

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



**PROCESOS CONSTRUCTIVOS APLICADOS A CIMENTACIONES
PROFUNDAS EN EL SALVADOR**

PRESENTADO POR:
RICARDO ANTONIO RAMÍREZ PACHECO
MIGUEL ANGEL SANTOS CELADA
LUIS ANTONIO SOSA RIVERA

PARA OPTAR AL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL

CIUDAD UNIVERSITARIA, SEPTIEMBRE DE 2004

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

RECTORA :
Dra. María Isabel Rodríguez

SECRETARIA GENERAL :
Licda. Alicia Margarita Rivas de Recinos

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

DECANO :
Ing. Mario Roberto Nieto Lovo

SECRETARIO :
Ing. Oscar Eduardo Marroquín Hernández

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

DIRECTOR :
Ing. Luis Rodolfo Nosiglia Durán

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 :

**PROCESOS CONSTRUCTIVOS APLICADOS A CIMENTACIONES
PROFUNDAS EN EL SALVADOR**

Presentado por :

RICARDO ANTONIO RAMÍREZ PACHECO
MIGUEL ANGEL SANTOS CELADA
LUIS ANTONIO SOSA RIVERA

Trabajo de Graduación aprobado por:

Docente Director :

ING. LESLY EMIDALIA MENDOZA MEJIA

Docente Director Externo :

ING. IGNACIO FRANCES FADON

San Salvador, Septiembre de 2004

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docente Director :

ING. LESLY EMIDALIA MENDOZA MEJIA

Docente Director Externo :

ING. IGNACIO FRANCES FADON

AGRADECIMIENTO

A DIOS por haberme proveído salud, discernimiento y perseverancia para lograr obtener este triunfo, ya que sin tu ayuda **PADRE**, jamás lo hubiese alcanzado.

A mi **madre Clara Luz Pacheco**, porque siempre has estado conmigo, y a pesar de los duros momentos que hemos vivido juntos, me has brindado no solo tu apoyo económico, sino además tu amor, tus conocimientos y porque has sido siempre mi inspiración de superación y tenacidad para cumplir con las metas que me propongo. Gracias Madre.

A mis hermanas y abuela, **Lidia Elizabeth, Luz Geraldina y Amalia**, porque siempre me han apoyado, y sé que el orgullo que hoy siento, es también compartido por ustedes.

A mi novia **Kari Santillana**, porque siempre has estado conmigo brindándome tu apoyo, y por ser la mejor persona que pude conocer durante mi carrera.

A mi padre **Antonio Ramírez**, porque me apoyó económicamente durante gran parte de mi carrera.

A mis asesores: Ing. **Lesly Mendoza** e Ing. **Francés Fadón** por transferirnos sus conocimientos académicos y experiencias para realizar este trabajo de graduación.

A todas aquellas personas que no terminaría de mencionar, pero que contribuyeron a culminar mi carrera, Gracias.

Ricardo A. R. Pacheco

AGRADECIMIENTO

A DIOS TODOPODEROSO: Primeramente gracias a Dios por permitirme llevar a feliz termino el trabajo de graduación, por darme salud y por iluminar mi mente en todo momento para tener la fortaleza de seguir adelante y no caer ante cualquier obstáculo que se interponga en mi camino.

A MIS PADRES: Miguel Angel Santos Cárcamo y Sonia Esperanza Celada, por apoyarme en todo momento, tanto en lo económico como en lo moral, También les agradezco la confianza y paciencia que tuvieron para apoyarme y hacerme ver que hay que luchar para alcanzar las metas que nos tracemos en nuestra vida.

A MIS AMIGOS y PROFESORES: Que de una manera desinteresada colaboraron con sus conocimientos y su tiempo, en la búsqueda de la información, necesaria para concluir este trabajo de graduación. También le agradezco a mi coordinadora de tesis Ing. Lesly Mendoza y al asesor Ing. Francés Fadón, por compartir sus conocimientos y por su orientación para llevar a cabo el trabajo de graduación.

También les doy las gracias a mis compañeros de trabajo de Fundasal, por apoyarme para seguir adelante y no decaer ante la adversidad, por su amistad desinteresada.

Miguel Angel Santos Celada

DEDICATORIA

A DIOS TODOPODEROSO: Gracias Padre por darme la vida, por permitirme culminar una etapa importante en mi vida, en los momentos difíciles de la carrera tu me diste apoyo, animo y perseverancia para superar todos los obstáculos que se presentaron, gracias Padre por estar siempre a mi lado y este triunfo es tuyo.

A MIS PADRES: Luis Antonio Sosa Reyes, por ser un buen padre y por darme todo su apoyo, amor, entrega, sacrificio y haberme inculcado buenos principios y el deseo de superación para ser un hombre de bien los cuales han sido fundamentales para este triunfo. A mi madre Francisca Rivera de Sosa (Q.D.D.G), gracias madre por el tiempo que estuviste conmigo y por el cariño y amor que me brindaste, eres parte de este triunfo del cual yo sé que tu estas orgullosa.

A MI HERMANO: Henry Vladimir por su apoyo y comprensión.

A MI ABUELA: Lilia Margarita Reyes vda. de Sosa (Q.D.D.G) por su cariño, sabios consejos, apoyo, animo en los momentos difíciles y en todo momento.

