, 2001: "STATE OF THE PRACTICE IN THE DESIGN OF TALL, STIFF, AND FLEXIBLE TIEBACK RETAINING WALLS" (Capítulo II: Sistemas Anclados; Capítulo III, Estándares de Diseño; Capítulo V: Metodología RIGID 1; Capítulo VIII: Diseño de componentes de un muro anclado y del pie del mismo).
17. Ralph W. Strom, Robert M. Ebeling, 2002: "SIMPLIFIED PROCEDURES FOR THE DESIGN OF TALL, STIFF TIEBACK WALLS" (Capítulos I, II y III).
18. R.J. Byrne, D. Cotton, J. Porterfield, C. Wolschlag, G.Ueblicker, 1998: "FHWA-SA-96-069R, MANUAL FOR DESIGN CONSTRUCTION MONITORING OF SOIL NAIL WALLS". (Capítulos II, IV y V).
19. Robert M. Ebeling, Muluneh Azene, and Ralph W. Strom, 2002: "SIMPLIFIED PROCEDURES FOR THE DESIGN OF TALL, FLEXIBLE ANCHORED TIEBACK WALLS" (Capítulos I, II y III).
20. State of California, Department of Transportation, Division of Structure Construction: "TRENCHING AND SHORING MANUAL", 1990. (Sección de soldier pile systems, Páginas 245-291).

21. Suárez, Jaime, 2006: "DESLIZAMIENTOS: TÉCNICAS DE REMEDIACIÓN" (Capítulo IV: anclajes).
22. Sunirmal Banerjee, Andrew Finney, Todd Wentworth; Mahalingam Bahiradaham: "FHWA WA-RD-371.2, 1998, EVALUATION OF DESIGN METHODOLOGIES FOR SOIL NAILED WALLS, VOLUME II". (Capítulos II y III).
23. Vinnakota, Sriramulu, 2006, Editorial McGraw-Hill: "ESTRUCTURAS DE ACERO: COMPORTAMIENTO Y LRFD" (capítulos VI, VIII, IX, X).
24. Weatherby, D. E., 1982: "FHWA-RD-82-047: TIEBACKS" (Capítulo VI: Diseño, páginas 119-137, Capacidad última de los anclajes).
25. Weatherby, D.E., 1998, "FHWA-RD-98-068, SUMMARY REPORT OF RESEARCH ON PERMANENT GROUND ANCHOR WALLS, VOLUME IV: CONCLUSIONS AND RECOMMENDATIONS". (Capítulo II).
26. Xanthakos, Petros P., 1991, Editorial John Wiley & Sons: "GROUND ANCHORS AND ANCHORED STRUCTURES" (Capítulo IV: Transferencia de carga, cálculo de fuerza de adherencia, páginas 143-148; pérdidas de presfuerzo, páginas 186-191).









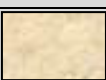

ANEXOS

ANEXO 1

A1.1 DIAGRAMA DE APLICACIÓN DE SISTEMAS DE RETENCIÓN SEGÚN EL TIPO DE SUELO Y EL VALOR DE "N" DEL SPT



A1.2 SÍMBOLOS Y NOMBRES TÍPICOS DE SUELOS

SÍMBOLOS Y NOMBRES TÍPICOS DE SUELOS ¹			
TIPO DE SUELO	SÍMBOLO	NOMBRE TÍPICO	INDICADOR
SUELOS GRANULARES (GRANO GRUESO)	GW	Gravas con una buena graduación. Mezclas de gravas y arenas con poco contenido de finos	
	GM	Gravas limosas. Mezclas de grava, arena y limo	
	GC	Gravas arcillosas. Son mezclas de grava, arena y arcilla	
	SW	Arenas con una buena graduación. Son mezclas de arena, grava y con poco contenido de finos	
	SM	Arena limosa	
	SC	Arena arcillosa	
SUELOS COHESIVOS (GRANO FINO)	ML	Limos inorgánicos, polvos de rocas, limos arenosos, limos arcillosos con una ligera plasticidad	
	CL	Arcillas inorgánicas de baja a media plasticidad, arcillas arenosas, arcillas limosas	
	MH	Limos inorgánicos de media plasticidad	
	CH	Arcillas inorgánicas de media plasticidad	

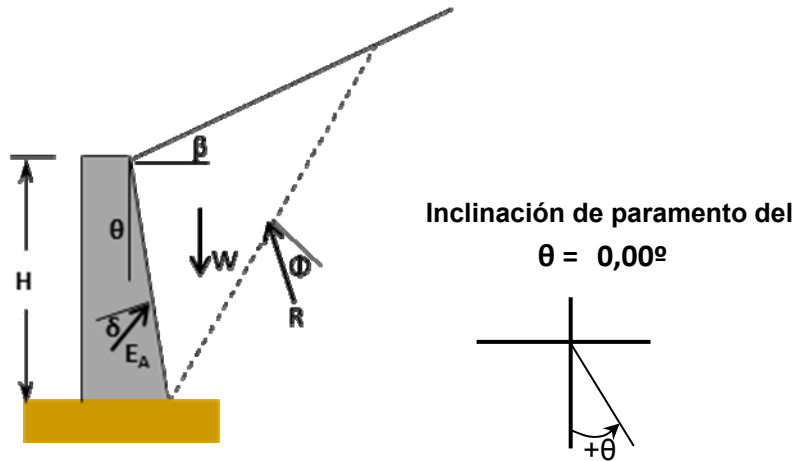
(1) FUENTE: SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS (SUCS), CASAGRANDE.

A1.3 MATRIZ DE COMPARACIÓN ENTRE SISTEMAS DE REFUERZO Y CONTENCIÓN DE SUELOS

CARÁCTERÍSTICAS	MÉTODOS DE REFORZAMIENTO O CONTENCIÓN			
	MURO ANCLADO	SOIL NAILING	MURO BERLÍN	APUNTALAMIENTO GIGANTE
Sistemas de refuerzo y mejoramiento de suelos, con inclusiones en el terreno.	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>		
Su aplicación es mayormente de carácter temporal			<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
Su proceso constructivo se puede realizar de arriba hacia abajo.	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
Su construcción no interfiere con estructuras vecinas enterradas u otras instalaciones del servicio público (agua, gas, etc).			<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
El proceso de construcción de esta estructura se realiza con mayor rapidez		<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	
Sistema que es adaptable a un alineamiento vertical irregular de la masa de suelo	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>		
Sistemas que ocupan menos espacio en el área de construcción	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	
Sistemas que permiten la reutilización de los materiales de construcción.			<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
Sistemas que se pueden aplicar en obras de carreteras como estabilización de taludes o cortes.	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>		
Sistemas que se pueden utilizar en estribos para puentes	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>		
No se necesita protección contra la corrosión			<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
Métodos útiles para el reforzamiento permanente de estructuras existentes dañadas, tales como muros de mampostería o de concreto reforzado.	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>		
Estructura que requiere de una longitud de empotramiento			<input checked="" type="checkbox"/>	
Sistema que incluye fuerza externa para su contención o estabilización	<input checked="" type="checkbox"/>			<input checked="" type="checkbox"/>
Estos sistemas consideran la adherencia que proviene de la interacción suelo-estructura.	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>		

ANEXO 2

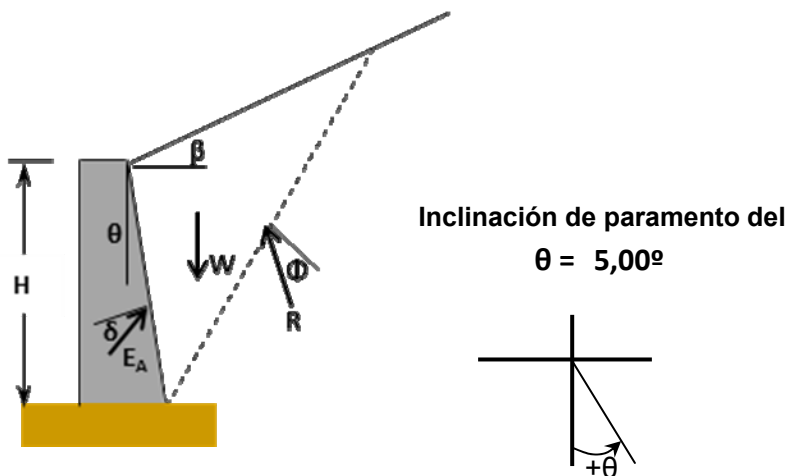
**A 2.1 COEFICIENTE DE PRESIÓN ACTIVA DE TIERRAS DE COULOMB
($\theta = 0.00^\circ$)**



$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\theta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \beta)}{\cos(\delta + \theta) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2}$$

$\delta(^{\circ})$	$\beta(^{\circ})$	$\Phi (^{\circ})$					
		25	30	35	40	45	50
0	0	0,4059	0,3333	0,2710	0,2174	0,1716	0,1325
	5	0,4307	0,3516	0,2842	0,2269	0,1781	0,1369
	10	0,4621	0,3737	0,2998	0,2377	0,1855	0,1418
	15	0,5048	0,4019	0,3189	0,2506	0,1941	0,1474
1/2 Φ	0	0,3674	0,3014	0,2461	0,1994	0,1597	0,1258
	5	0,3932	0,3202	0,2596	0,2090	0,1664	0,1304
	10	0,4263	0,3432	0,2757	0,2202	0,1741	0,1355
	15	0,4722	0,3729	0,2956	0,2336	0,1830	0,1414
2/3 Φ	0	0,3608	0,2973	0,2444	0,1998	0,1620	0,1295
	5	0,3872	0,3165	0,2583	0,2098	0,1690	0,1343
	10	0,4210	0,3400	0,2748	0,2214	0,1770	0,1398
	15	0,4682	0,3707	0,2954	0,2353	0,1864	0,1460

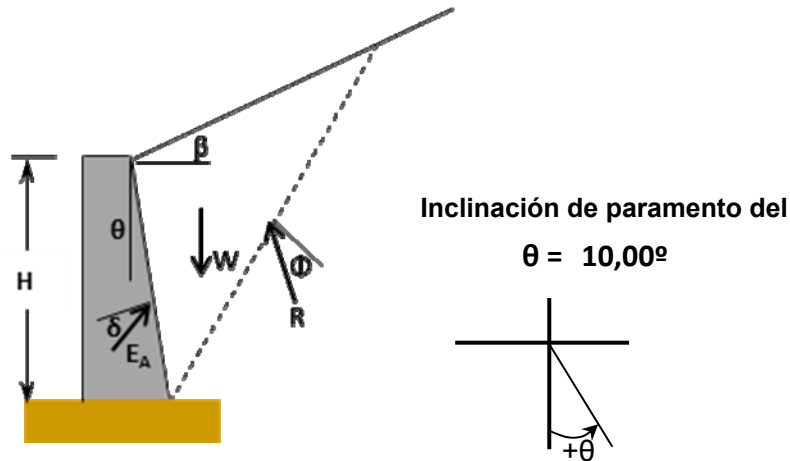
**A2.2 COEFICIENTE DE PRESIÓN ACTIVA DE TIERRAS DE COULOMB
($\theta = 5.0^\circ$)**



$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\theta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \beta)}{\cos(\delta + \theta) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2}$$

$\delta(^{\circ})$	$\beta(^{\circ})$	$\Phi (^{\circ})$					
		25	30	35	40	45	50
0	0	0,4403	0,3683	0,3055	0,2507	0,2030	0,1616
	5	0,4684	0,3895	0,3213	0,2624	0,2114	0,1675
	10	0,5034	0,4149	0,3398	0,2757	0,2209	0,1741
	15	0,5507	0,4471	0,3622	0,2914	0,2318	0,1815
1/2 Φ	0	0,4036	0,3379	0,2820	0,2341	0,1927	0,1568
	5	0,4334	0,3601	0,2986	0,2463	0,2016	0,1632
	10	0,4711	0,3872	0,3181	0,2604	0,2117	0,1703
	15	0,5231	0,4220	0,3422	0,2773	0,2235	0,1784
2/3 Φ	0	0,3981	0,3349	0,2816	0,2361	0,1969	0,1627
	5	0,4286	0,3578	0,2987	0,2489	0,2063	0,1696
	10	0,4675	0,3857	0,3190	0,2636	0,2170	0,1772
	15	0,5213	0,4219	0,3442	0,2813	0,2294	0,1859

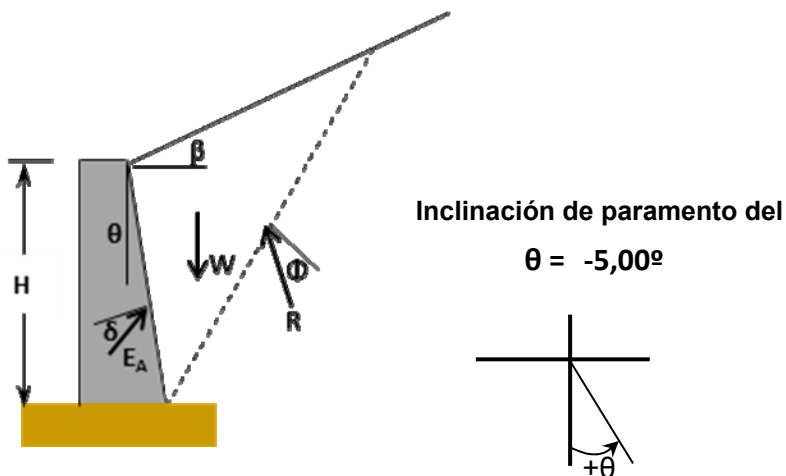
A2.3 COEFICIENTE DE PRESIÓN ACTIVA DE TIERRAS DE COULOMB
($\theta = 10.00^\circ$)



$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\theta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \beta)}{\cos(\delta + \theta) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2}$$

$\delta(^{\circ})$	$\beta(^{\circ})$	$\Phi (^{\circ})$					
		25	30	35	40	45	50
0	0	0,4783	0,4067	0,3434	0,2875	0,2380	0,1944
	5	0,5101	0,4313	0,3623	0,3018	0,2487	0,2022
	10	0,5495	0,4606	0,3842	0,3181	0,2607	0,2108
	15	0,6023	0,4975	0,4106	0,3371	0,2743	0,2205
1/2 Φ	0	0,4438	0,3784	0,3221	0,2732	0,2304	0,1927
	5	0,4782	0,4048	0,3424	0,2887	0,2421	0,2014
	10	0,5216	0,4368	0,3662	0,3064	0,2553	0,2111
	15	0,5809	0,4777	0,3953	0,3275	0,2705	0,2220
2/3 Φ	0	0,4395	0,3769	0,3235	0,2774	0,2372	0,2017
	5	0,4750	0,4043	0,3446	0,2937	0,2497	0,2112
	10	0,5200	0,4376	0,3696	0,3125	0,2638	0,2217
	15	0,5819	0,4804	0,4003	0,3348	0,2801	0,2337

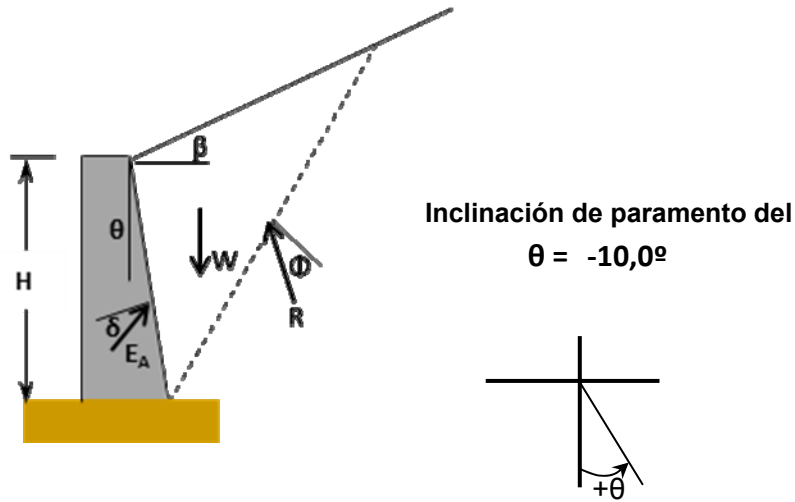
A2.4 COEFICIENTE DE PRESIÓN ACTIVA DE TIERRAS DE COULOMB
($\theta = -5.00^\circ$)



$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\theta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \beta)}{\cos(\delta + \theta) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2}$$

$\delta(^{\circ})$	$\beta(^{\circ})$	$\Phi (^{\circ})$					
		25	30	35	40	45	50
0	0	0,3740	0,3009	0,2391	0,1868	0,1430	0,1063
	5	0,3961	0,3166	0,2501	0,1944	0,1480	0,1095
	10	0,4243	0,3359	0,2631	0,2031	0,1537	0,1131
	15	0,4630	0,3607	0,2793	0,2136	0,1603	0,1172
1/2 Φ	0	0,3341	0,2681	0,2136	0,1683	0,1305	0,0989
	5	0,3567	0,2839	0,2246	0,1758	0,1355	0,1021
	10	0,3858	0,3034	0,2377	0,1845	0,1412	0,1057
	15	0,4265	0,3290	0,2541	0,1951	0,1479	0,1098
2/3 Φ	0	0,3268	0,2632	0,2109	0,1676	0,1314	0,1010
	5	0,3497	0,2792	0,2221	0,1753	0,1366	0,1043
	10	0,3792	0,2991	0,2355	0,1843	0,1425	0,1081
	15	0,4208	0,3251	0,2523	0,1952	0,1495	0,1125

**A2.5 COEFICIENTE DE PRESIÓN ACTIVA DE TIERRAS DE COULOMB
($\theta = -10.00^\circ$)**

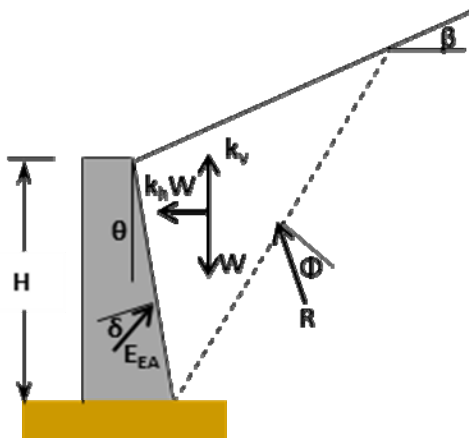


$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\theta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\delta + \theta) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2}$$