A MI FAMILIA: Gracias por todas sus muestras de afecto, apoyo y haber contribuido de una u otra manera durante el desarrollo de mi carrera.

A MIS AMIGOS: Por el apoyo desinteresado y solidaridad que me mostraron en los momentos en que lo necesite.

A MIS ASESORES: A la Ing. Lesly Emidalia Mendoza Mejia y al Ing. Ignacio Francés Fadon, gracias por su apoyo y por compartir sus conocimientos y experiencia, los cuales han sido fundamentales para culminar con éxito nuestro trabajo de graduación.

LUIS ANTONIO SOSA

ÍNDICE

CAPITULO I. GENERALIDADES

1.1 INTRODUCCIÓN.....	1
1.2 ANTECEDENTES.....	2
1.3 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	7
1.4 OBJETIVOS.....	9
1.4.1 Objetivo General.....	9
1.4.2 Objetivos Específicos.....	9
1.5 ALCANCES.....	10
1.6 LIMITACIONES.....	10
1.7 JUSTIFICACIÓN.....	11
1.8 CONCEPTO DE CIMENTACIÓN PROFUNDA.....	12
1.8.1 Definición.....	12
1.8.2 Tipos de Cimentaciones Profundas.....	12
1.8.2.1 Pilotes.....	12
1.8.2.2 Pilas.....	13
1.8.2.3 Micropilotes.....	13
1.9 CLASIFICACIÓN DE LAS CIMENTACIONES PROFUNDAS.....	14
1.9.1 Clasificación según las dimensiones de la cimentación profunda.....	14
1.9.2 Clasificación según el material con el que están fabricados.....	16
1.9.3 Clasificación según su Procedimiento Constructivo.....	18
1.9.4 Transmisión de Carga al Subsuelo.....	22

1.9.5 Ventajas y Desventajas de las Cimentaciones Profundas.....	25
1.10 ESTUDIOS GEOTÉCNICOS QUE SE REALIZAN EN LAS CIMENTACIONES PROFUNDAS.....	27
1.10.1 Objetivos.....	27
1.10.2 Investigación Preliminar.....	29
1.10.2.1 Objetivos.....	29
1.10.2.2 Interpretación de fotografías aéreas.....	29
1.10.2.3 Recorrido de campo.....	29
1.10.3 Investigación Geotécnica de Detalle.....	30
1.10.3.1 Programa.....	30
1.10.3.2 Levantamiento geológico.....	30
1.10.4 Exploración geofísica.....	32
1.10.5 Exploración, muestreo y pruebas de campo.....	33
1.10.6 Exploración Geotécnica In Situ.....	36
1.10.7 Sondeos, Ensayos de Resistencia y Deformabilidad para Rocas.....	50
1.10.8 Ensayes de Laboratorio.....	53
1.10.8.1 Introducción.....	53
1.10.8.2 Suelos Predominantemente Cohesivos.....	54
1.10.8.3 Suelos Predominantemente Friccionantes.....	57

1.10.8.4 Determinación de los Parámetros de resistencia al Corte y capacidad de carga de los Suelos a través de las correlaciones por medio de muestreos con Penetración Estándar.....	59
--	----

CAPITULO II. PROCESO CONSTRUCTIVO DE CIMENTACIONES PROFUNDAS

2.1 INTRODUCCIÓN.....	67
2.2 EQUIPO UTILIZADO EN LOS PROCESOS CONSTRUCTIVOS APLICADOS A LAS CIMENTACIONES PROFUNDAS.....	67
2.3 PROCESO CONSTRUCTIVO DE PILOTES Y PILAS COLADOS IN SITU	72
2.3.1 Trazo.....	72
2.3.2 Perforación.....	73
2.3.3 Acero de Refuerzo.....	80
2.3.4 Elaboración, Manejo y Colocación de Armadura.....	84
2.3.5 Concreto.....	86
2.3.6 Cabeza de Pilote.....	90
2.4 PROCESO CONSTRUCTIVO DE PILOTES HINCADOS.....	90
2.4.1 Fabricación de los Pilotes de Concreto.....	90
2.4.2 Preparación de las Camas de Colado.....	90
2.4.3 Moldes.....	91
2.4.4 Acero de Refuerzo.....	92
2.4.5 Concreto.....	92
2.4.6 Colocación del Concreto.....	94

2.4.7 Manejo y Almacenamiento Temporal.....	94
2.4.8 Tolerancias.....	97
2.4.9 Puntas para pilotes.....	97
2.4.10 Proceso de Hincado de Pilotes.....	98
2.4.11 Guías.....	99
2.4.12 Ayudas al Hincado.....	99
2.4.13 Pilotes Inclinaados.....	109
2.4.14 Hincado en Agua.....	110
2.5 PROCESO CONSTRUCTIVO DE MICROPILOTES.....	112
2.5.1 Trazo.....	113
2.5.2 Perforación.....	113
2.5.3 Introducción de tubo de acero.....	114
2.5.4 Inyección de Vaina y Bulbo.....	115
2.6 CONTROL DE CALIDAD.....	117
CAPITULO III. METODOS CONSTRUCTIVOS Y SUS APLICACIONES EN LAS CIMENTACIONES PROFUNDAS	
3.1 INTRODUCCIÓN.....	147
3.2 DEFINICIÓN DE RECALCE.....	148
3.3 TÉCNICAS PARA RECIMENTAR CON MICROPILOTES.....	148
3.3.1 Introducción.....	148
3.3.2 Técnica Italiana.....	148
3.3.3 Micropilote Palo Radice.....	148
3.3.4 Micropilote Microtrevi.....	150

3.3.5 Técnica Española.....	152
3.3.6 Técnica Francesa.....	153
3.3.7 Técnica Alemana. Micropilote Gewi.....	154
3.4 RECALCE CON PILOTES.....	155
3.5 SISTEMA DE ANCLAJE.....	158
3.5.1 Definición.....	158
3.5.2 Ventajas de la aplicación de los anclajes.....	159
3.5.3 Limitaciones.....	159
3.5.4 Aplicaciones típicas de anclas.....	160
3.5.5 Anclas en suelos.....	161
3.5.6 Anclas en rocas.....	162
3.5.7 Anclas en ambientes Marinos o Fluviales.....	163
3.5.8 Descripción de los sistemas de anclaje.....	163
3.5.9 Partes constitutivas de un ancla.....	164
3.5.10 Dispositivos auxiliares.....	166
3.5.11 Clasificación general de las anclas.....	168
3.5.12 Aspectos de Construcción.....	175
3.5.12.1 Procedimiento constructivo.....	175
3.6 SOIL NAILING.....	182
3.6.1 Tecnología, procedimiento constructivo y componentes.....	183
3.6.2 Cubierta o revestimiento.....	187
3.6.3 Procedimiento de construcción.....	189

3.6.4 Criterios de Aplicación.....	191
3.7 PROCESO CONSTRUCTIVO MANTA RAY.....	192
3.7.1 Muros Manta Ray.....	192
3.7.2 Sistema de Anclajes Manta Ray.....	193
3.7.3 Formula de Diseño de Peck.....	194
3.7.4 Pasos para la colocación del Sistema de Anclaje Manta Ray de manera manual.....	195
3.7.4.1 Ventajas.....	197
3.7.4.2 Desventajas.....	197
3.8 TÉCNICA DE CONSTRUCCIÓN DE MICROPILOTES EMPLEADA EN EL PAÍS.....	198
 CAPITULO IV. PROCESO CONSTRUCTIVO DE CIMENTACIÓN PROFUNDA APLICADA A UNA OBRA DE PASO	
4.1 INTRODUCCIÓN.....	201
4.2 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO.....	202
4.3 ESTUDIO GEOTÉCNICO.....	203
4.4 TRAZO.....	204
4.5 EXCAVACIÓN.....	205
4.6 CONTROL DE VERTICALIDAD DE EXCAVACIÓN.....	206
4.7 ARMADURÍA.....	206
4.8 TRANSPORTE.....	207
4.9 COLOCACIÓN.....	207
4.10 COLADO.....	209

4.11 COLOCACIÓN DEL CONCRETO.....	210
4.12 EXCAVACIÓN DE TÚNEL Y ANCLAJES CON SISTEMA MANTARAY.	211
4.13 DESCRIPCIÓN DEL PROCESO CONSTRUCTIVO.....	211
4.14 ANÁLISIS DEL PROCESO CONSTRUCTIVO.....	214

**CAPITULO V. PROPUESTA DE OTROS TIPOS DE CIMENTACIONES
PROFUNDAS QUE PUEDEN SER VIABLES EN EL
SALVADOR**

5.1 INTRODUCCIÓN.....	222
5.2 TÉCNICAS DE CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES PROFUNDAS	223
5.2.1 Técnica de Ampliación de la Base.....	223
5.2.2 Vibrohincadores.....	224
5.2.3 Vibroflotación.....	225
5.2.4 Vibro – Sustitución (Columnas de grava).....	227
5.2.5 Tablestacas.....	235
5.2.5.1 Definición.....	235
5.2.6 Muros pantalla.....	242
5.2.6.1 Definición.....	242
5.2.6.2 Aplicaciones de los muro pantalla.....	243
5.2.6.3 Proceso constructivo.....	244
5.2.7 Inyecciones de desplazamiento.....	248
5.2.8 Sistema de Inyecciones.....	250
5.2.9 Pilas Secantes.....	256
5.2.9.1 Definición.....	256

5.2.9.2 Procedimiento Constructivo.....	258
5.2.9.3 Acero de refuerzo y concreto.....	259
5.2.9.4 Ventajas y desventajas del empleo de pilas secantes.....	261
5.2.9.5 Aplicaciones.....	262

CAPITULO VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES.....	263
RECOMENDACIONES.....	266
BIBLIOGRAFÍA.....	270