$\delta(^{\circ})$	$\beta(^{\circ})$	$\Phi (^{\circ})$					
		25	30	35	40	45	50
0	0	0,3440	0,2703	0,2091	0,1584	0,1167	0,0828
	5	0,3637	0,2838	0,2182	0,1643	0,1204	0,0850
	10	0,3891	0,3005	0,2290	0,1713	0,1247	0,0875
	15	0,4243	0,3223	0,2426	0,1797	0,1297	0,0904
1/2 Φ	0	0,3032	0,2372	0,1837	0,1400	0,1044	0,0753
	5	0,3229	0,2505	0,1925	0,1458	0,1080	0,0775
	10	0,3485	0,2670	0,2031	0,1525	0,1122	0,0799
	15	0,3847	0,2888	0,2166	0,1608	0,1171	0,0828
2/3 Φ	0	0,2953	0,2317	0,1804	0,1386	0,1044	0,0764
	5	0,3151	0,2451	0,1893	0,1445	0,1081	0,0786
	10	0,3409	0,2617	0,2001	0,1513	0,1124	0,0811
	15	0,3777	0,2838	0,2137	0,1597	0,1175	0,0841

**A2.6 COEFICIENTE DE PRESIÓN DE TIERRAS BAJO CONDICIÓN SÍSMICA
($\theta = 0.00^\circ$)**

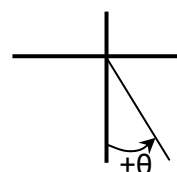
CONSIDERACIONES



Coeficiente sísmico vertical, $k_v = 0$

Coeficiente sísmico horizontal, $k_h = 0.16$

$\theta = 0,00^\circ$
 $\omega_1 = 9,09^\circ$



$$\omega_1 = \tan^{-1} \left(\frac{k_h}{1 - k_v} \right)$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \omega_1 - \theta)}{\cos \omega_1 \cos^2 \theta \cos(\theta + \delta + \omega_1) \left[1 + \frac{\sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \omega_1 - \beta)}{\cos(\delta + \theta + \omega_1) \cos(\beta - \theta)}}}{\cos(\delta + \theta + \omega_1) \cos(\beta - \theta)} \right]^2}$$

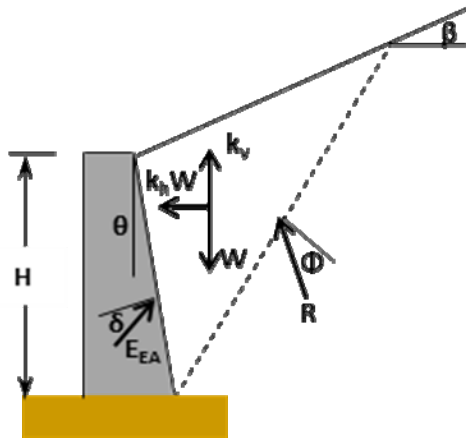
$\delta(^{\circ})$	$\beta(^{\circ})$	$\Phi(^{\circ})$					
		25	30	35	40	45	50
0	0	0,5263	0,4407	0,3669	0,3031	0,2477	0,1997
	5	0,5743	0,4746	0,3913	0,3207	0,2603	0,2086
	10	0,6462	0,5200	0,4221	0,3420	0,2752	0,2188
	15	0,8074	0,5893	0,4639	0,3693	0,2934	0,2310
1/2 Φ	0	0,4970	0,4158	0,3480	0,2906	0,2414	0,1989
	5	0,5505	0,4531	0,3747	0,3098	0,2553	0,2089
	10	0,6328	0,5041	0,4089	0,3335	0,2719	0,2204
	15	0,8268	0,5841	0,4564	0,3643	0,2925	0,2343
2/3 Φ	0	0,4947	0,4159	0,3507	0,2958	0,2489	0,2085
	5	0,5505	0,4548	0,3787	0,3162	0,2463	0,2193
	10	0,6369	0,5083	0,4148	0,3414	0,2817	0,2320
	15	0,8438	0,5932	0,4652	0,3743	0,3040	0,2473

**A2.7 COEFICIENTE DE PRESIÓN DE TIERRAS BAJO CONDICIÓN SÍSMICA
($\theta = 5.0^\circ$)**

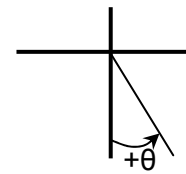
CONSIDERACIONES

Coefficiente sísmico vertical, $k_v = 0$

Coefficiente sísmico horizontal, $k_h = 0.16$



$\theta = 5,00^\circ$
 $\omega_1 = 9,09^\circ$



$$\omega_1 = \tan^{-1} \left(\frac{k_h}{1 - k_v} \right)$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \omega_1 - \theta)}{\cos \omega_1 \cos^2 \theta \cos(\theta + \delta + \omega_1) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \omega_1 - \beta)}{\cos(\delta + \theta + \omega_1) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2}$$

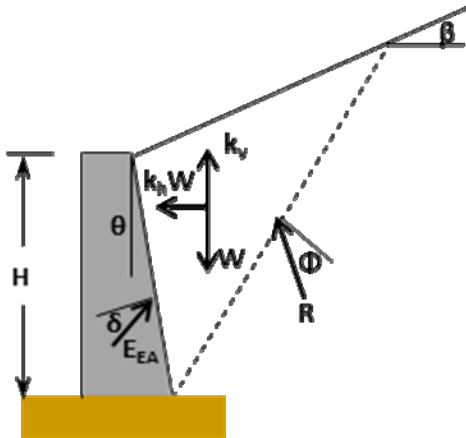
$\delta(^{\circ})$	$\beta(^{\circ})$	$\Phi (^{\circ})$					
		25	30	35	40	45	50
0	0	0,5597	0,4760	0,4030	0,3390	0,2827	0,2332
	5	0,6123	0,5140	0,4311	0,3598	0,2981	0,2444
	10	0,6903	0,5645	0,4662	0,3848	0,3160	0,2572
	15	0,8636	0,6409	0,5135	0,4166	0,3379	0,2723
1/2 Φ	0	0,5360	0,4563	0,3891	0,3314	0,2815	0,2378
	5	0,5958	0,4991	0,4206	0,3549	0,2990	0,2508
	10	0,6873	0,5573	0,4608	0,3836	0,3198	0,2659
	15	0,9015	0,6482	0,5162	0,4206	0,3454	0,2839
2/3 Φ	0	0,5361	0,4590	0,3946	0,3399	0,2928	0,2518
	5	0,5989	0,5041	0,4281	0,3651	0,3015	0,2662
	10	0,6958	0,5658	0,4709	0,3960	0,3459	0,2829
	15	0,9265	0,6631	0,5305	0,4361	0,3743	0,3030

**A2.8 COEFICIENTE DE PRESIÓN DE TIERRAS BAJO CONDICIÓN SÍSMICA
($\theta = 10.00^\circ$)**

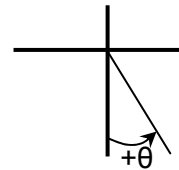
CONSIDERACIONES

Coeficiente sísmico vertical, $k_v = 0$

Coeficiente sísmico horizontal, $k_h = 0.16$



$\theta = 10,00^\circ$
 $\omega_1 = 9,09^\circ$



$$\omega_1 = \tan^{-1}\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right)$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \omega_1 - \theta)}{\cos \omega_1 \cos^2 \theta \cos(\theta + \delta + \omega_1) \left[1 + \frac{\sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \omega_1 - \beta)}{\cos(\delta + \theta + \omega_1) \cos(\beta - \theta)}}}{\cos(\delta + \theta + \omega_1) \cos(\beta - \theta)} \right]^2}$$

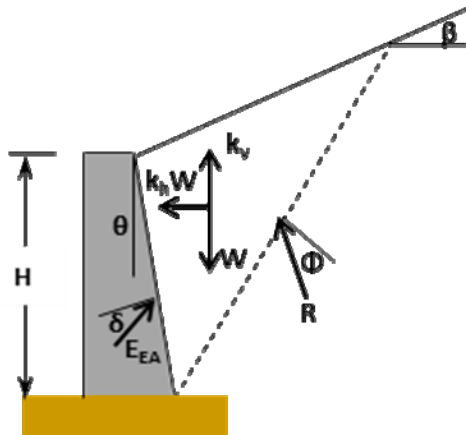
$\delta (^\circ)$	$\beta (^\circ)$	$\Phi (^\circ)$					
		25	30	35	40	45	50
0	0	0,5974	0,5153	0,4429	0,3787	0,3215	0,2705
	5	0,6555	0,5582	0,4753	0,4033	0,3402	0,2845
	10	0,7411	0,6148	0,5156	0,4327	0,3619	0,3005
	15	0,9297	0,6998	0,5695	0,4698	0,3881	0,3192
1/2 Φ	0	0,5801	0,5020	0,4354	0,3778	0,3273	0,2827
	5	0,6476	0,5515	0,4728	0,4064	0,3494	0,2997
	10	0,7505	0,6185	0,5203	0,4413	0,3754	0,3192
	15	0,9902	0,7226	0,5855	0,4861	0,4073	0,3424
2/3 Φ	0	0,5832	0,5079	0,4447	0,3906	0,3438	0,3027
	5	0,6547	0,5606	0,4848	0,4217	0,3712	0,3218
	10	0,7645	0,6324	0,5361	0,4598	0,4274	0,3438
	15	1,0254	0,7452	0,6071	0,5090	0,4638	0,3702

**A2.9 COEFICIENTE DE PRESIÓN DE TIERRAS BAJO CONDICIÓN SÍSMICA
($\theta = -5.00^\circ$)**

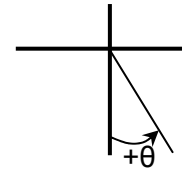
CONSIDERACIONES

Coefficiente sísmico vertical, $k_v = 0$

Coefficiente sísmico horizontal, $k_h = 0.16$



$\theta = -5,00^\circ$
 $\omega_1 = 9,09^\circ$



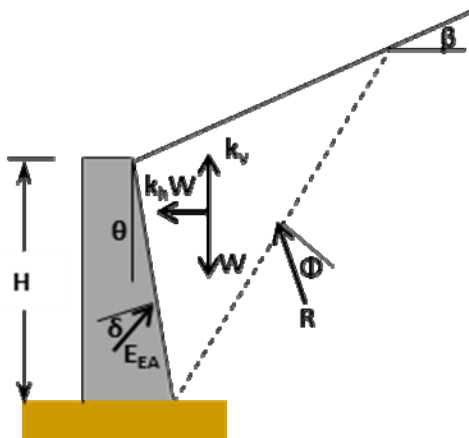
$$\omega_1 = \tan^{-1} \left(\frac{k_h}{1 - k_v} \right)$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \omega_1 - \theta)}{\cos \omega_1 \cos^2 \theta \cos(\theta + \delta + \omega_1) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \omega_1 - \beta)}{\cos(\delta + \theta + \omega_1) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2}$$

$\delta(^{\circ})$	$\beta(^{\circ})$	$\Phi (^{\circ})$					
		25	30	35	40	45	50
0	0	0,4961	0,4083	0,3337	0,2701	0,2157	0,1693
	5	0,5404	0,4387	0,3550	0,2849	0,2260	0,1763
	10	0,6072	0,4798	0,3821	0,3031	0,2382	0,1844
	15	0,7589	0,5433	0,4192	0,3266	0,2533	0,1941
1/2 Φ	0	0,4621	0,3793	0,3110	0,2539	0,2057	0,1648
	5	0,5103	0,4119	0,3336	0,2697	0,2167	0,1723
	10	0,5851	0,4568	0,3629	0,2893	0,2299	0,1811
	15	0,7629	0,5280	0,4038	0,3149	0,2464	0,1918
2/3 Φ	0	0,4578	0,3773	0,3114	0,2566	0,2105	0,1711
	5	0,5076	0,4111	0,3350	0,2732	0,2014	0,1792
	10	0,5855	0,4578	0,3655	0,2938	0,2297	0,1887
	15	0,7735	0,5325	0,4084	0,3208	0,2471	0,2002

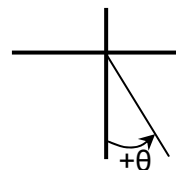
**A2.10 COEFICIENTE DE PRESIÓN DE TIERRAS BAJO CONDICIÓN SÍSMICA
($\theta = -10.00^\circ$)**

CONSIDERACIONES



Coeficiente sísmico vertical, $k_v = 0$
 Coeficiente sísmico horizontal, $k_h = 0.16$

$\theta = -10,00^\circ$
 $\omega_1 = 9,09^\circ$



$$\omega_1 = \tan^{-1} \left(\frac{k_h}{1 - k_v} \right)$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \omega_1 - \theta)}{\cos \omega_1 \cos^2 \theta \cos(\theta + \delta + \omega_1) \left[1 + \frac{\sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \omega_1 - \beta)}{\cos(\delta + \theta + \omega_1) \cos(\beta - \theta)}}}{\cos(\delta + \theta + \omega_1) \cos(\beta - \theta)} \right]^2}$$

$\delta (^\circ)$	$\beta (^\circ)$	$\Phi (^\circ)$					
		25	30	35	40	45	50
0	0	0,4685	0,3782	0,3027	0,2392	0,1859	0,1414
	5	0,5095	0,4056	0,3212	0,2517	0,1943	0,1468
	10	0,5722	0,4430	0,3450	0,2672	0,2042	0,1530
	15	0,7164	0,5013	0,3781	0,2873	0,2166	0,1606
1/2 Φ	0	0,4302	0,3457	0,2771	0,2206	0,1737	0,1345
	5	0,4739	0,3744	0,2963	0,2335	0,1823	0,1401
	10	0,5424	0,4142	0,3213	0,2496	0,1927	0,1467
	15	0,7072	0,4779	0,3566	0,2708	0,2058	0,1548
2/3 Φ	0	0,4242	0,3421	0,2758	0,2214	0,1763	0,1385
	5	0,4691	0,3715	0,2956	0,2349	0,1641	0,1444
	10	0,5399	0,4126	0,3215	0,2516	0,1866	0,1515
	15	0,7125	0,4787	0,3581	0,2737	0,2002	0,1600

ANEXO 3

A3.1. ESTIMACIÓN DE LA CAPACIDAD DEL BULBO DE ANCLAJE (MANUAL DE CONSTRUCCIÓN GEOTÉCNICA, MÉXICO)

CAPACIDAD ULTIMA DE ANCLAS CON BULBO RECTO EMBEBIDO EN ROCA

La capacidad de estas anclas se estima con:

$$P_u = \pi D_b l_b \tau_{ult}$$

Dónde:

P_u = Capacidad del anclaje (KN)

l_b = Longitud del bulbo (m)

D_b = Diámetro del bulbo (m)

τ_{ult} = Resistencia al esfuerzo cortante en la interfaz bulbo-roca (KN/m²)

La resistencia al esfuerzo cortante se calcula como:

$$\tau_{ult} = \frac{\sigma_{ult}}{2 \sqrt{\frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi}}}$$

En donde:

σ_{ult} = Resistencia a la compresión simple de la roca (KN/m²)

ϕ = Ángulo de fricción interna del suelo (°)

CAPACIDAD DE ANCLAS EN SUELOS GRANULARES

ANCLAS INYECTADAS A BAJA PRESIÓN EN SUELOS NO COHESIVOS

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:

$$P_u = l_b \eta \tan \phi$$

Dónde:

η = Factor empírico que depende de la permeabilidad del suelo.

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.

TABLA A3.1.1: FACTOR EMPIRICO η

TIPO DE SUELO	PERMEABILIDAD k (cm/s)	FACTOR η (T/m)
Arenas Gruesas	$>10^{-1}$	40 a 60
Arenas Finas	10^{-1} a 10^{-3}	13 a 15

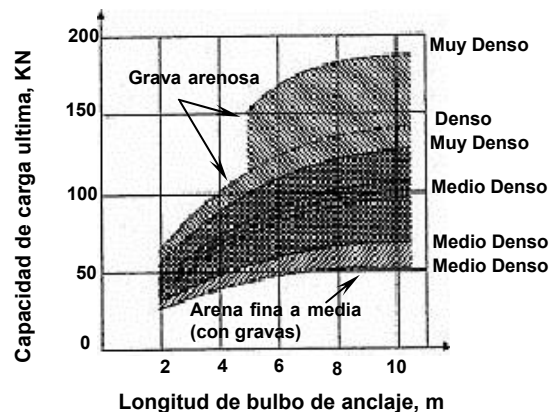
En relación con la presión de inyección, una fórmula empírica adicional se deriva de los ensayos de campo, y se relaciona con la capacidad última de anclaje como se muestra en la siguiente expresión:

$$P_u = p' \pi D_b l_b \tan \phi$$

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.

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



- Grava arenosa, C_u de 5 a 33
 - Arena de media a gruesa (con gravas) C_u de 3.4 a 4.5
 - Arena fina a media (con gravas) C_u de 1.6 a 3.1
- Coefficiente de uniformidad C_u
- $C_u = D_{60} / D_{10}$
- D_{60} = Tamaño máximo del 60% de partículas
- D_{10} = Tamaño máximo del 10% de partículas

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 REINYECCIONADOS 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

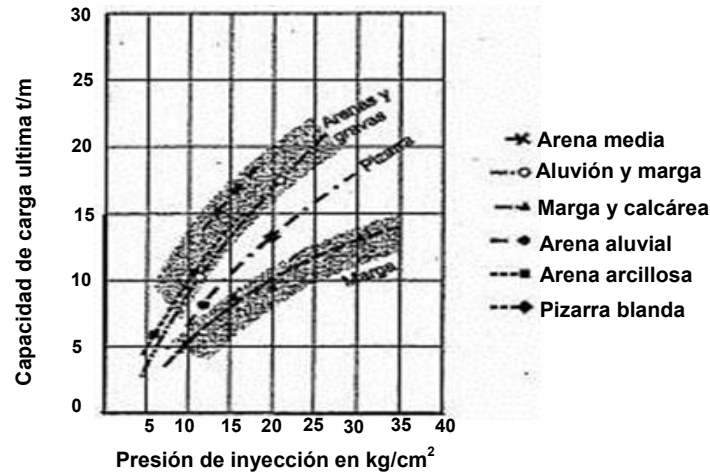


Figura A3.2: Capacidad de anclas en suelos granulares inyectadas a altas presiones
Fuente: Ground Anchors and Anchored Systems, Geotechnical Engineering Circular N°4.