INDICE DE TABLAS

CAPITULO I GENERALIDADES

Tabla 1.1	Clasificación de Cimentaciones Profundas de acuerdo a sus dimensiones.....	15
Tabla 1.2	Descripción de Cimentaciones Profundas según el material con el que están fabricados.....	17
Tabla 1.3	Descripción de Cimentaciones Profundas según su procedimiento constructivo.....	20
Tabla 1.4	Descripción de Cimentaciones Profundas según la forma como transmiten las cargas al subsuelo.....	23
Tabla 1.5	Ventajas y desventajas de las Cimentaciones Profundas...	25
Tabla 1.6	Métodos de Exploración Geofísica.....	32
Tabla 1.7	Espaciamiento de los sondeos.....	34
Tabla 1.8	Profundidad de los sondeos.....	35
Tabla 1.9	Ensayos de Penetración.....	37
Tabla 1.10	Exploración Geotécnica in situ.....	38
Tabla 1.10.1	Recuperación de muestras.....	49
Tabla 1.11	Clasificación de rocas de acuerdo al porcentaje de recuperación de muestras realizadas con varillas de ϕ 3".....	51
Tabla 1.12.1	Clasificación de rocas con base en su resistencia a la compresión simple.....	52
Tabla 1.12.2	Clasificación de rocas con base en los resultados del ensayo brasileño.....	53
Tabla 1.13	Coeficientes de presión del suelo.....	62

CAPITULO II PROCESO CONSTRUCTIVO DE CIMENTACIONES PROFUNDAS

Tabla 2.1	Equipo utilizado para la construcción de Cimentaciones Profundas.....	68
Tabla 2.2	Tipos de perforación.....	74
Tabla 2.3	Medidas dh, a j y h recomendadas para formar ganchos...	82
Tabla 2.4	Recubrimientos mínimos.....	83
Tabla 2.5	Mezclas de concreto recomendadas por la FPS.....	86
Tabla 2.6	Tolerancias en dimensiones.....	97
Tabla 2.7	Cantidad de agua necesaria para chiflones.....	101
Tabla 2.8	Reglas empíricas para determinar energías de hincado....	102
Tabla 2.9	Tipos de martillos para hincado de pilotes.....	108
Tabla 2.10	Clasificación del acero.....	118
Tabla 2.11	Numero de designación para barras corrugadas, pesos nominales, dimensiones nominales y requisitos de corrugado, según norma ASTM A 615.....	119
Tabla 2.12	Requisitos de tensión, fluencia y elongación según norma ASTM A 615.....	119
Tabla 2.13	Especificaciones del diámetro del pin para el ensayo de doblado, según norma ASTM A 615.....	120
Tabla 2.14	Valores característicos y limites máximos tolerables de sales e impurezas para aguas no potables.....	122
Tabla 2.15	Requisitos granulométricos del agregado fino ASTM C 33.	123
Tabla 2.16	Limites máximos de sustancias nocivas en agregados finos.....	124

Tabla 2.17	Granulometría para el agregado grueso.....	125
Tabla 2.18	Limites máximos de contaminación y requisitos físicos de calidad del agregado grueso en por ciento.....	126
Tabla 2.19	Tipos de cemento según la norma ASTM y la norma canadiense CSA.....	127
Tabla 2.20	Cemento Pórtland con características especiales.....	127
Tabla 2.21	Tipos de aditivos químicos.....	131
Tabla 2.22	Normas ASTM para el control del concreto.....	133
Tabla 2.23	Propiedades requeridas para los Lodos de Perforación.....	135
Tabla 2.24	Relación entre el tipo de suelo y su tendencia al colapso...	136
Tabla 2.25	Viscosidad Marsh para algunos tipos de suelos.....	136
Tabla 2.26	Limites de control para las propiedades del lodo, para diseño.....	137
Tabla 2.27	Métodos Directos.....	139
Tabla 2.28	Métodos Indirectos.....	140
Tabla 2.29	Tolerancias aceptadas en la fabricación de pilas.....	141
Tabla 2.30	Tolerancias aceptadas en la fabricación de pilotes.....	145

CAPITULO III METODOS CONSTRUCTIVOS Y SUS APLICACIONES EN LAS CIMENTACIONES PROFUNDAS

Tabla 3.1	Aplicación del Soil Nailing en diferentes suelos.....	183
Tabla 3.2	Diámetros típicos de jet nails y resistencia a la tensión para diferentes suelos.....	186

**CAPITULO V PROPUESTA DE OTROS TIPOS DE CIMENTACIONES
PROFUNDAS QUE PUEDEN SER VIABLES EN EL
SALVADOR**

Tabla 5.1	Efectividad relativa de Vibrosustitución, en distintos materiales.....	227
Tabla 5.2	Características de las tablestacas de acero.....	238

INDICE DE FIGURAS

CAPITULO I	GENERALIDADES	
Figura 1.1	Tipos de Cimentaciones Profundas.....	15
Figura 1.2	Esquema de Cimentaciones Profundas de acuerdo con la forma de transmitir las cargas al subsuelo.....	24
Figura 1.3	Prueba de Penetración Estándar.....	41
Figura 1.4	Prueba de cono Holandés.....	44
Figura 1.5	Piezocono.....	47
Figura 1.6	Cono Sísmico.....	48
Figura 1.7	Ademado para pozo a cielo abierto.....	49
Figura 1.8	Factores de capacidad de carga Terzaghi – Peck.....	60
Figura 1.9	a) Capacidad de carga de un cimiento profundo en suelos cohesivos.....	64
	b) Capacidad de carga de un grupo de cimientos profundos en suelos cohesivos.....	65
CAPITULO II	PROCESO CONSTRUCTIVO DE CIMENTACIONES PROFUNDAS	
Figura 2.1	Grúa.....	68
Figura 2.2	Perforadora rotatoria.....	68
Figura 2.3	Perforadora con hélice continua.....	69
Figura 2.4	Almejas e hidrofresas.....	69
Figura 2.5	Osciladores de ademes.....	70