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/cm^2 (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/m^2)
 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).

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 MÚLTIPLES

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

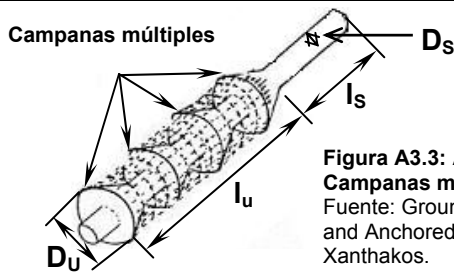
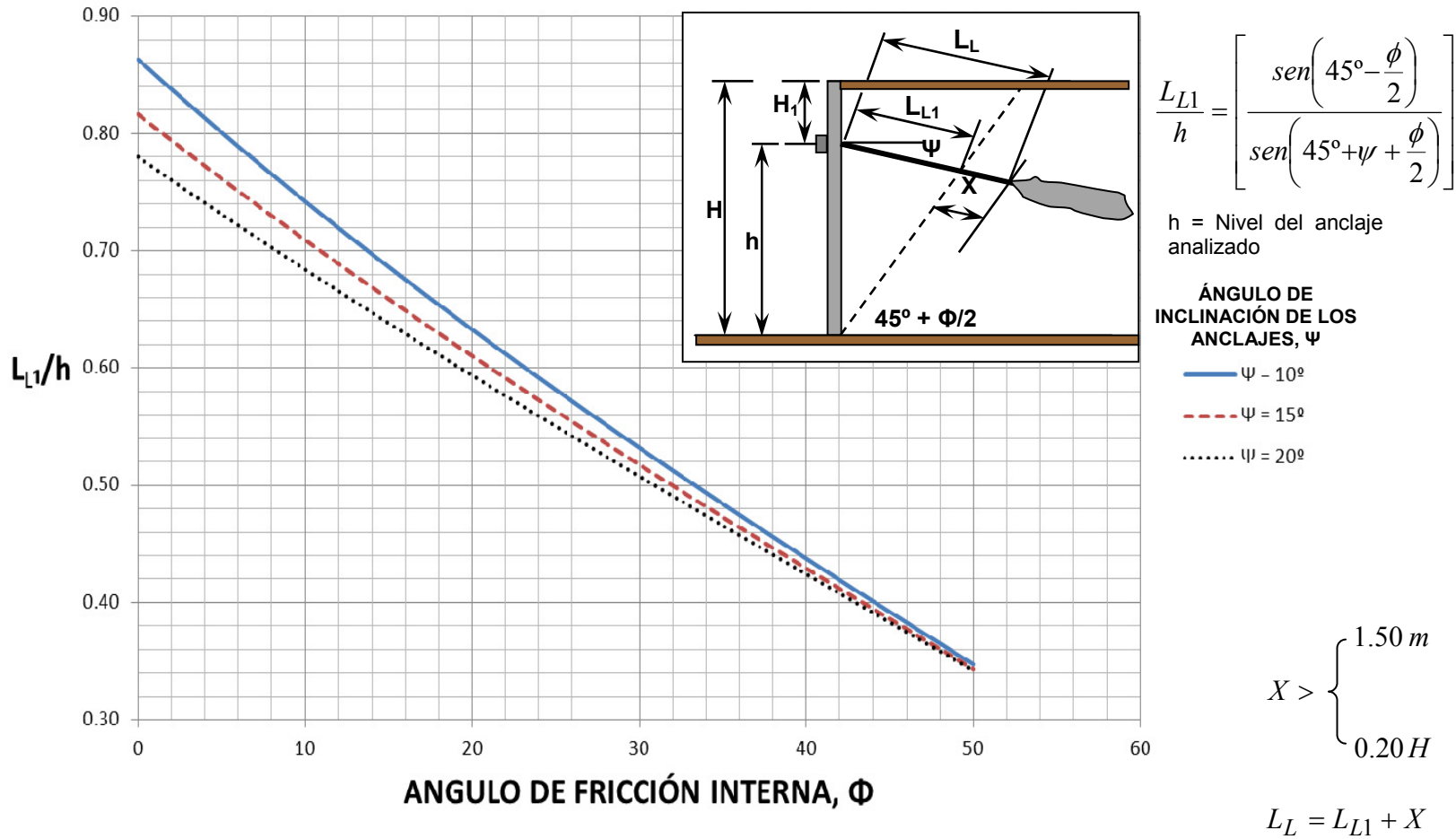


Figura A3.3: Anclaje de Campanas múltiples
Fuente: Ground Anchors and Anchored Structures, Xanthakos.

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%.

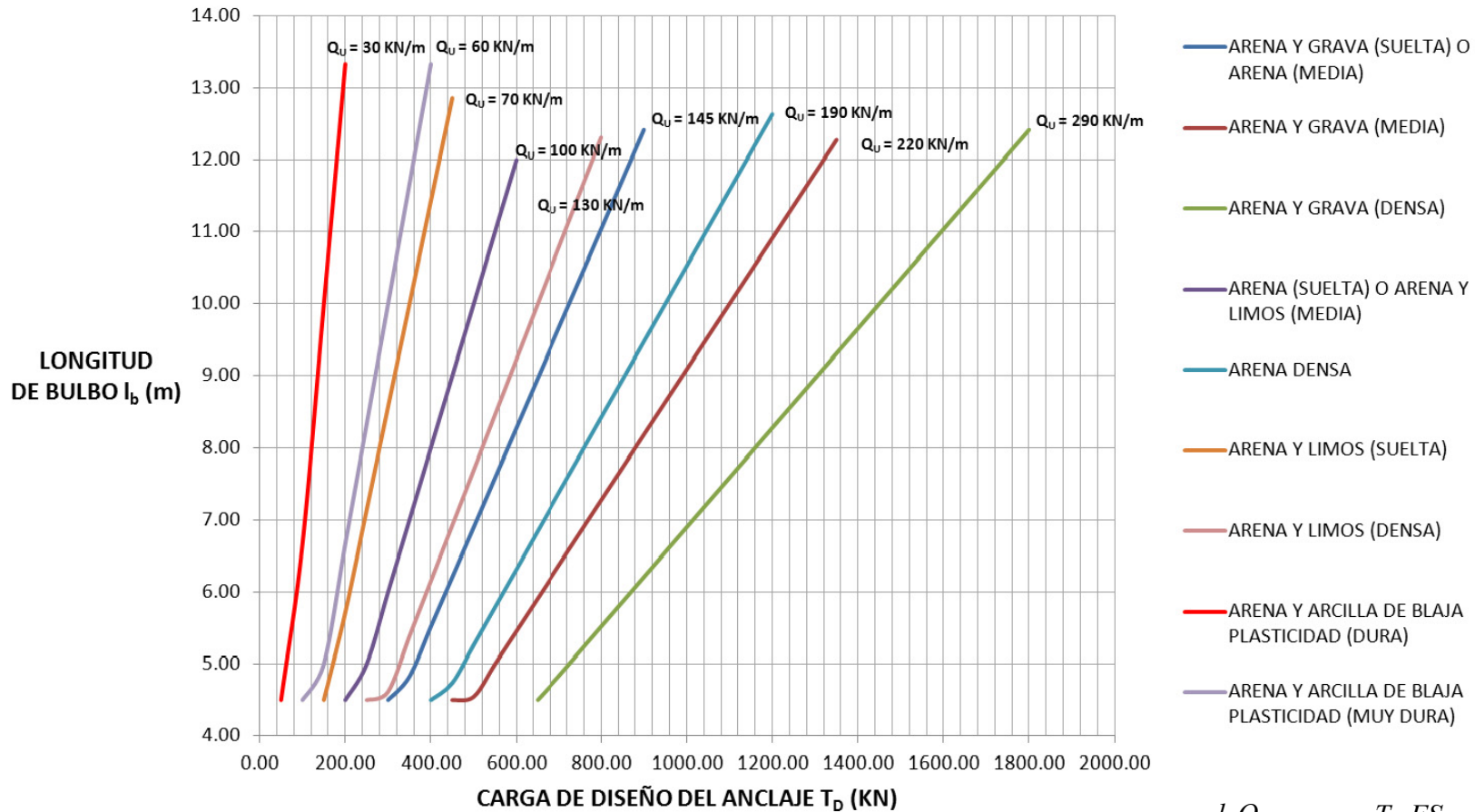
A3.2 NOMOGRAMA PARA CÁLCULO DE LONGITUD PRELIMINAR, L_{L1}



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

A3.3 NOMOGRAMA PARA CALCULAR LONGITUD DE BULBO EN SUELOS



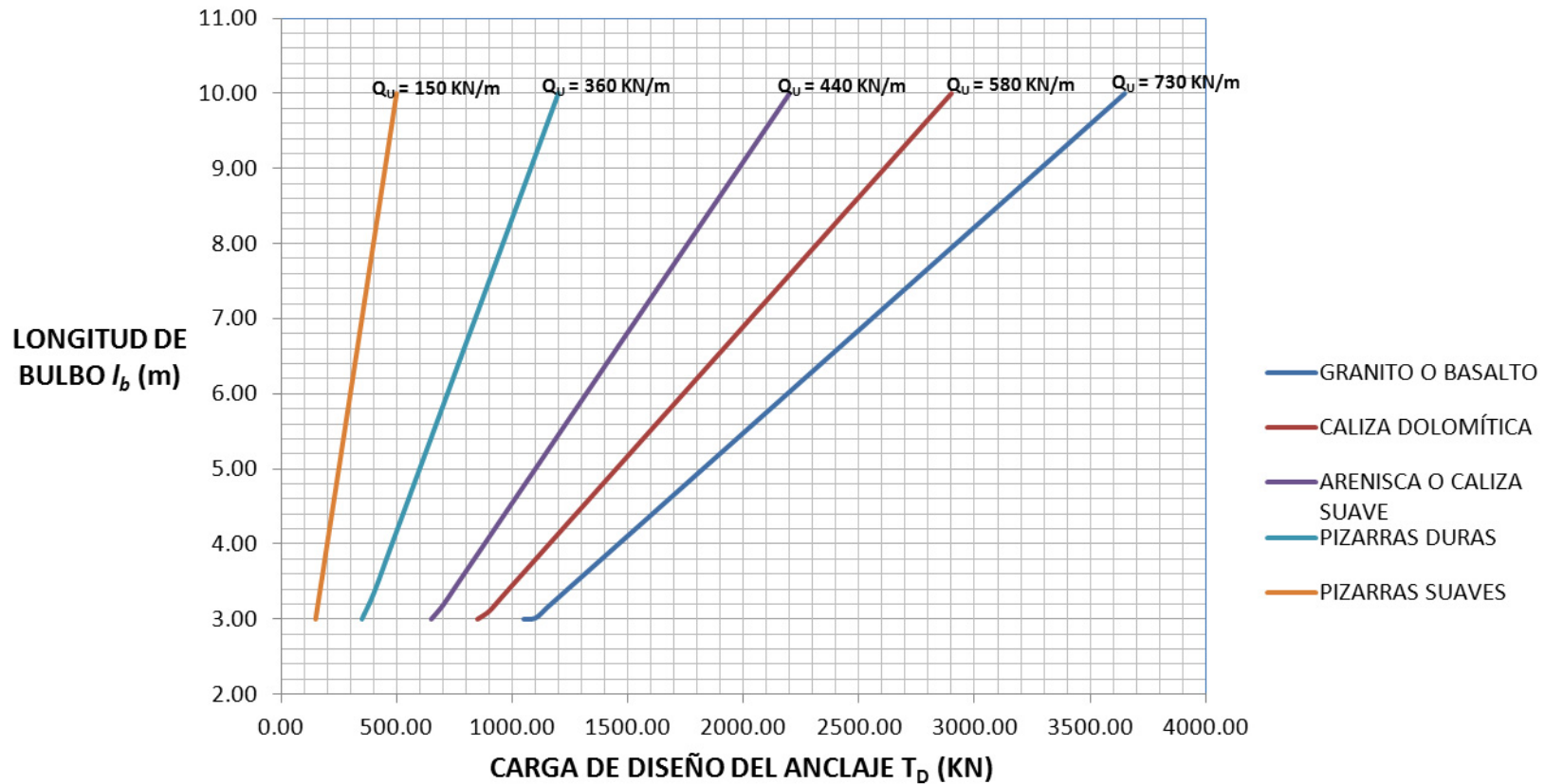
NOTAS

Q_u = CAPACIDAD DE TRANSFERENCIA DE CARGA (KN/m)

LAS LONGITUDES DE BULBO EN SUELOS SE CALCULARON TOMANDO EN CUENTA UNA LONGITUD MÍNIMA DE 4.5 m Y UNA MÁXIMA DE 12 m. ADEMÁS SE INCORPORÓ UN FACTOR DE SEGURIDAD DE 2.0

$$T_D = \frac{l_b Q_u}{FS} \Rightarrow l_b = \frac{T_D FS}{Q_u}$$

A3.4 NOMOGRAMA PARA CALCULAR LONGITUD DE BULBO EN ROCAS



NOTAS

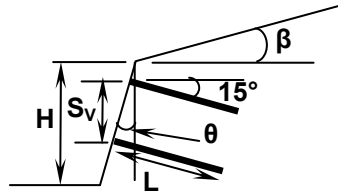
Q_u = CAPACIDAD DE TRANSFERENCIA DE CARGA (KN/m)

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)

$$T_D = \frac{l_b Q_u}{FS} \Rightarrow l_b = \frac{T_D FS}{Q_u}$$

ANEXO 4

A 4.1 CARTAS PARA EL DISEÑO PRELIMINAR SIMPLIFICADO DE MUROS SOIL NAILING

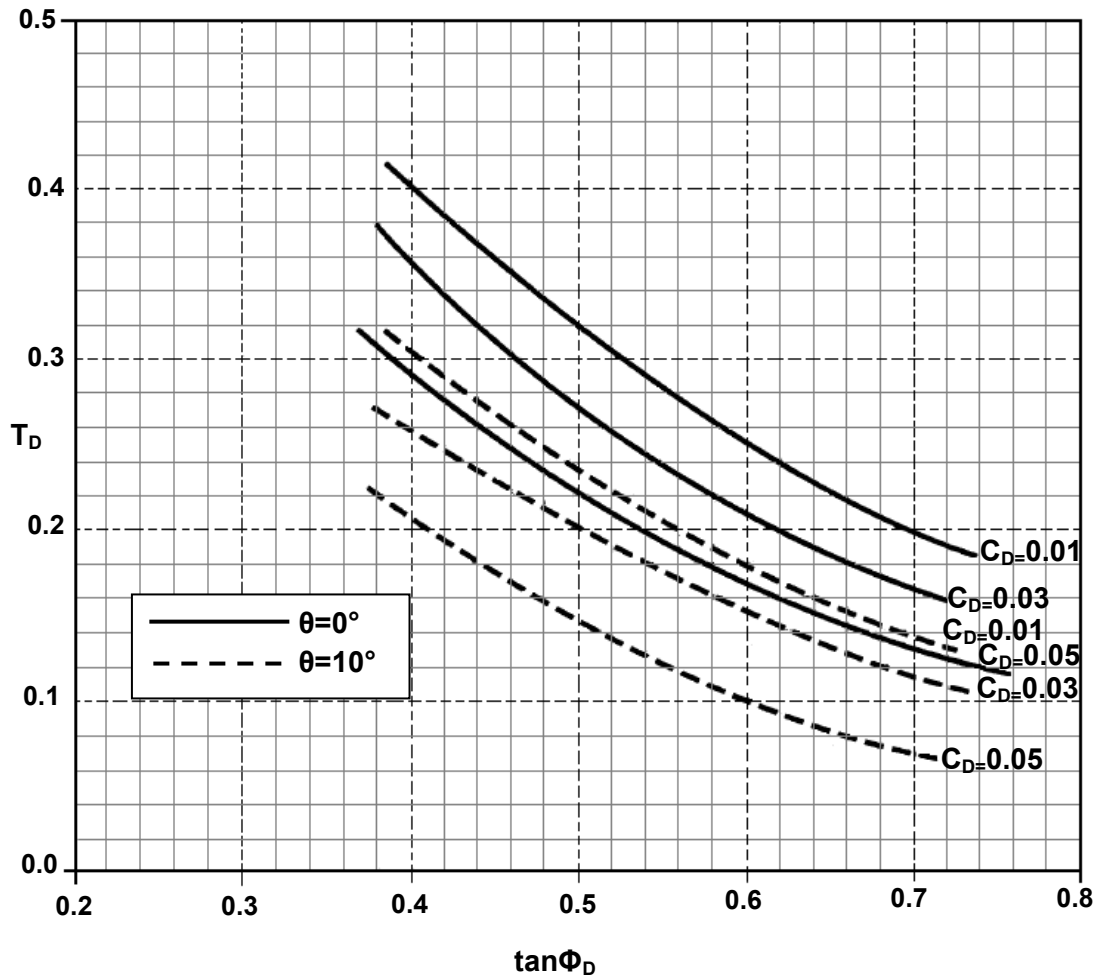


$$\tan \phi_D = \phi_\phi \tan \phi$$

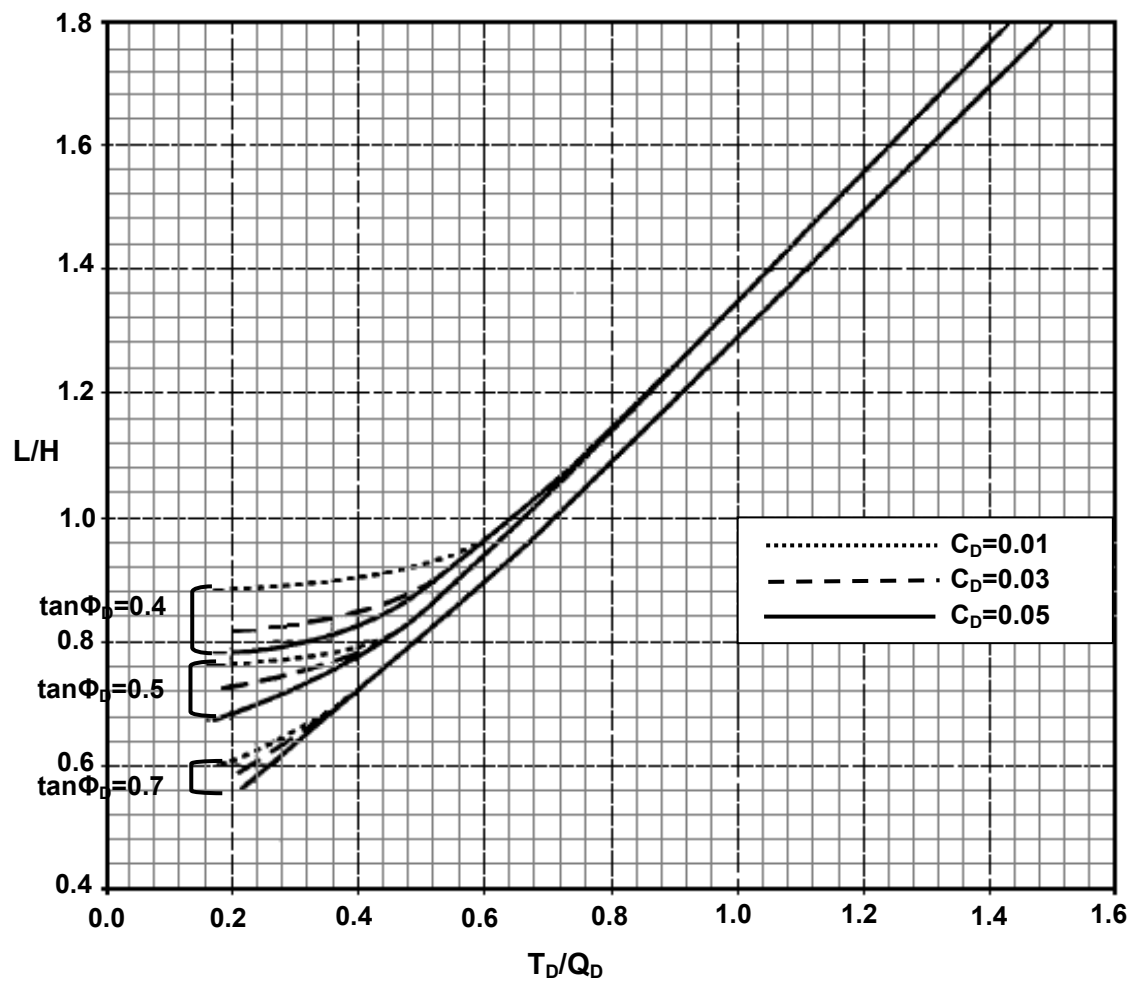
$$C_D = \frac{\phi_C c_u}{\Gamma_w \gamma H}$$

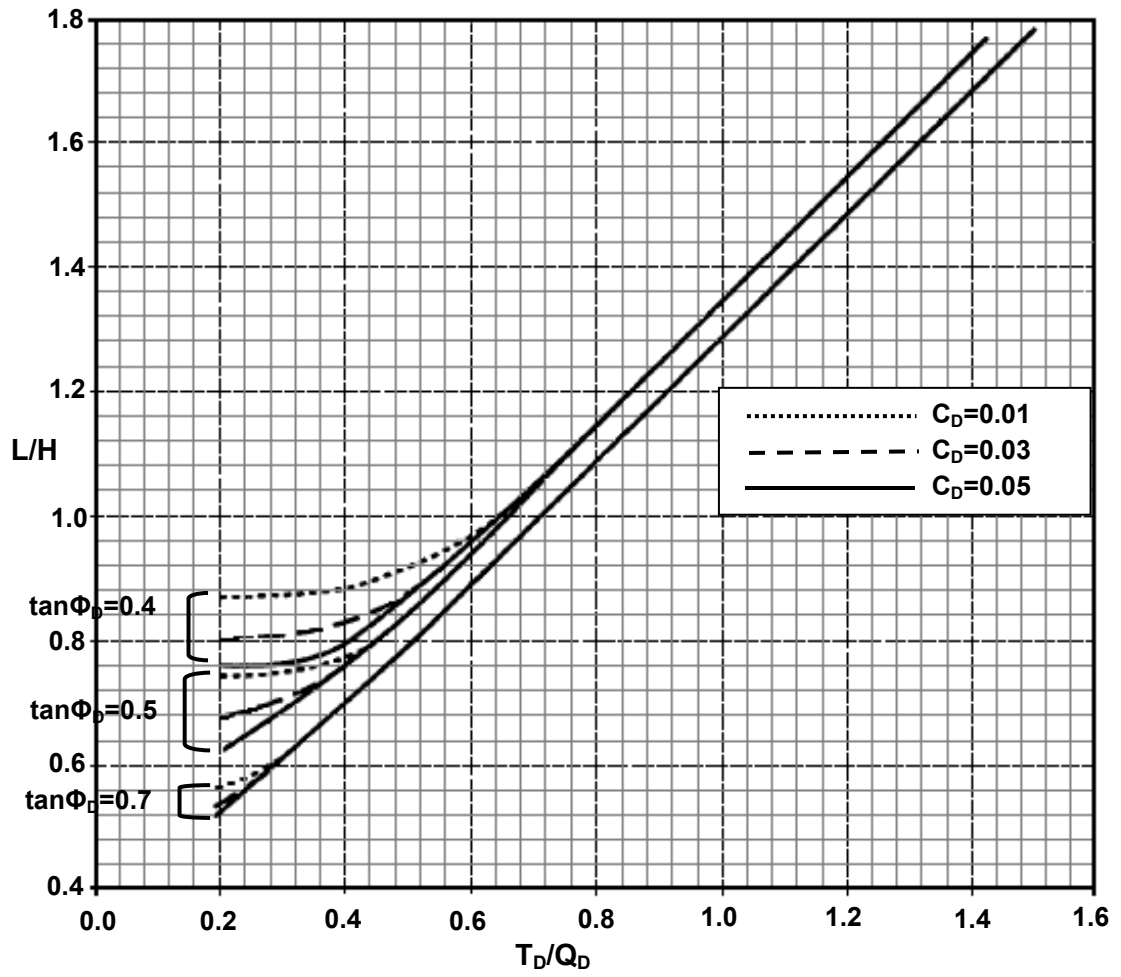
$$Q_D = \frac{\phi_Q Q_e}{\Gamma_w \gamma S_V S_H}$$

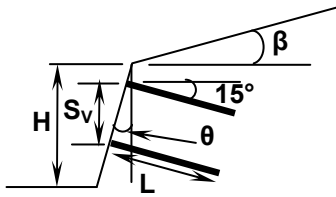
$$T_D = \frac{\phi_N T_{NN}}{\Gamma_w \gamma H S_V S_H}$$



Carta 4.1A Para $\beta=0^\circ$.

Carta 4.1B para $\beta=0^\circ$ y $\theta=0^\circ$

Carta 4.1C para $\beta=0^\circ$ y $\theta=10^\circ$.

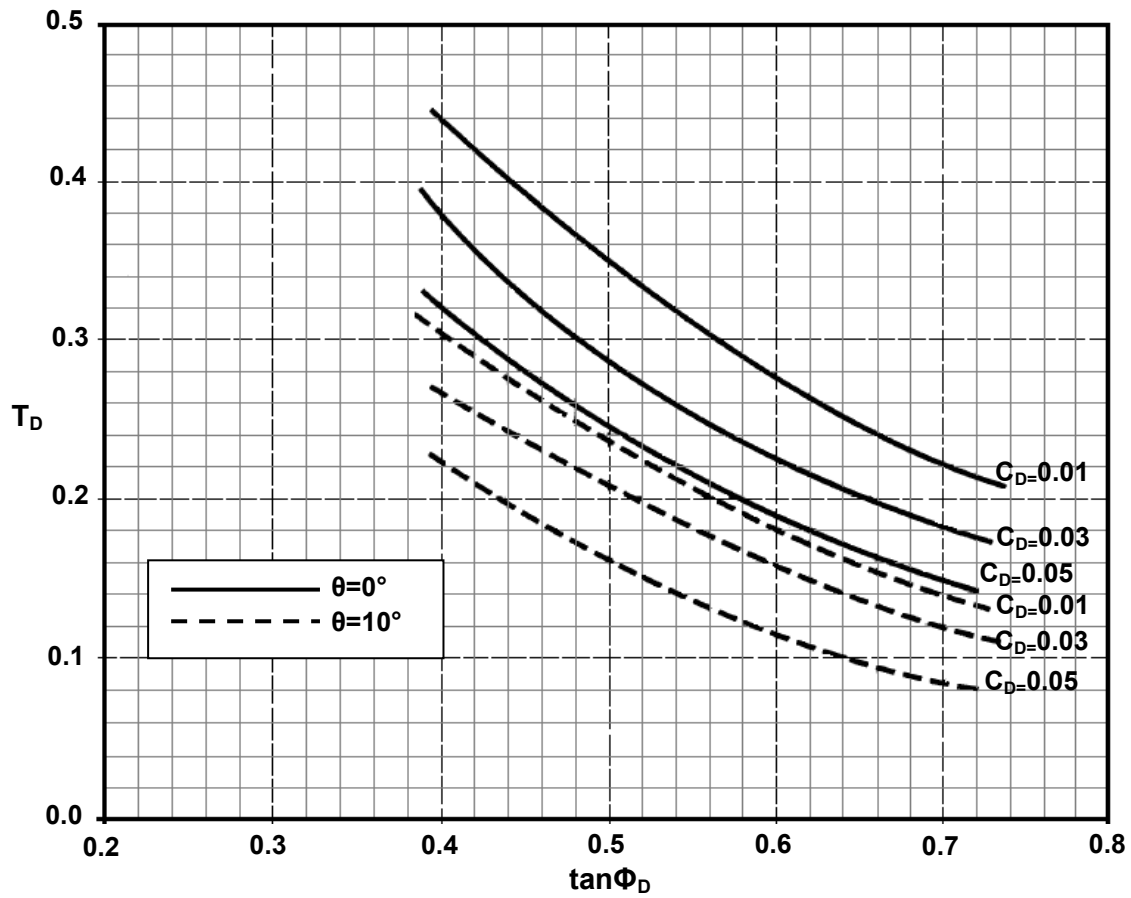


$$\tan \phi_D = \phi_\phi \tan \phi$$

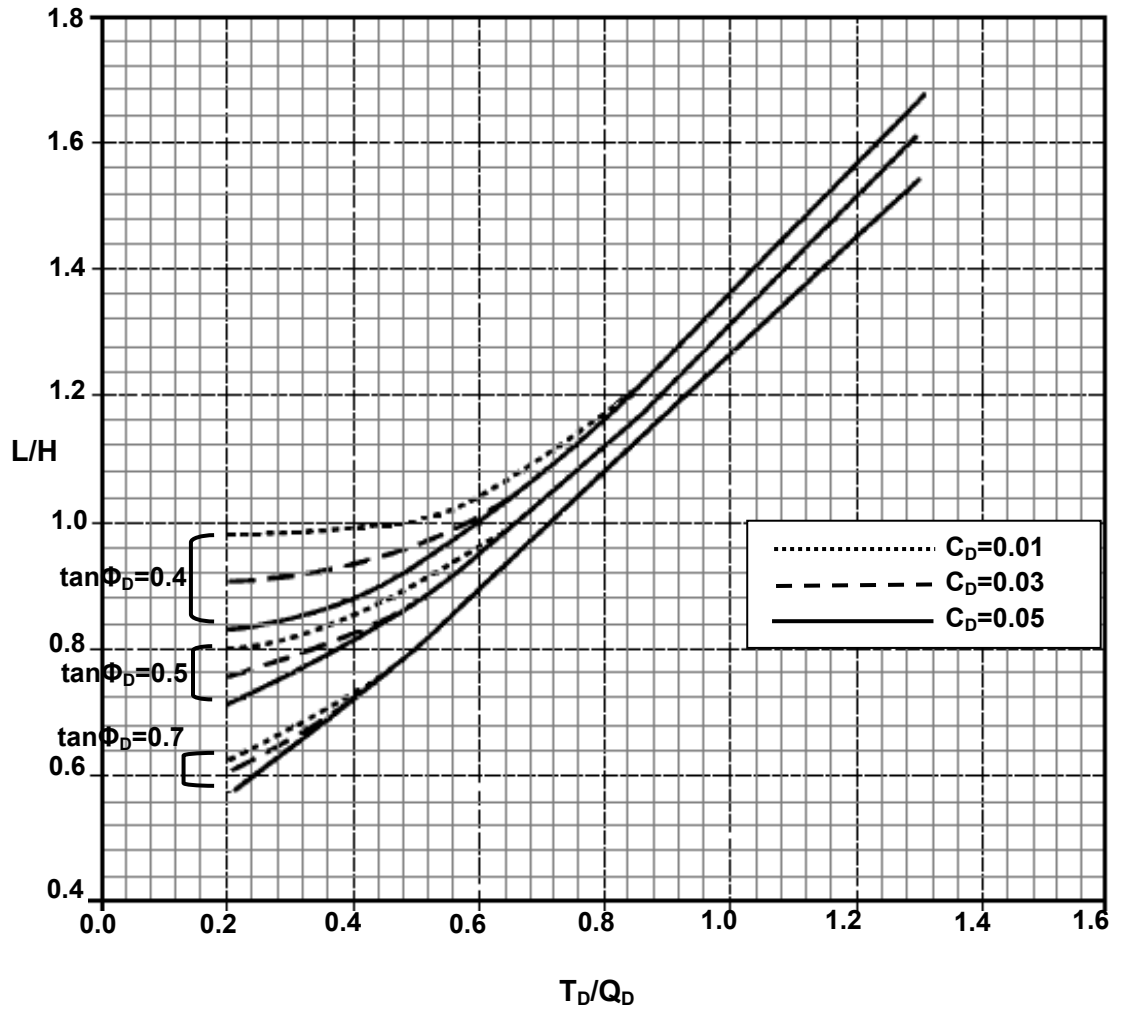
$$C_D = \frac{\phi_C c_u}{\Gamma_w \gamma H}$$

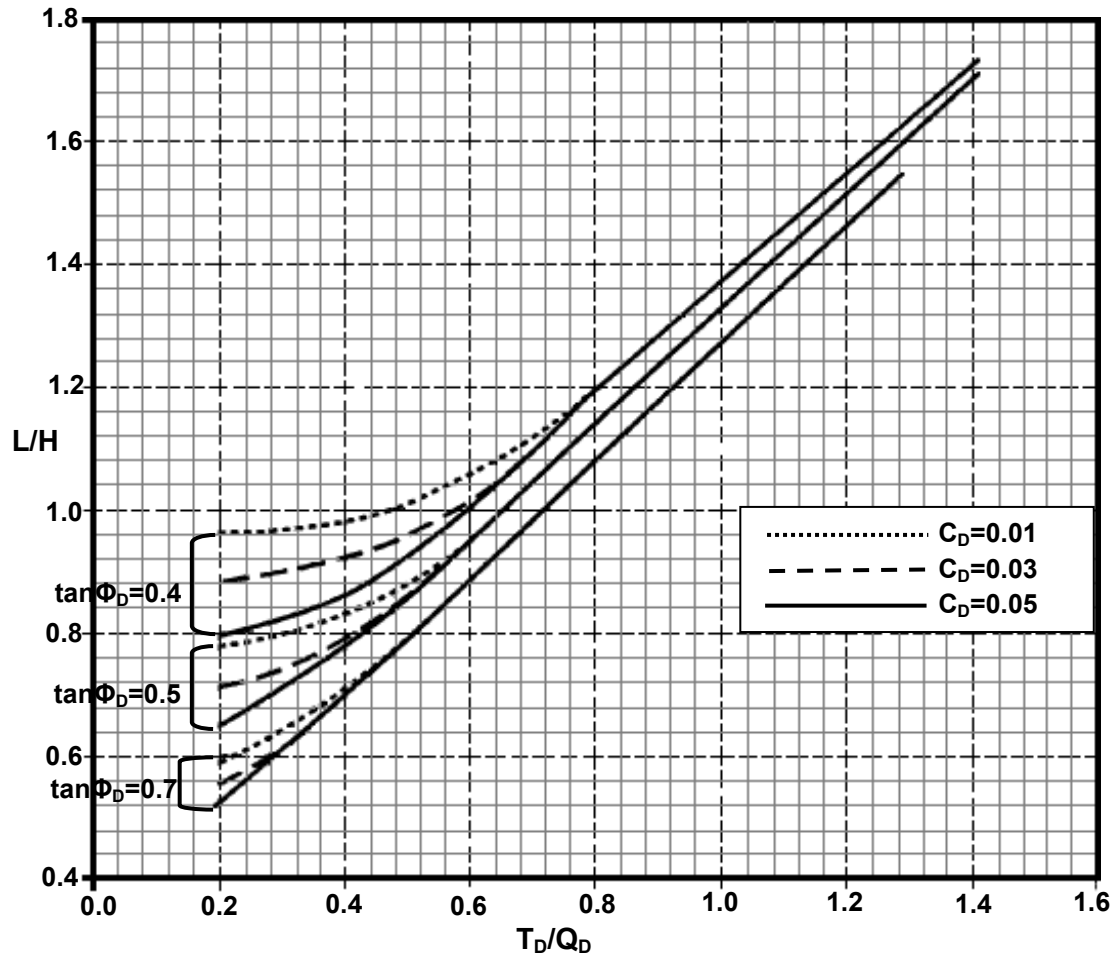
$$Q_D = \frac{\phi_Q Q_e}{\Gamma_w \gamma S_V S_H}$$

$$T_D = \frac{\phi_N T_{NN}}{\Gamma_w \gamma H S_V S_H}$$

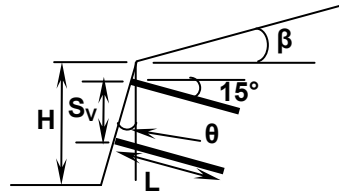


Carta 4.2A para β=10°.

Carta 4.2B para $\beta=10^\circ$ y $\theta=0^\circ$



Carta 4.2C para $\beta=10^\circ$ y $\theta=10^\circ$.