Figura 2.6	Desarenadores.....	70
Figura 2.7	Martillos para hincado.....	71
Figura 2.8	Almeja.....	79
Figura 2.9	Trepano.....	79
Figura 2.10	Perforación rotatoria.....	79
Figura 2.11	Barreno (hélices en espiral).....	79
Figura 2.12	a) Bote perforador.....	79
	b) Botes de perforación.....	79
Figura 2.13	a) Trepano manual.....	79
	b) Excavación con trepano manual.....	79
Figura 2.14	Flujo directo.....	80
Figura 2.15	Bomba de succión.....	80
Figura 2.16	Sistema Air – Lift	80
Figura 2.17	Bomba de chiflón.....	80
Figura 2.18	Guías para la construcción de armado de pilas.....	82
Figura 2.19	Tipos de elementos para recubrimientos de pilotes y pilas	83
Figura 2.20	Elaboración de armadura.....	84
Figura 2.21	Ganchos para izaje.....	85
Figura 2.22	Rigidizador.....	85
Figura 2.23	Izado y colocación del acero de refuerzo.....	86
Figura 2.24	Tubo tremie.....	87
Figura 2.25	Freno soporte del tremie.....	88

Figura 2.26	Tolva.....	88
Figura 2.27	Rebose de concreto y agua.....	89
Figura 2.28	Colado de pilotes de sección cuadrada.....	91
Figura 2.29	Diferentes soluciones para los tipos de izajes.....	94
Figura 2.30	Puntos de izaje con uno y dos cables.....	95
Figura 2.31	Colados de pilotes de sección cuadrada.....	96
Figura 2.32	Almacenaje de pilotes precolados.....	96
Figura 2.33	Tipos de puntas de pilotes para distintas condiciones del terreno.....	97
Figura 2.34	Componentes principales para el hincado de pilotes.....	98
Figura 2.35	Diversos tipos de guías para pilotes.....	99
Figura 2.36	Posicionamiento vertical de un pilote con ayuda de plomadas.....	105
Figura 2.37	Amortiguador de martillo.....	107
Figura 2.38	Tipos de amortiguadores.....	109
Figura 2.39	Hincado de pilotes inclinados.....	109
Figura 2.40	Reducción de la energía de hincado con la inclinación del pilote.....	111
Figura 2.41	Diferentes tipos de barcaza para hincado de pilotes.....	112
Figura 2.42	a) Maquinaria de perforación.....	113
	b) Big beaver.....	113
Figura 2.43	a) Tubos manguito.....	114
	b) Colocación de tubo de acero.....	114

Figura 2.44	Inyección de vaina y bulbo.....	116
-------------	---------------------------------	-----

CAPITULO III METODOS CONSTRUCTIVOS Y SUS APLICACIONES EN LAS CIMENTACIONES PROFUNDAS

Figura 3.1	Procedimiento de colado de Micropilote a través del método Palo Radice.....	150
Figura 3.2	Metodología de perforación.....	151
Figura 3.3	Metodología de perforación de la técnica española.....	152
Figura 3.4	Micropilote tradicional.....	154
Figura 3.5	Micropilote Gewi.....	155
Figura 3.6	Métodos para el recalce de una cimentación con pilotes...	157
Figura 3.7	Aplicaciones de anclas y sistemas de anclajes.....	160
Figura 3.8	Ejemplo de un muro anclado para estabilizar un deslizamiento.....	161
Figura 3.9	Muro de retención anclado.....	161
Figura 3.10	Estabilización de un corte con anclas embebidas en roca	162
Figura 3.11	Usos de anclas para estabilizar un corte en rocas estratificadas de diferentes calidades.....	162
Figura 3.12	Tablestacado anclado en un muelle.....	163
Figura 3.13	Anclas usadas en la renovación y profundización en muelle.....	163
Figura 3.14	Partes componentes de un ancla.....	166
Figura 3.15	Anclas de barras de acero y torones.....	168
Figura 3.16	Comparación entre dos soluciones posibles a la construcción de un nuevo camino.....	169

Figura 3.17	Comparación entre dos posibles soluciones de anclaje en edificaciones.....	170
Figura 3.18	Soluciones de retención empleando anclas temporales o permanentes.....	171
Figura 3.19	Anclas de presión y con campana.....	174
Figura 3.20	Esquema que muestra como esta constituido el Soil Nailing.....	182
Figura 3.21	Corte de suelo.....	189
Figura 3.22	Instalación de las barras de refuerzo.....	189
Figura 3.23	Colocación de concreto lanzado.....	190
Figura 3.24	Suelo enclavado como estructura de contención.....	190
Figura 3.25	Anclajes Manta Ray.....	193
Figura 3.26	Diagrama de Peck.....	194
Figura 3.27	Tubo Manchete.....	198
Figura 3.28	Perforación neumática Track Drill.....	198
Figura 3.29	Colado de la vaina.....	199
Figura 3.30	Inyección de lechada.....	200
Figura 3.31	Micropilote inyectado.....	200
CAPITULO IV PROCESO CONSTRUCTIVO DE CIMENTACIÓN PROFUNDA APLICADA A UNA OBRA DE PASO		
Figura 4.1	Trazo de coordenadas de pilas.....	204
Figura 4.2	Perforadora Soilmec R – 12.....	205
Figura 4.3	Inicio de perforación.....	205