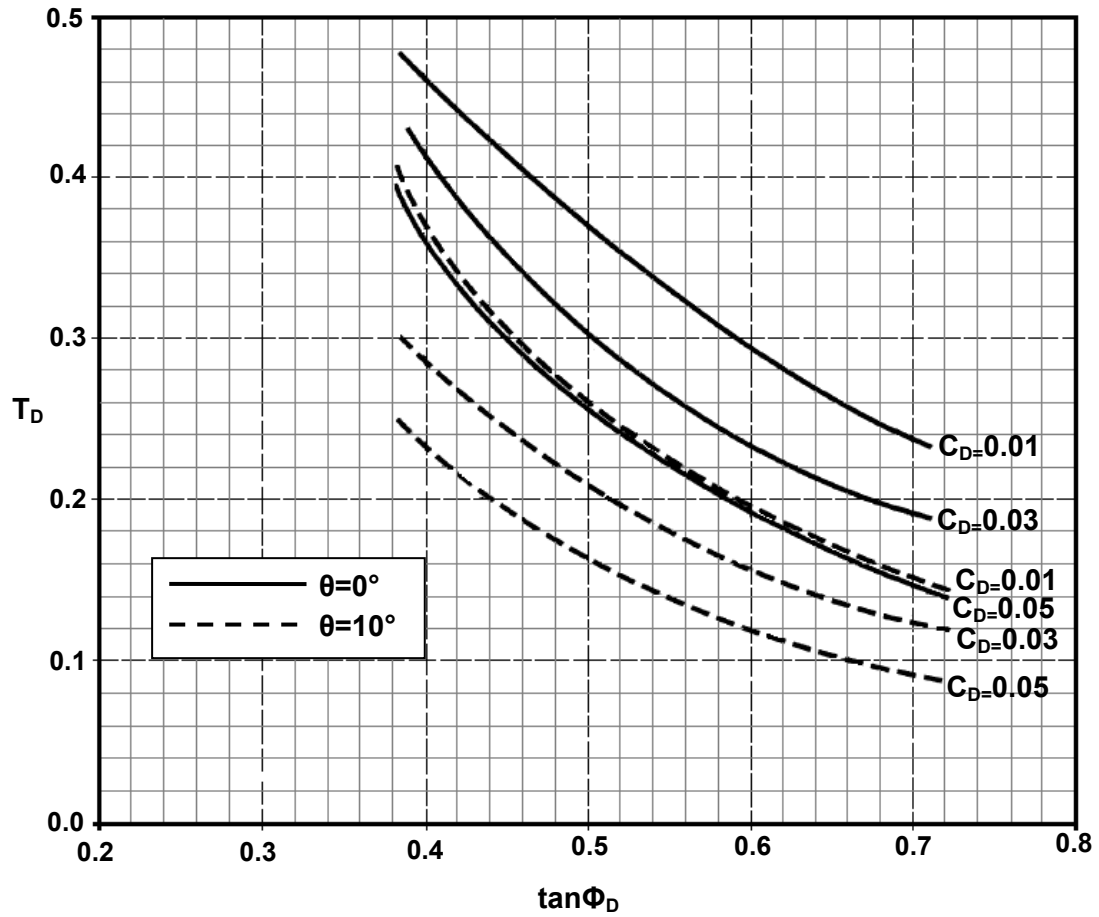


$$\tan \phi_D = \phi_\phi \tan \phi$$

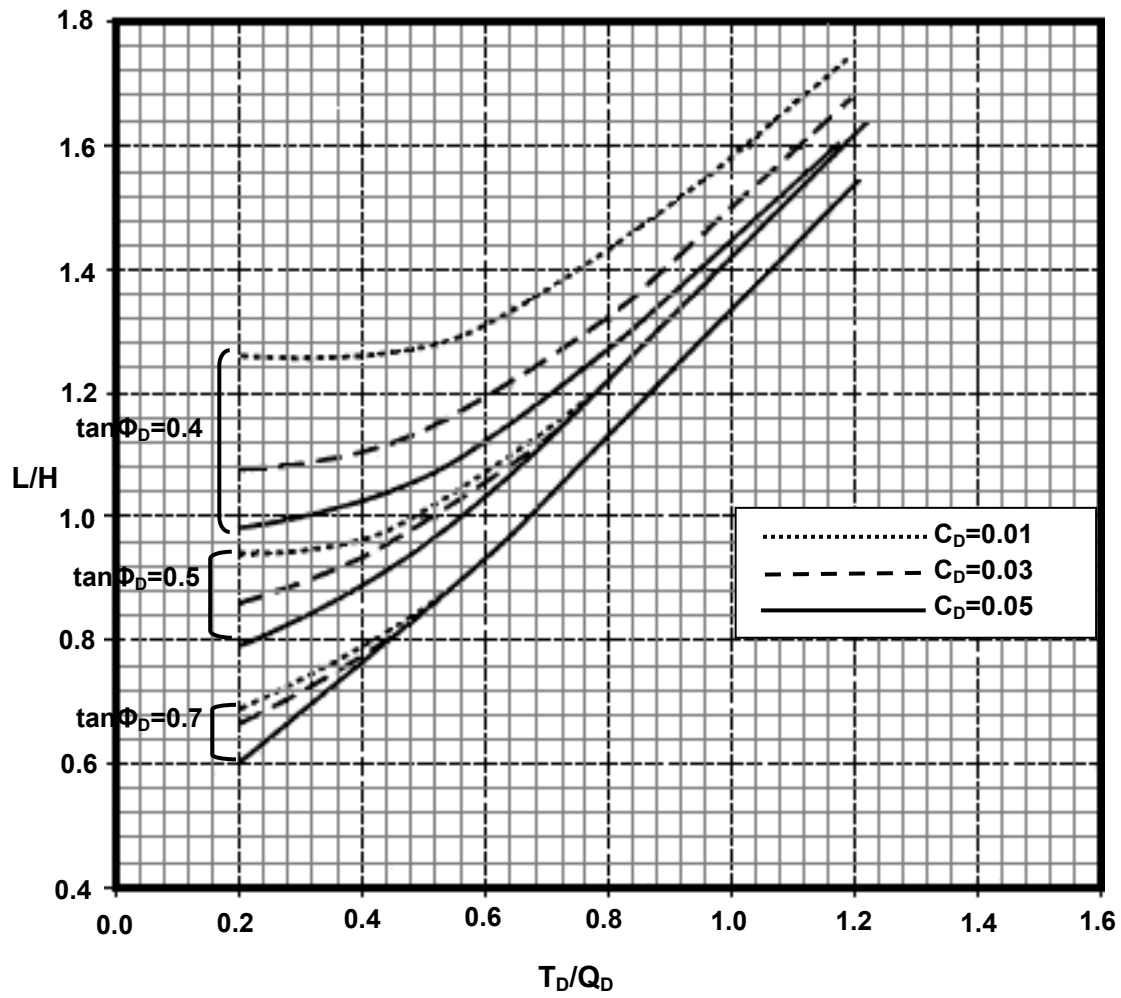
$$C_D = \frac{\phi_C c_u}{\Gamma_w \gamma H}$$

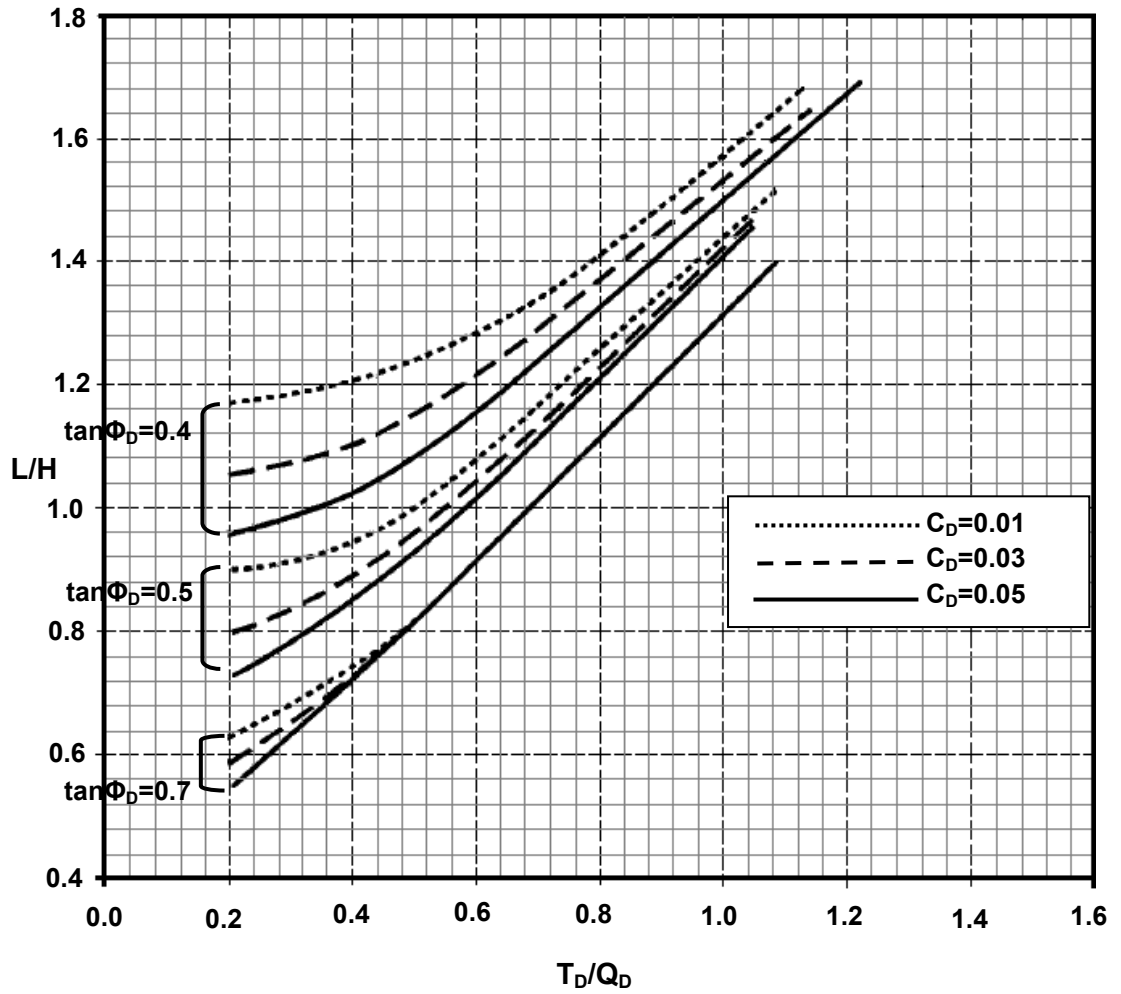
$$Q_D = \frac{\phi_Q Q_e}{\Gamma_w \gamma S_V S_H}$$

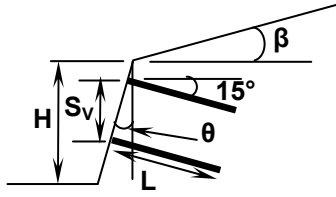
$$T_D = \frac{\phi_N T_{NN}}{\Gamma_w \gamma H S_V S_H}$$



Carta 4.3A para $\beta=20^\circ$.

Carta 4.3B para $\beta=20^\circ$ y $\theta=0^\circ$.

Carta 4.3C para $\beta=20^\circ$ y $\theta=10^\circ$.

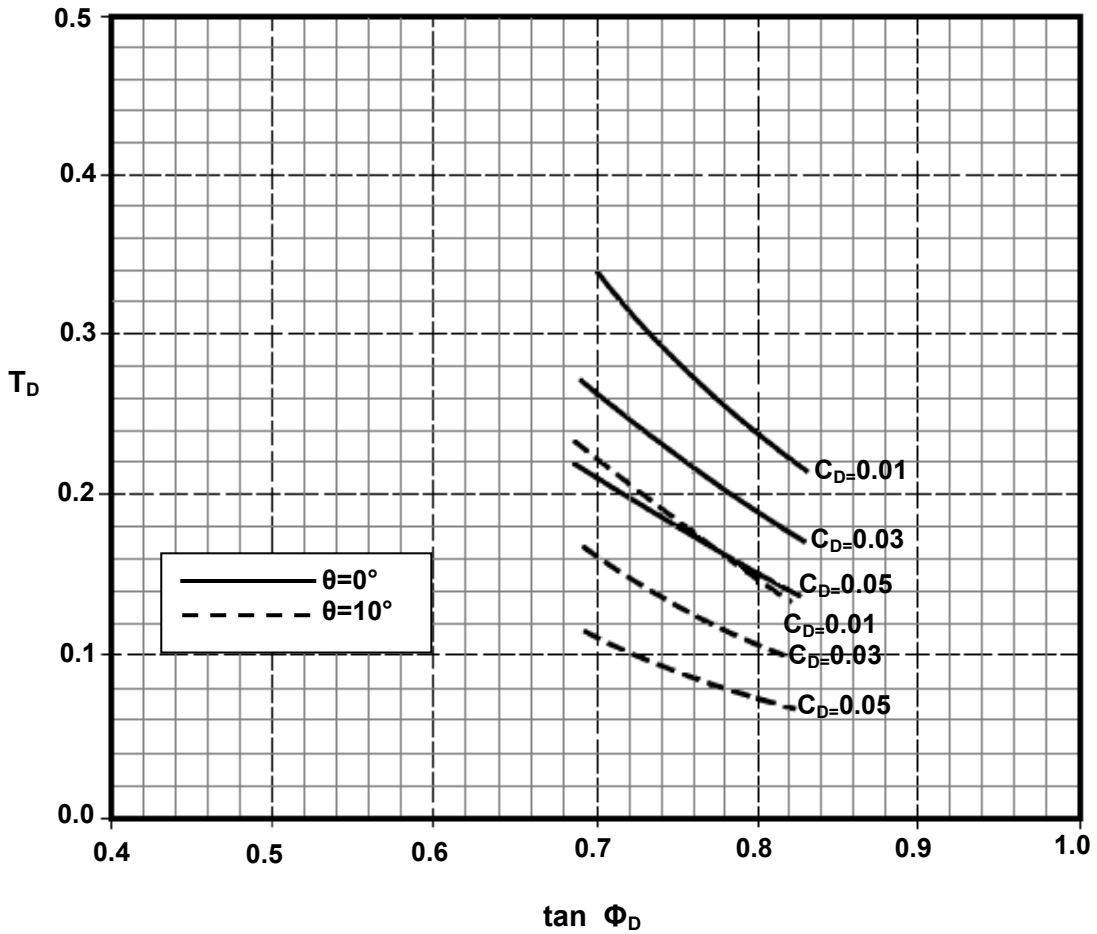


$$\tan \phi_D = \phi_\phi \tan \varphi$$

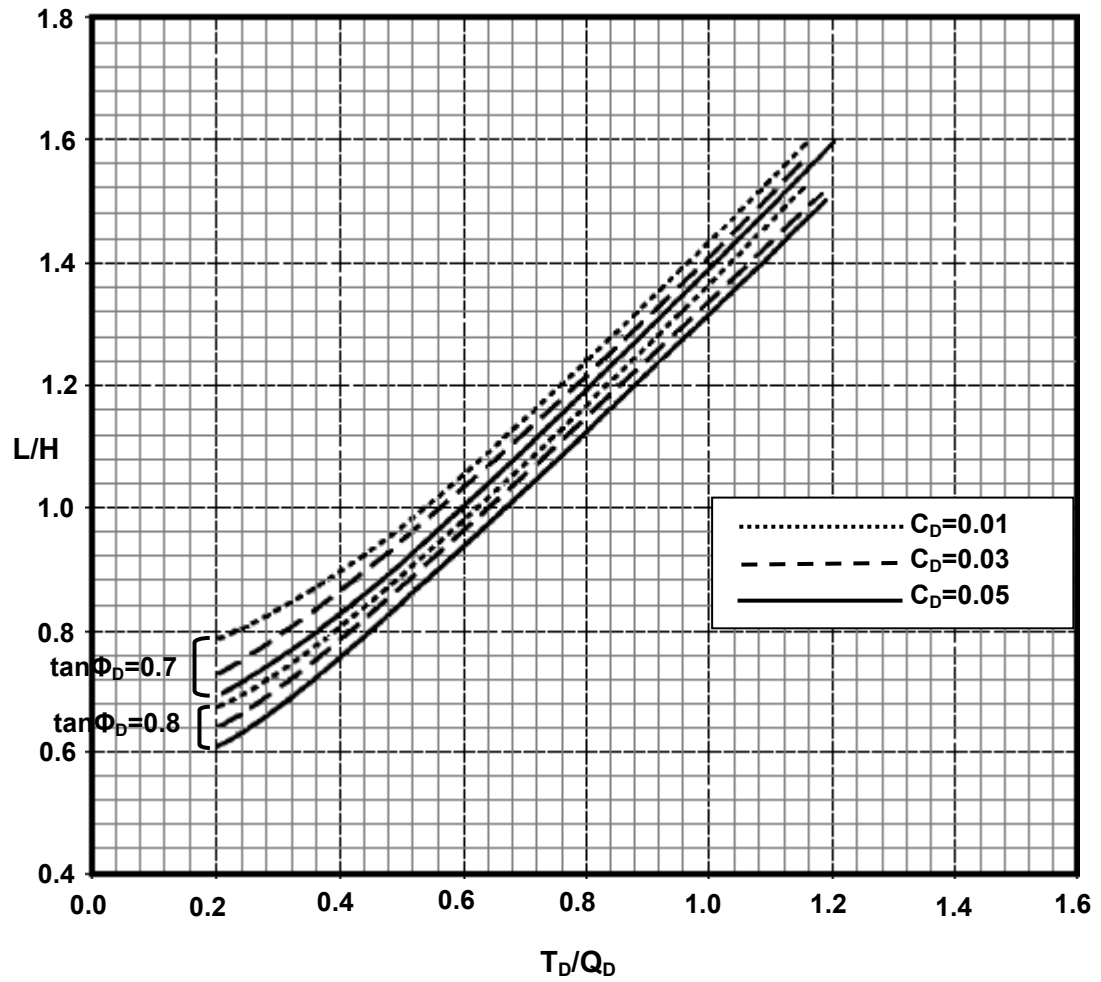
$$C_D = \frac{\varphi_C c_u}{\Gamma_w \gamma H}$$

$$Q_D = \frac{\varphi_Q Q_e}{\Gamma_w \gamma S_V S_H}$$

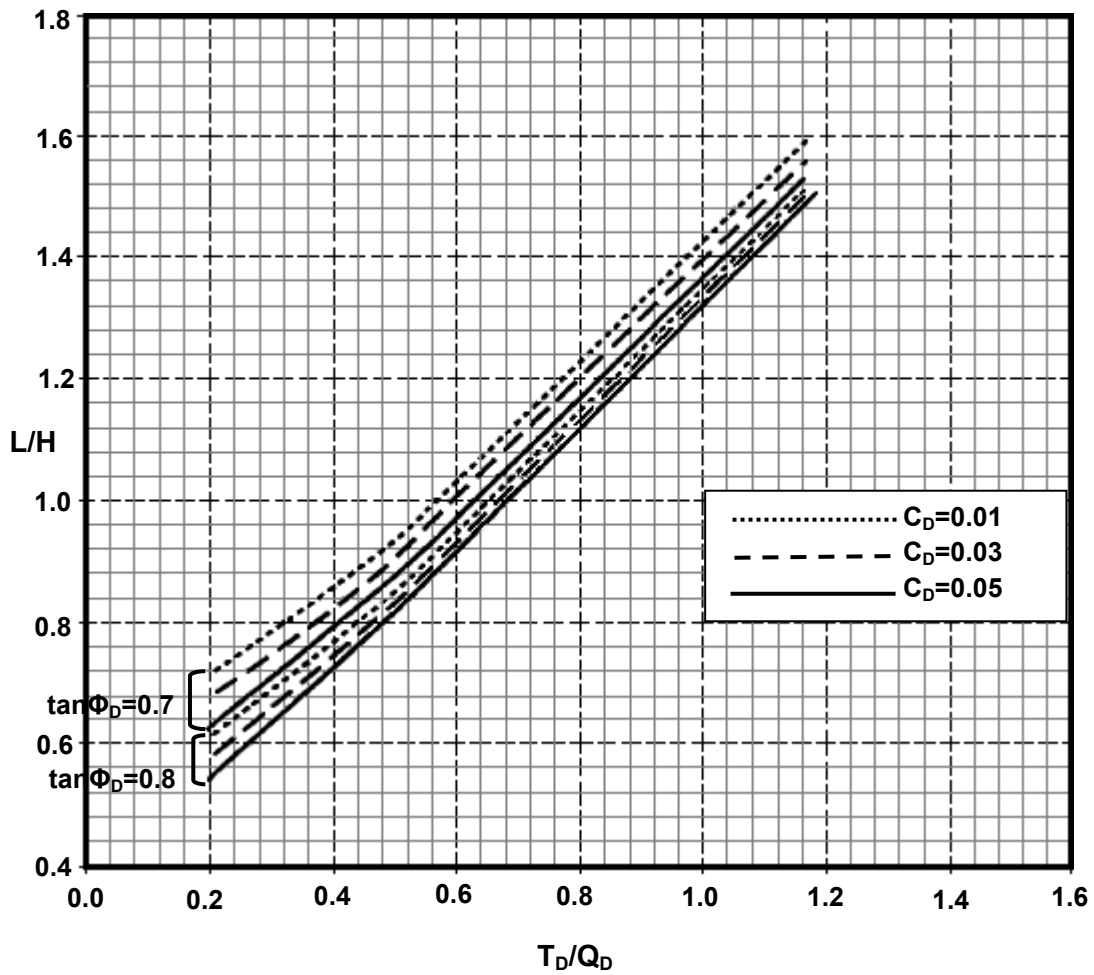
$$T_D = \frac{\varphi_N T_{NN}}{\Gamma_w \gamma H S_V S_H}$$



Carta 4.4A para $\beta=34$.

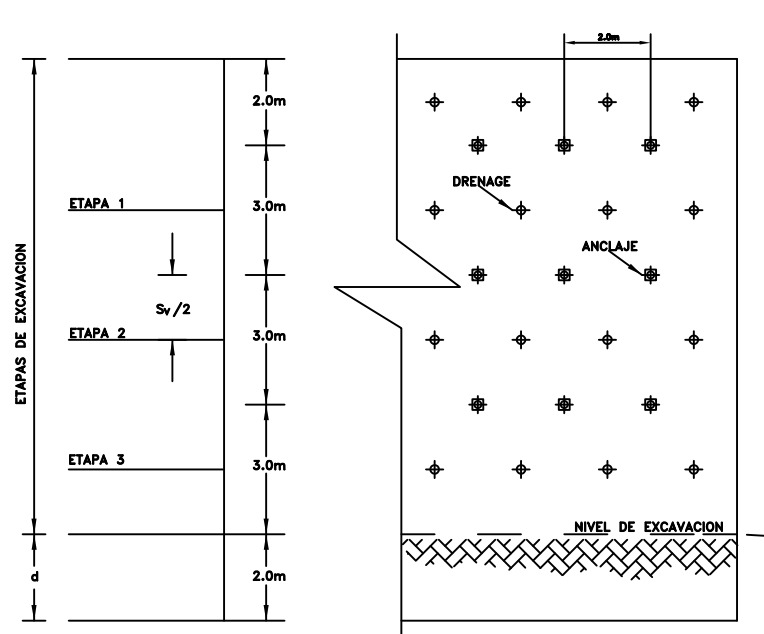


Carta 4.4B para $\beta=34^\circ$ y $\theta=0^\circ$.

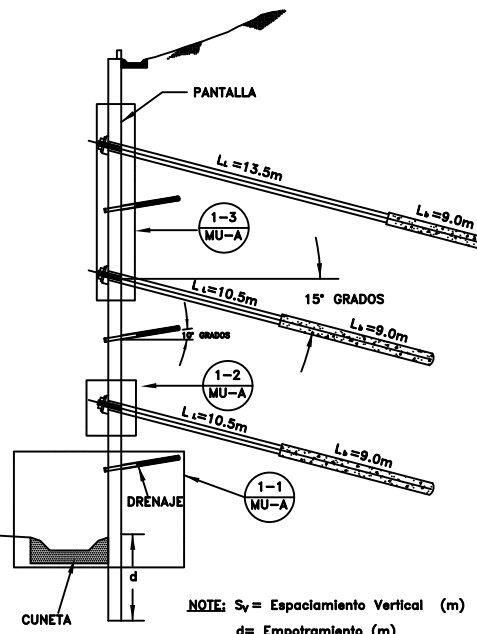


Carta 4.4C para $\beta=34^\circ$ y $\theta=10^\circ$.

ANEXO 5

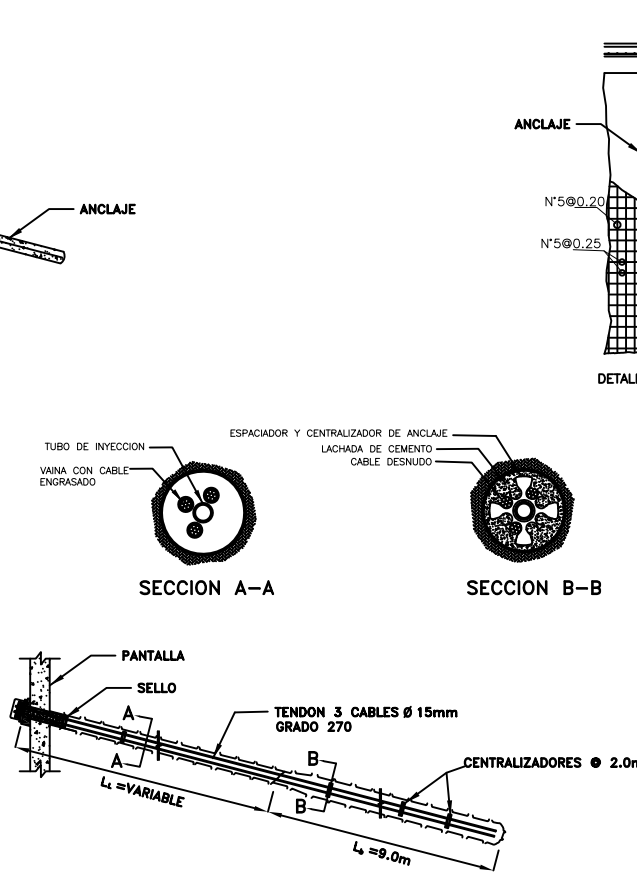


1 SECCION TIPICA SIN ESCALA

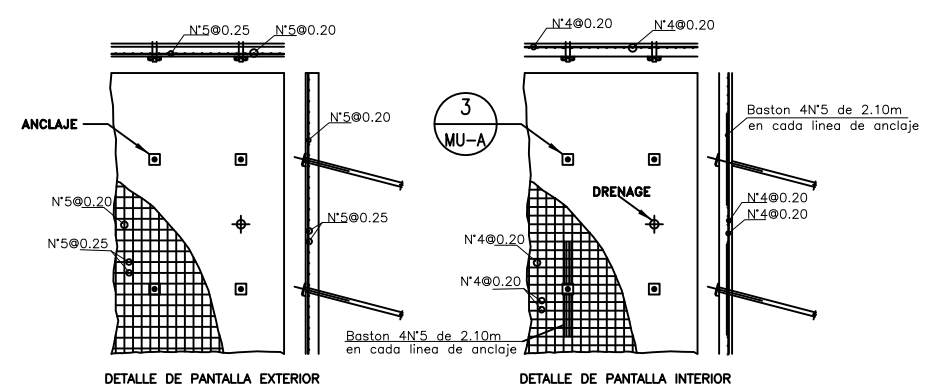


PERFIL

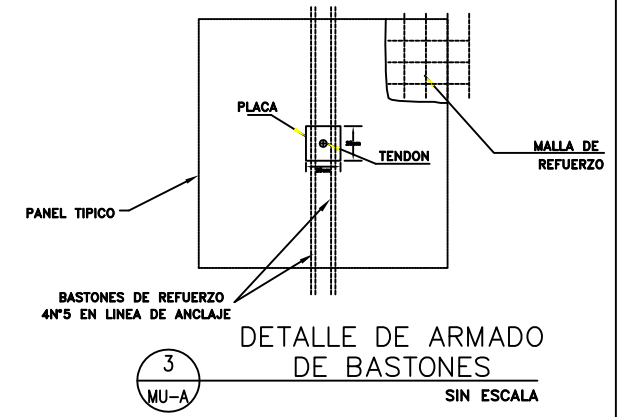
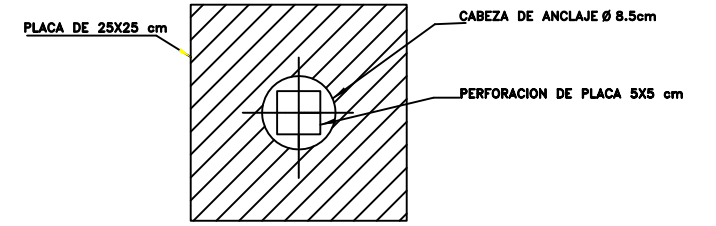
NOTE: S_v = Espaciamiento Vertical (m)
d = Empotramiento (m)



2 DETALLE DE ANCLAJE SIN ESCALA



1-3 DETALLE DE ARMADO SIN ESCALA



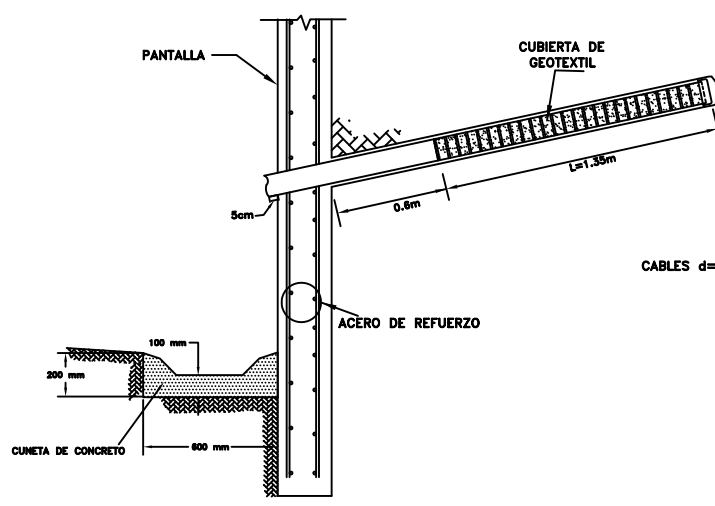
3 DETALLE DE ARMADO DE BASTONES SIN ESCALA

ESPECIFICACIONES TECNICAS Y PARAMETROS DE DISEÑO

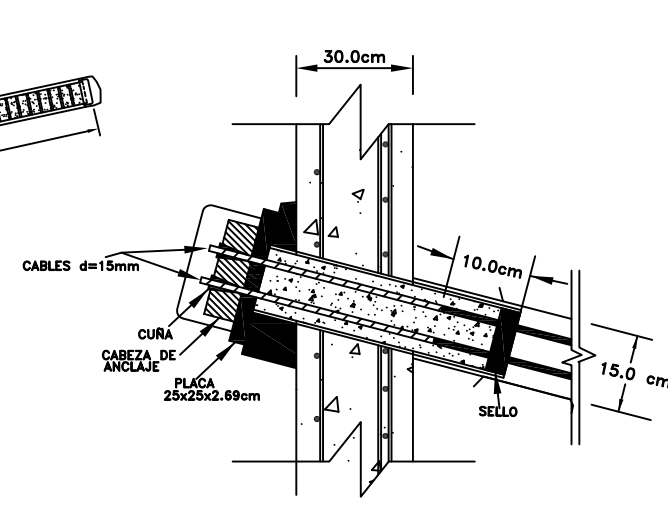
- La metodología de diseño empleado fue el RIGID 1 el cual fue desarrollado por el cuerpo de Ingenieros del ejército de los estados unidos que es aplicable para muros rígidos y flexibles
- Refuerzo estructural: $f_y = 420$ MPa
Resistencia del Concreto lanzado $f_c = 21$ MPa
Lechada de grout en el Bulbo: Relacion Agua/cemento de 0.4 a 0.5
Resistencia del Concreto en cancheta $f_c = 18$ MPa
Cables 6 Torones ASTM A416, Grado 270
- Placa de apoyo:
25x25cm por 26.98cm (1 1/16in) de espesor, Grado 36 (250Mpa)
- La presión del jack para carga de transferencia en primer nivel de anclaje es de 163 Ksi (1123 Mpa)
La presión del jack para carga de transferencia en el segundo y tercer nivel de anclaje es de 166.87 Ksi (1149 Mpa)
- Drenaje:
Tubo de 4" con una longitud ranurada y cubierto con geotextil
El recubrimiento mínimo sera como se indica a seguir:
- 0.050 mts. en la cara externa del muro
- 0.075 mts. para la parte que esta en contacto con el suelo
Espaciadores y centralizadores se colocaran $\phi 2.0$ m
Diámetro de perforacion es de 6" (15cm)

NOTA: EL DISEÑO ES APLICABLE PARA UNA EXCAVACION POR ETAPAS DE ARRIBA HACIA ABAJO

4. Etapas de excavacion para la construccion del muro:
Etapa 1: Consiste en la excavacion del voladizo y 1/2 de S_v
Etapa 2: Consiste en la excavacion de una distancia igual a S_v
Etapa 3: Consiste en la excavacion de una distancia igual a S_v
La excavacion para la parte empotrada se compactara despues de construida la pantalla

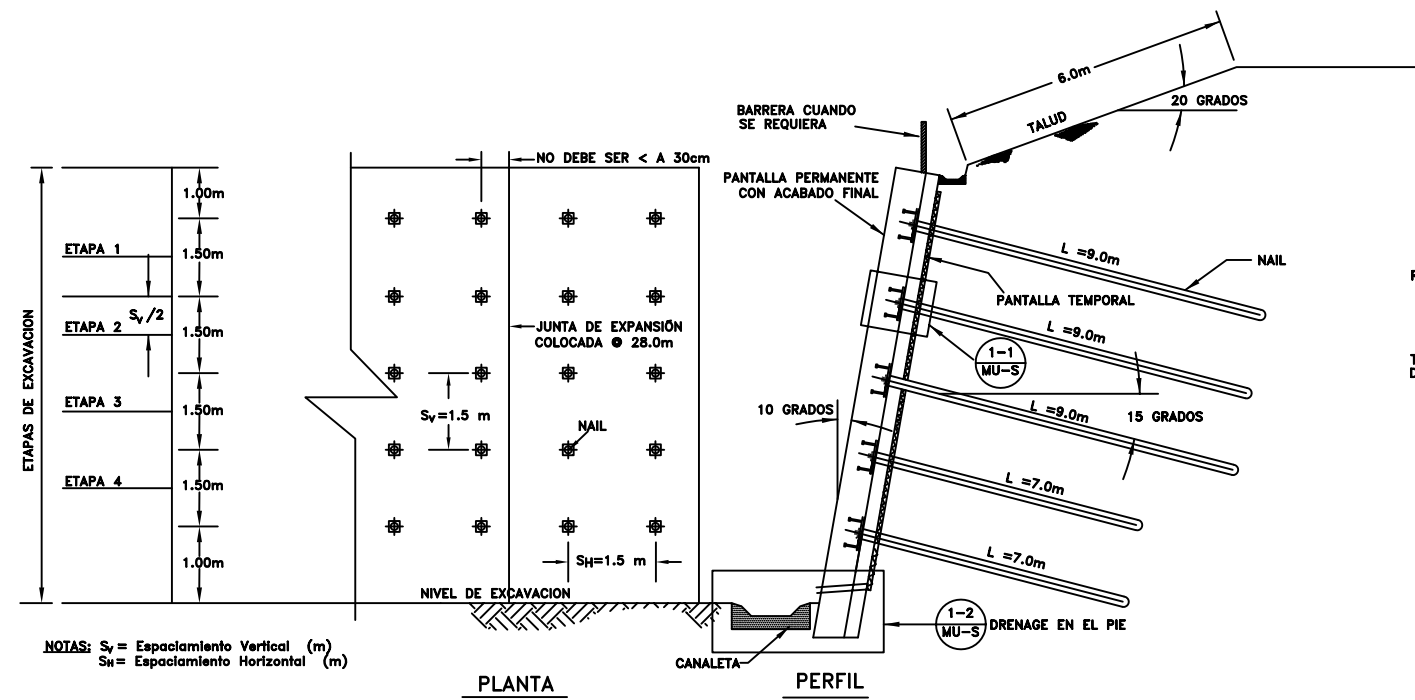


1-1 DETALLE DE DRENAJE SIN ESCALA



1-2 DETALLE DE LA CABEZA DEL ANCLAJE SIN ESCALA

<p>UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL</p>	
<p>PRESENTADO POR: GUILLERMO ERNESTO FIGUEROA DIAZ FREDYS ADELMO RODRIGUEZ AGUILAR EDWIN ENRIQUE ZELADA SEGUNDO</p>	
<p>CONTENIDO: DETALLES DEL EJEMPLO DE DISEÑO DE MURO ANCLADO</p>	
<p>ESCALA: INDICADAS</p>	<p>HOJA 1/1</p>
<p>FECHA: ABRIL DEL 2011</p>	<p>MURO ANCLADO</p>