Figura 4.4	Broca Helicoidal.....	205
Figura 4.5	Código de colores.....	206
Figura 4.6	Colocación de armadura.....	207
Figura 4.7	Separador de armadura.....	208
Figura 4.8	a) Grúa para Izaje.....	209
	b) Equipo de colado.....	209
Figura 4.9	Perforación para ancla.....	213
Figura 4.10	Introducción del ancla.....	213
Figura 4.11	Colocación de lechada.....	213
Figura 4.12	Colocación de malla de ¼”.....	213
Figura 4.13	Lanzado de 1° capa.....	213
Figura 4.14	Tensado de ancla.....	213
Figura 4.15	Corte de ancla excedente.....	214
Figura 4.16	Placa instalada.....	214
Figura 4.17	2° Lanzado de concreto.....	214
CAPITULO V PROPUESTA DE OTROS TIPOS DE CIMENTACIONES PROFUNDAS QUE PUEDEN SER VIABLES EN EL SALVADOR		
Figura 5.1	Bote Campana.....	222
Figura 5.2	Vibrohincador.....	223
Figura 5.3	Esquema del tratamiento con Vibroflotación.....	224
Figura 5.4	Rango de granulometrías de terrenos adecuados para ser densificados por Vibroflotación.....	225

Figura 5.5	Analogía entre la licuefacción de un depósito granular y la zona óptima para compactación dinámica.....	226
Figura 5.6	Equipo empleado para vibrosustitución.....	226
Figura 5.7	Distribución granulométrica en la que se aplica la Vibrosustitución y Vibrocompactación.....	228
Figura 5.8	Proceso de construcción de las columnas de grava.....	230
Figura 5.9	a) Vista en planta.....	231
	b) Sección de una columna de grava ejecutada por Vibrosustitución.....	231
Figura 5.10	Equipo y proceso de Vibrosustitución por vía seca.....	232
Figura 5.11	Alimentación y salida de grava, con la técnica de Vibrodesplazamiento.....	233
Figura 5.12	Detalle de tablestaca.....	236
Figura 5.13	Geometría típica de tablestaca de concreto.....	237
Figura 5.14	Hincado por secciones.....	240
Figura 5.15	Hincado por etapas.....	240
Figura 5.16	Guías de hincado.....	241
Figura 5.17	Ubicación en el terreno el lugar donde se construirá el muro pantalla.....	243
Figura 5.18	Excavación y colocación de encofrado para pantallas auxiliares.....	244
Figura 5.19	Excavación de muros pantalla con almeja.....	244
Figura 5.20	Secuencia de excavación de un panel.....	245
Figura 5.21	Izado y colocación de la armadura.....	245
Figura 5.22	Centradores de acero de refuerzo.....	246

Figura 5.23	Colocación del concreto mediante tubería tremie.....	246
Figura 5.24	Recalce de un edificio pilotado en West Orange.....	247
Figura 5.25	Recalce con inyecciones en el metro de Baltimore.....	247
Figura 5.26	Tubos manguito para inyección.....	250
Figura 5.27	a) Pilas secantes.....	255
	b) Pilas secantes.....	256
Figura 5.28	Pilas secantes.....	256
Figura 5.29	Pilas separadas.....	256
Figura 5.30	Brocales para guías de perforación de pilas secantes.....	258
Figura 5.31	Diversas opciones para el acero de refuerzo de las pilas secantes.....	259
Figura 5.32	Sistema de hélice continúa.....	259

INDICE DE ESQUEMAS

CAPITULO I GENERALIDADES

Esquema 1.1	Clasificación de Cimentaciones Profundas.....	14
Esquema 1.2	Material utilizados para la fabricación de Cimentaciones Profundas.....	16
Esquema 1.3	Clasificación de Cimentaciones Profundas según su proceso constructivo.....	19
Esquema 1.4	Clasificación de Cimentaciones Profundas según como transmiten las cargas al subsuelo.....	22
Esquema 1.5	Objetivos del Estudio Geotécnico.....	27
Esquema 1.6	Programa de Exploración.....	28
Esquema 1.7	Objetivos del Levantamiento Geológico.....	31
Esquema 1.8	Estudios de Laboratorio.....	54

CAPITULO IV PROCESO CONSTRUCTIVO DE CIMENTACION PROFUNDA APLICADA A UNA OBRA DE PASO

Esquema 4.1	Metodología del Estudio Geotécnico.....	203
-------------	---	-----

CAPITULO V PROPUESTA DE OTROS TIPOS DE CIMENTACIONES PROFUNDAS QUE PUEDEN SER VIABLES EN EL SALVADOR

Esquema 5.1	Campos de aplicación de los muros pantalla.....	242
-------------	---	-----

INTRODUCCIÓN

Los procesos constructivos aplicados en las cimentaciones profundas en nuestro país, así como la técnica de construcción de los métodos patentados aplicados en otros países, es el principal objetivo de este trabajo de graduación. Para ello, se ha sistematizado la información recavada de la siguiente forma: primero se describe el capítulo I, el cual detalla la teoría básica y generalidades referentes a las cimentaciones profundas en general. En el capítulo II, se describen los procesos constructivos de acuerdo a las técnicas patentadas, incluyendo parámetros de comparación para el control de calidad de las cimentaciones profundas. En el capítulo III, se detalla la aplicación de los cimientos profundos en recalces, así como algunos sistemas de estabilización de taludes. En el capítulo IV primero se describe la aplicación de cimientos profundos en una obra de paso de nuestro país, para luego realizar un análisis de la metodología llevada a cabo tanto para el estudio de suelos, como en el proceso constructivo de los cimientos profundos y de los elementos de estabilización de taludes del proyecto. En el capítulo V se proponen otros tipos de cimentaciones profundas, detallando la técnica constructiva así como sus ventajas y desventajas. El capítulo VI corresponde a las conclusiones y recomendaciones sobre el estudio realizado en este trabajo de graduación.

CAPITULO I. GENERALIDADES

1.1 INTRODUCCIÓN

Las técnicas y equipos utilizados en la construcción se han desarrollado simultáneamente, logrando con ello mayor calidad y disminución del tiempo de ejecución ya que los nuevos recursos tecnológicos permiten reducir mano de obra y realizar las actividades con mayor precisión, optimizando los recursos, es decir, reducción del tiempo de ejecución y costos de inversión, beneficiando en este sentido los procesos constructivos de las Cimentaciones Profundas.

Este anteproyecto está enfocado a identificar los procesos constructivos de cimentaciones profundas aplicadas en El Salvador así como otras técnicas que han sido empleadas en países europeos, centroamericanos y México, que pueden ser viables en un futuro para la industria de la construcción salvadoreña. Para ello se hará un estudio basado en investigaciones teóricas actualizadas y en información recavada de profesionales que poseen experiencia en el tema.

Inicialmente se hace una reseña histórica del desarrollo de los procesos, equipos y herramientas utilizados en la construcción de cimentaciones profundas; se describen los objetivos, alcances, limitaciones y justificaciones que conforman el anteproyecto.

1.2 ANTECEDENTES

Históricamente, la práctica de las cimentaciones profundas se inició con el uso de pilotes, hace unos 12000 años. Estos fueron utilizados por los habitantes Suizos, quienes hincaron postes de madera en los fondos de los lagos poco profundos para construir sus casas sobre ellos a alturas suficientes para protegerlos de los animales que merodeaban y de los guerreros vecinos. Estructuras similares están actualmente en uso en las junglas del sudeste de Asia y de América del Sur. Venecia fue construida sobre pilotes de madera en el delta pantanoso del río Po, para proteger a los primeros italianos de los invasores del este de Europa y al mismo tiempo para estar cerca del mar y de sus fuentes de subsistencia. Los descubridores españoles dieron a Venezuela ese nombre, que significa pequeña Venecia, porque los indios vivían en chozas construidas sobre pilotes en las lagunas que rodean las costas del lago Maracaibo.

En la actualidad las cimentaciones de pilotes tienen el mismo propósito: hacer posible las construcciones de casas y mantener industrias y comercios en lugares donde las condiciones del suelo no son favorables¹. En general las cimentaciones profundas son aquellas que se cimientan en estratos profundos o alcanzan las condiciones necesarias de resistencia a través de la interacción de su estructura con el suelo a mayores profundidades.

¹ Sowers B. George y Sowers F. George. "Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones". Editorial Limusa, 1990.

Entre otros tipos de cimentaciones profundas actualmente utilizados están los siguientes: Pilas y Micropilotes. El término Micropilote² es utilizado casi universalmente, como pilotes ejecutados con técnicas diferentes. Éstos constituyeron un procedimiento de construcción específico, patentado en Italia como “Pali Radice” (en 1950-1952) y en muchos otros países por la empresa FONDEDILE, patentes que en general, expiraron en la década 1970-1980.

La primera aplicación documentada de micropilotes, fue para el recalce de la Escuela Angiulli en Nápoles. Se utilizaron micropilotes de 13m de longitud, 10cm de diámetro nominal y una armadura central de una barra de 1.2cm. El terreno estaba constituido por arenas, cenizas volcánicas y puzolanas.

Los resultados obtenidos en el recalce de esta escuela fueron excelentes, lo cual causó sensación y el modelo de mejora se extendió rápidamente por toda Europa, siempre con resultados similares.

La empresa FONDEDILE introdujo los micropilotes en Inglaterra en 1962, en Alemania en 1965 y en USA en 1973, mercado que abandonó en 1984 por razones económicas.

Durante la década 1960-1970 se usó este modelo en la construcción de algunas secciones del Metro de Milán y ahí la Administración introdujo el término “micropali” para evitar el uso de un término que estaba patentado.

² Micropilote, en Italiano “Pali radice”, “Micropali” (en singular “Pali radice” “Micropalo”), Francés “Pieux racines”, “Pieux aiguilles”, “Micro pieux”, Ingles “Micropile”. “Minipile”. “Root pile”, “Needle pile”, Alemán “Wurzelpfahle”, “Verpresspfahle” y en Portugués “Estaca raíz”.