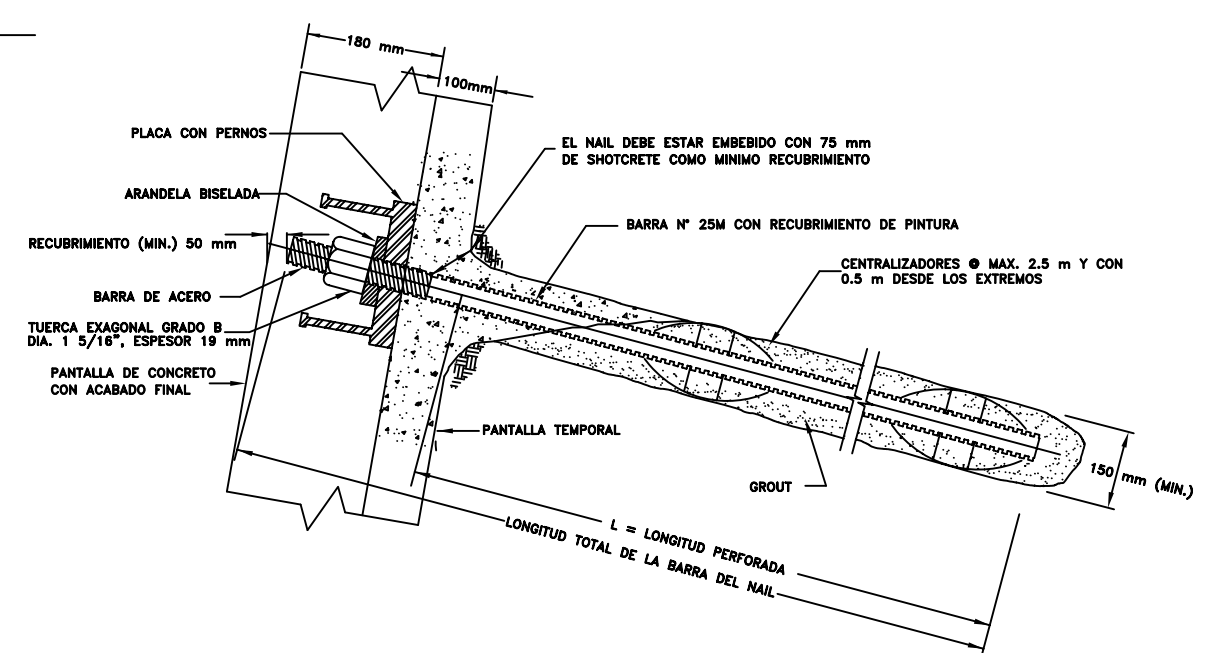


NOTAS: S_v = Espaciamiento Vertical (m)
 S_h = Espaciamiento Horizontal (m)

PLANTA

PERFIL

1 SECCION TIPICA
 MU-S SIN ESCALA



DETALLE DEL NAIL, RECUBRIMIENTOS Y SUS COMPONENTES

2 MU-S SIN ESCALA

ESPECIFICACIONES TECNICAS Y PARAMETROS DE DISEÑO

- La metodología de diseño empleada fue el de factor de carga y resistencia (LRFD)
- Parametros de diseño del suelo a reforzar

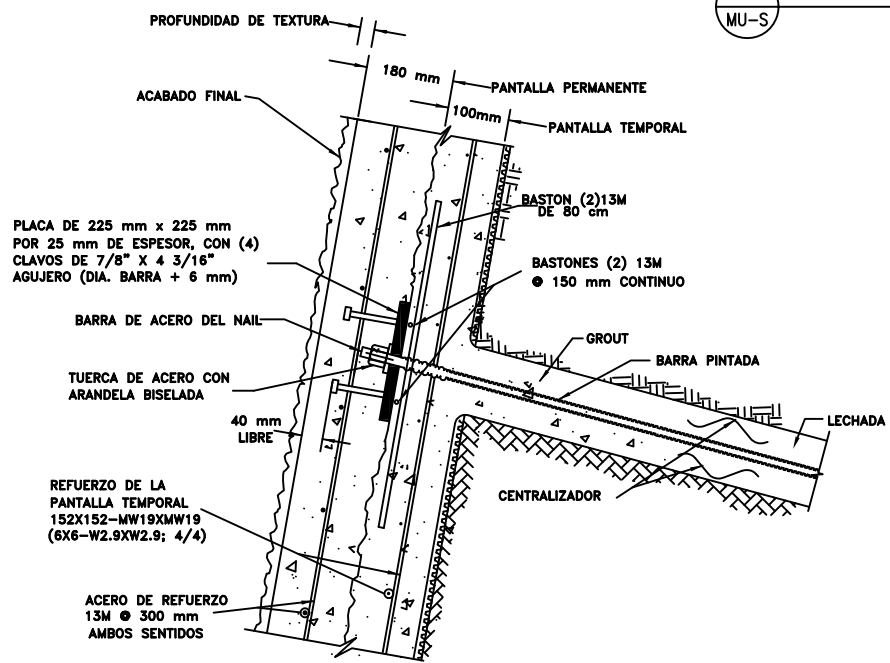
Tipo de Suelo	Angulo de fricción interna (grados)	Cohesion (kN/m ²)	PESO VOLUMÉTRICO (kN/m ³)	RESISTENCIA AL ARRANCAMIENTO (kN/m ²)
Arena limosa	31	5	18.0	90.0

- Reforzo estructural: $f_y = 420$ MPa
 Resistencia del Concreto lanzado $f_c = 21$ MPa
 Lechada & grout para el nail: Relacion Agua/cemento de 0.4 a 0.5
 Resistencia del Concreto en canaleta $f_c = 18$ MPa
- Placa de apoyo: 22.5x22.5cm por 2.5cm (1 in) de espesor, Grado36 (250Mpa)
- Drenage:
 Franjas de drenaje prefabricado de geotextil con tubo en el pie que desemboca en una canaleta en el pie del muro
 El recubrimiento mínimo sera como se indica a seguir:
 - 0.050 mts. en la cara externa del muro
 - 0.075 mts. para la parte que esta en contacto con el suelo

Espaciadores y centralizadores se colocaran ϕ 2.0 m
 Diametro de perforacion es de 6" (15cm)

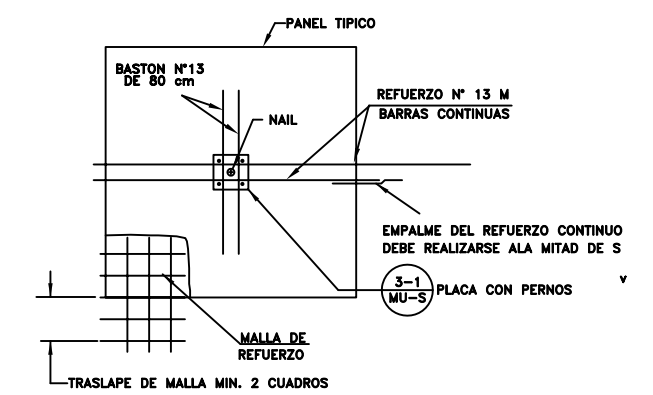
NOTA: EL DISEÑO ES APLICABLE PARA UNA EXCAVACION POR ETAPAS DE ARRIBA HACIA ABAJO

- Etapas de excavacion para la construccion del muro:
 Etapa 1: Consiste en la excavacion del voladiso y 1/2 de S_v
 Etapa 2: Consiste en la excavacion de una distancia igual a S_v
 Etapa 3: Consiste en la excavacion de una distancia igual a S_v
 Etapa 4: Consiste en la excavacion de una distancia igual a S_v
 Para llegar al final de la excavacion se debe excavar 1/2 de S_v y el voladiso inferior



LONGITUD DE EMPALME	NUMERO DE BARRA	13M
LONGITUD DE EMPALME	600 mm	

1-1 SECCION DE MURO FINAL
 MU-S SIN ESCALA



PANEL TIPICO DE ACERO Y CONCRETO

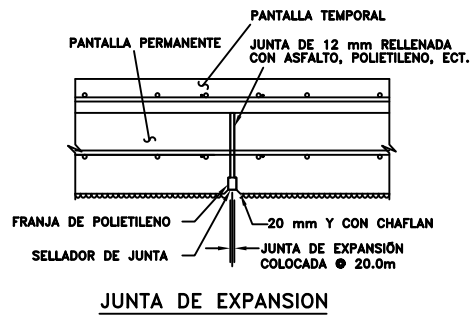
3 MU-S SIN ESCALA

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

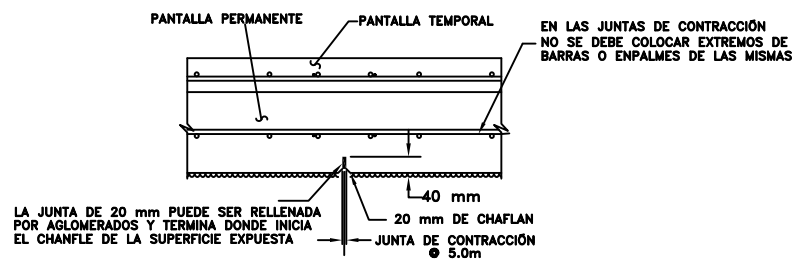
PRESENTADO POR:
 GUILLERMO ERNESTO FIGUEROA DIAZ
 FREDYS ADELMO RODRIGUEZ AGUILAR
 EDWIN ENRIQUE ZELADA SEGUNDO

CONTENIDO:
 DETALLES DEL EJEMPLO DE DISEÑO DEL MURO SOIL NAILING PROPUESTA DE DOBLE PANTALLA

ESCALA INDICADAS	MURO SOIL NAILING	HOJA 1/3
FECHA: ABRIL DEL 2011		

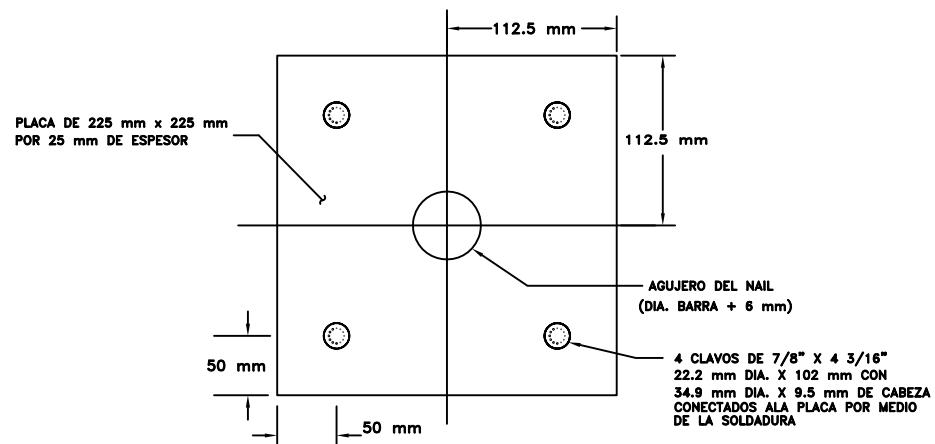


JUNTA DE EXPANSION

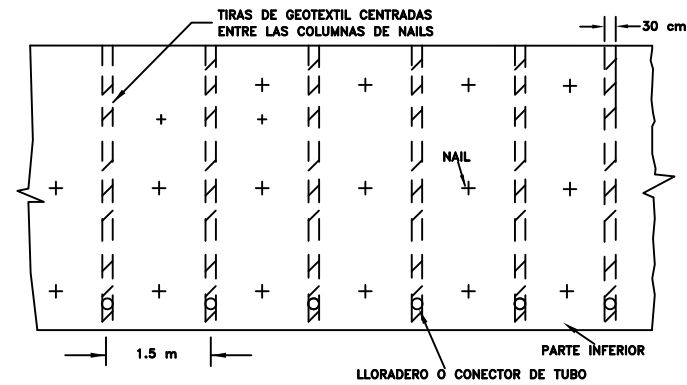


JUNTA DE CONTRACCION

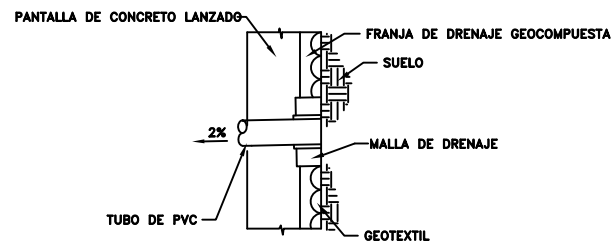
4
MU-S
DETALLE DE LA JUNTA DE EXPANSION Y CONTRACCION
SIN ESCALA



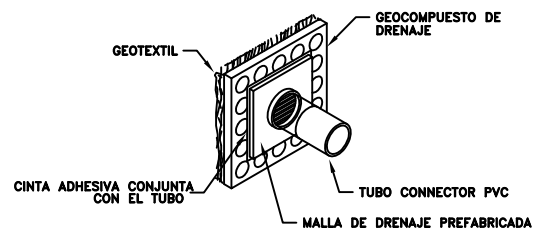
3-1
MU-S
DETALLE DE LA PLACA Y SUS CONECTORES
SIN ESCALA



5
MU-S
DETALLE DE LA FRANJA DE DRENAJE GEOCOMPUESTO
SIN ESCALA



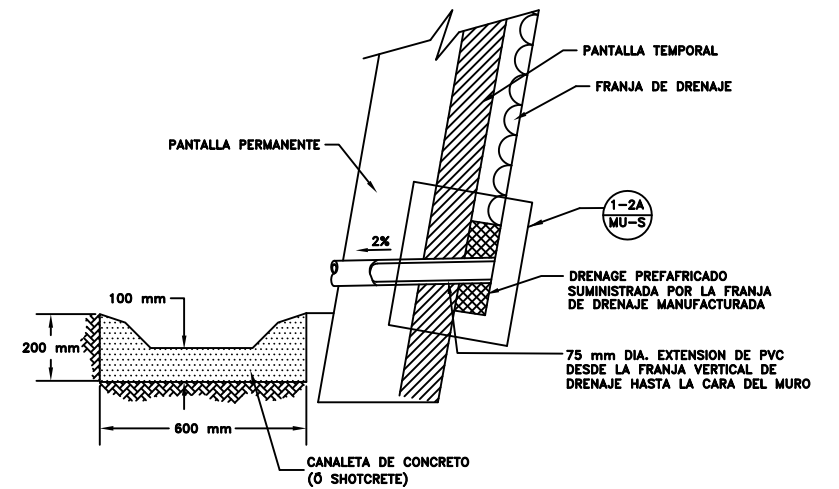
SECCION



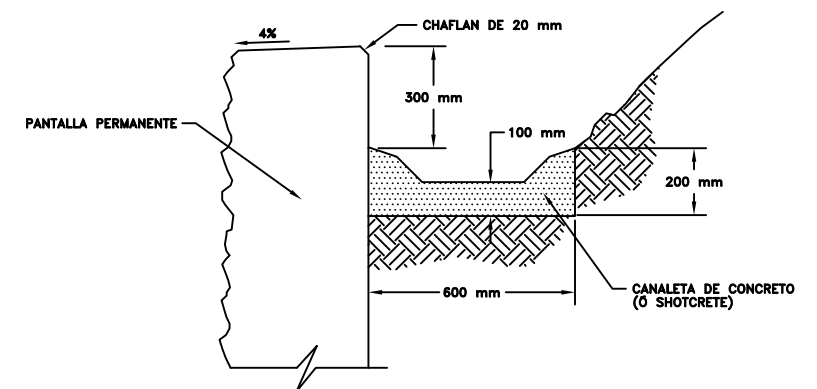
ISOMETRICO

NOTE: LA INSTALACION DE LA TIRA DE DRENAJE NO DEBE SER INTERRUPIDA

1-2A
MU-S
DETALLES DE LA MALLA DE DRENAJE
SIN ESCALA



1-2
MU-S
DETALLE DEL DRENAJE EN EL PIE DEL MURO
SIN ESCALA



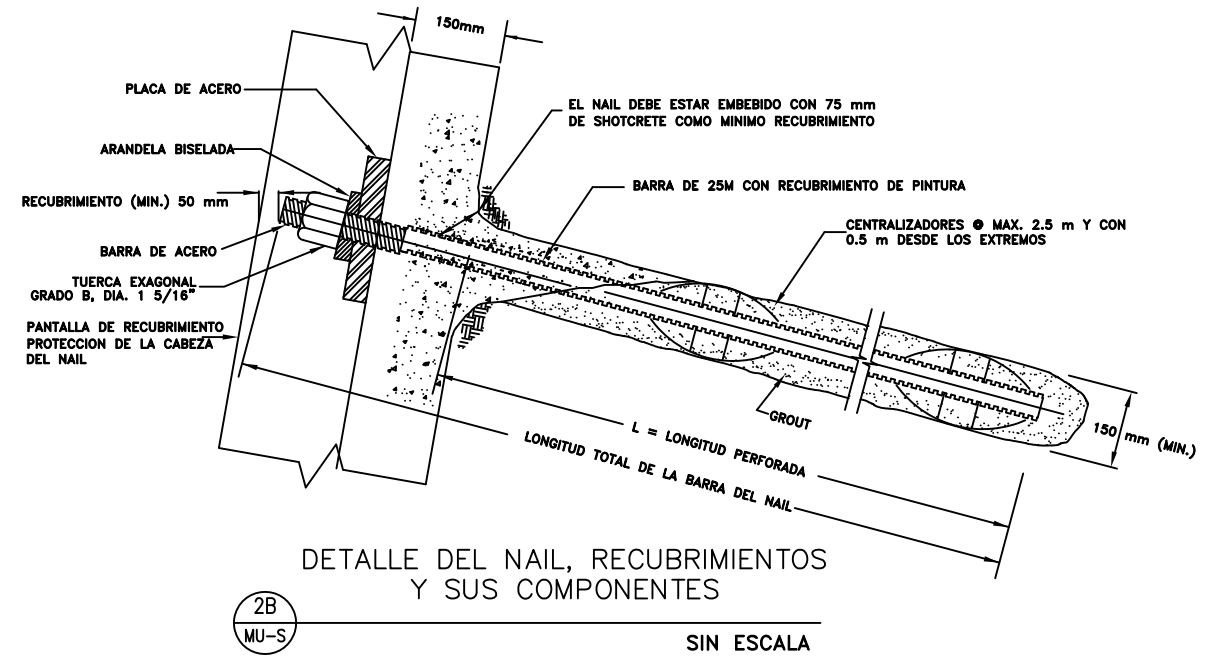
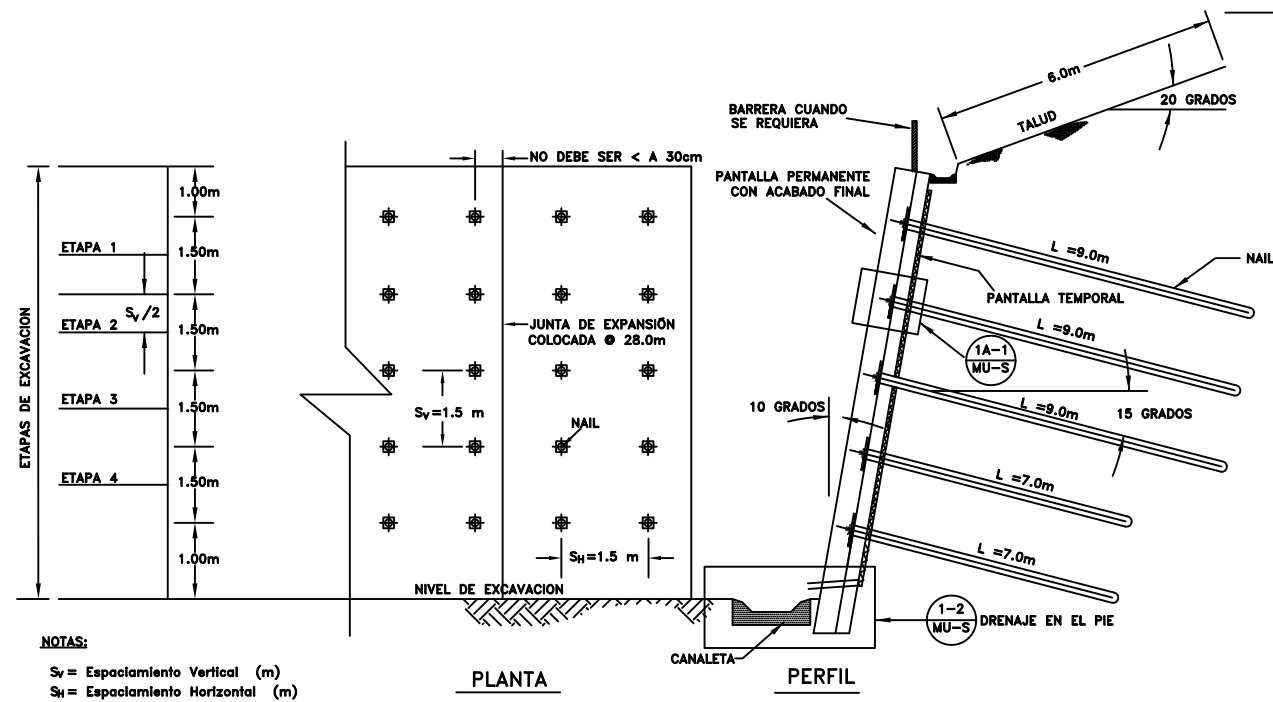
3
MU-S
DETALLE DE LA CORONA DEL MURO Y LA CANALETA
SIN ESCALA

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

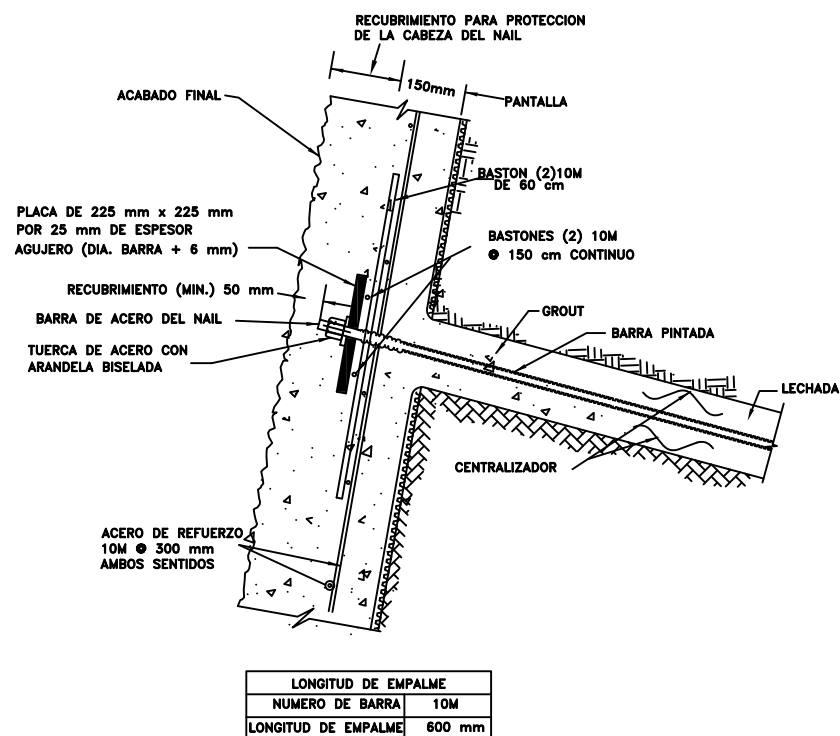
PRESENTADO POR:
GUILLERMO ERNESTO FIGUEROA DIAZ
FREDYS ADELMO RODRIGUEZ AGUILAR
EDWIN ENRIQUE ZELADA SEGUNDO

CONTENIDO:
DETALLES DEL EJEMPLO DE DISEÑO
DEL MURO SOIL NAILING

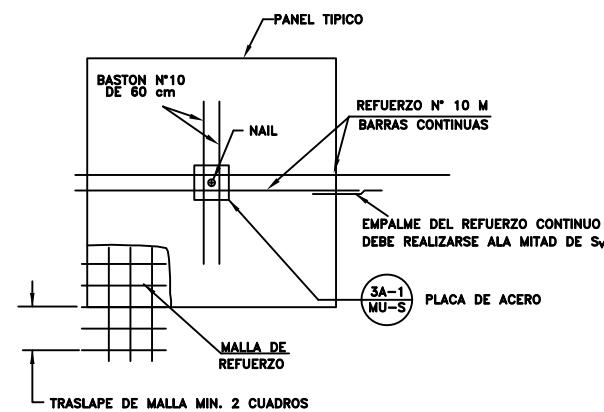
ESCALA: INDICADAS	MURO SOIL NAILING	HOJA 2/3
FECHA: ABRIL DEL 2011		



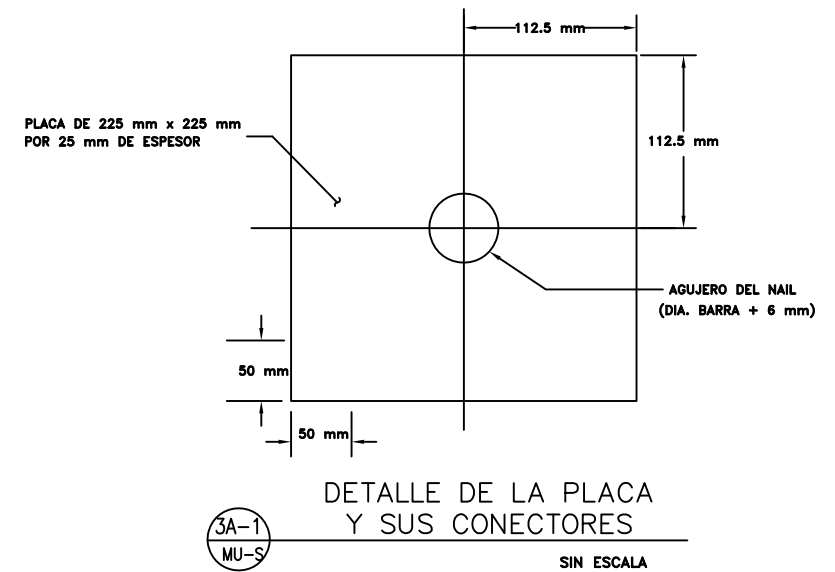
1B SECCION TIPICA
MU-S SIN ESCALA



1A-1 MU-S SIN ESCALA



3A MU-S SIN ESCALA



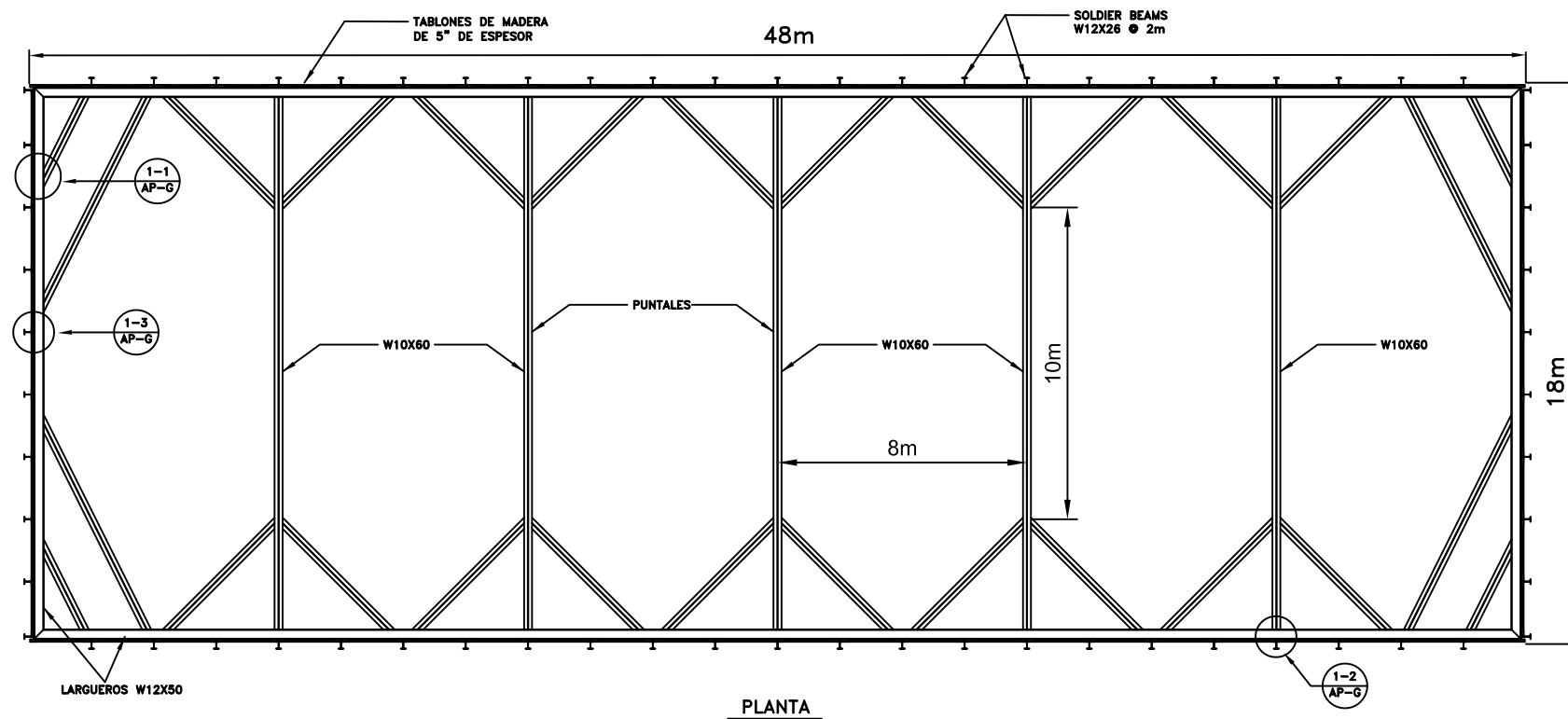
UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

PRESENTADO POR:
GUILLERMO ERNESTO FIGUEROA DIAZ
FREDYS ADELMO RODRIGUEZ AGUILAR
EDWIN ENRIQUE ZELADA SEGUNDO

CONTENIDO:
DETALLES DEL EJEMPLO DE DISEÑO DEL MURO SOIL NAILING PROPUESTA DE UNA SOLA PANTALLA

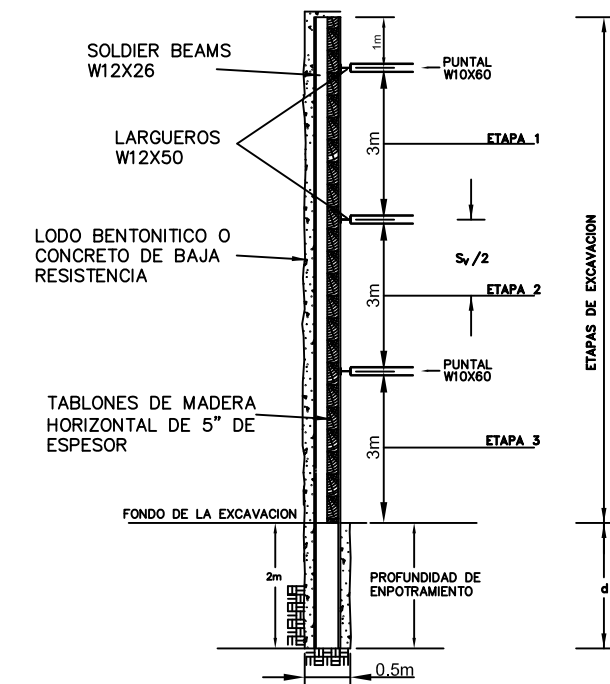
ESCALA:	INDICADAS	HOJA
FECHA:	ABRIL DEL 2011	3/3

MURO SOIL NAILING



PLANTA

1 CONFIGURACIÓN PROPUESTA
AP-G SIN ESCALA



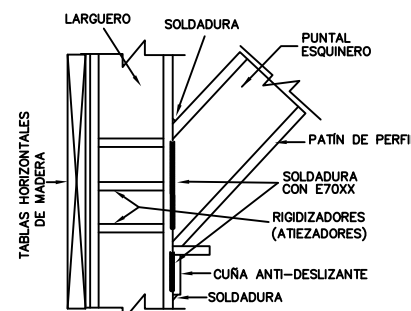
2 VISTA EN ELEVACION
AP-G SIN ESCALA

ESPECIFICACIONES TECNICAS Y PARAMETROS DE DISEÑO

- Para este diseño se adoptó el uso de elementos o componentes del sistema de apuntalamiento (Soldier Beams, Largas y Puntales) con acero estructural como material de construcción y se diseñaron en función de la metodología del Diseño por Factor de Carga y Resistencia (LRFD) aplicada al diseño de estructuras de acero.
- Acero estructural: $f_y = 252\text{MPa}$ y 350MPa
Esfuerzo permisible de la madera $F_b = 10\text{MPa}$
Peso volumétrico de la lechada en el agujero para Soldier Beams es de 23.76 KN/m
- Secciones de perfiles a utilizar
Puntales: sección W10X60
Largas: sección W12X50
Soldier Beams: sección W12X26
Electrodo a usar en la soldadura: E70XX (Grado 70)

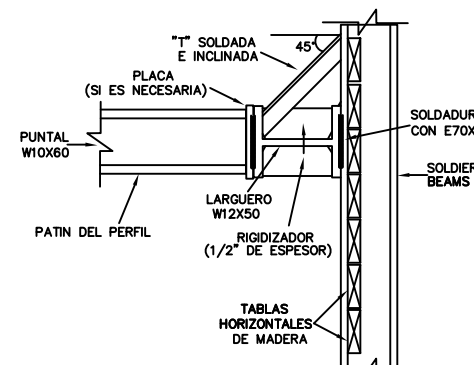
NOTA: EL DISEÑO ES APLICABLE PARA UNA EXCAVACION POR ETAPAS DE ARRIBA HACIA ABAJO

- Etapas de excavación para la construcción del Sistema de apuntalamiento:
Etapas 1: Consiste en la excavación del voladizo y $1/2$ de Sv
Etapas 2: Consiste en la excavación de una distancia igual a Sv
Etapas 3: Consiste en la excavación de una distancia igual a Sv



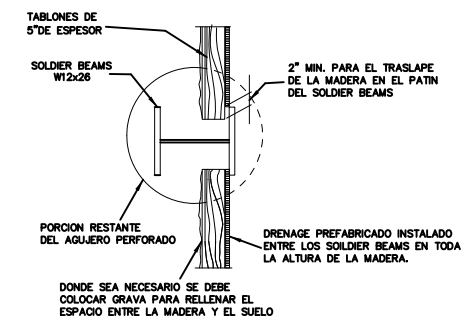
PLANTA

1-1 DETALLE DE CONEXIÓN
AP-G SIN ESCALA



PERFIL

1-2 DETALLE DE CONEXIÓN
AP-G SIN ESCALA



DETALLE DE COLOCACION DE MADERA

1-3 AP-G SIN ESCALA

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL		
PRESENTADO POR: GUILLERMO ERNESTO FIGUEROA DIAZ FREDYS ADELMO RODRIGUEZ AGUILAR EDWIN ENRIQUE ZELADA SEGUNDO		
CONTENIDO: DETALLES DEL EJEMPLO DE DISEÑO DE APUNTALAMIENTO GIGANTE		
ESCALA INDICADAS FECHA: ABRIL DEL 2011	APUNTALAMIENTO GIGANTE	HOJA 1/1