En 1967, la empresa RODIO patentó un sistema alternativo, denominado “Tubfix”, con inyección a través de “tubos manguitos” y armadura mediante un tubo metálico³.

En nuestro país, las cimentaciones profundas han sido aplicadas en la construcción de: puentes, edificios, muelles, residenciales, etc. La cimentación profunda que más se ha utilizado en la industria de la construcción son los pilotes para edificaciones nuevas, fundaciones y recalce de cimentaciones como parte de la reparación de edificios. Las formas más utilizadas en la construcción de pilotes son los excavados artesanalmente y colados en el lugar así como los hincados con martinete.

Entre las estructuras cimentadas sobre pilote que han sido construidas en El Salvador, se pueden mencionar las siguientes: puentes sobre la carretera litoral en el tramo comprendido del Km 77 de la carretera que une a San Salvador con el puerto de Acajutla y termina en el poblado de Izacuyo; en este proyecto se construyeron en 1957⁴ un total de 10 puentes, de los cuales cuatro fueron cimentados con pilotes metálicos hincados a través de martinete; éstos son el puente Apancoyo, Pululuya, Tapaguasusa y Acachapa; además se han empleado pilotes en la construcción de varios proyectos habitacionales como viviendas construidas en Colonia Escalón en el año de 1994⁵ y Residencial Décapolis edificada en el año de 1993, en el departamento de San Salvador,

³ Manuel Romana Ruiz. “Curso sobre Recalces, Inclusiones, Inyecciones y Jet – Grouting. Universidad Politécnica de Valencia, Junio 2001.

⁴ Díaz, Alex Augusto. “Cimentaciones de Puentes por el Sistema de Pilotes”. Tesis, Universidad de El Salvador, San Salvador, 1963.

⁵ Herrera, Willy Bendix y Otros. “Cimientos Profundos Colados en el Sitio”. Tesis, Universidad Centroamericana José Simeón Cañas, 1996.

Residencial Alejandría construida en 1992, en el departamento de La Libertad. Entre los centros comerciales que se han cimentado sobre pilotes están: Centro Comercial Plaza San Benito construido en el año de 1994; Centro Comercial Plaza Merliot construido en el año de 1993. En estructuras de telecomunicación también han sido empleados este tipo de cimentación, por ejemplo: Torre ATT El Ángel así como torre ATT Zacamil, ambas construidas en el año de 1995. En el área industrial tenemos el edificio de la Prensa Gráfica ubicado en Santa Elena construido en el año de 1993, etc.

Las pilas son otros tipos de cimentaciones profundas que se han utilizado en la construcción de puentes, pasos a desnivel entre otros. Los proyectos que a continuación se mencionan han fundado sus estructuras sobre pilas, entre los cuales están: Puente sobre el arenal Tutunichapa en el Barrio San Miguelito, en el cual el procedimiento constructivo consistió en realizar una excavación hasta la profundidad requerida, para después introducir un tubo de concreto que posteriormente sirvió de molde para agregar en él concreto; Puente sobre el río Jiboa, donde se utilizaron pilas de concreto de 2.4m de diámetro; esta obra fue construida en el año de 1980.

Otro tipo de cimentación profunda que se está empleando en el país son los micropilotes, introducidas en el país por la compañía Swissboring, como ejemplo de proyecto que ha utilizado este tipo de fundación está el edificio de Letras de la Facultad de Humanidades de la Universidad de El Salvador, que fue reconstruido para los juegos Centroamericanos y del Caribe en el año 2002.

Se colaron un total de 144 micropilotes los cuales están distribuidos en cada una de las zapatas; el diámetro de los micropilotes es de 20 cm y las longitudes varían entre 13 y 15 m.

Referente a los estudios que se han realizado en el país sobre cimentaciones profundas, han sido elaborados por diferentes universidades a través de trabajos de graduación, los cuales están enfocados en la determinación de capacidad de carga, criterios teóricos de diseño y procesos constructivos de pilotes, por ejemplo en la Universidad de El Salvador, Valle Arístides Chávez, desarrolló el trabajo de graduación denominado "Pilotes" en 1959, siendo la primera investigación existente y la primera realizada en el país sobre los pilotes; Alex Augusto Díaz, en 1963, realizó la investigación bibliográfica denominada "Cimentaciones de Puentes sobre el sistema de pilotes"; Carlos Manuel Ramírez Fajardo y Henry Edgardo Flores, en 1995, elaboraron el trabajo de graduación "Estudio sobre el efecto de la fricción en pilotes colados en el sitio", en el cual trataron de determinar experimentalmente la capacidad de carga de pilotes a fricción, pero quedó pendiente por falta de equipo para tal fin. En la Universidad Centroamericana "José Simeón Cañas" se han desarrollado otros estudios bibliográficos sobre cimentaciones profundas. Miguel Ángel Alvarenga y otros, en 1985 elaboraron el trabajo de graduación "Estudio de pilotes sobre cimentaciones". Willy Bendix Herrera y otros, en 1996 desarrollaron el trabajo de graduación "Cimientos Profundos Colados en el

Sitio”; en el que describen los procesos constructivos de pilotes, y se refieren a la determinación de la capacidad de carga de los mismos.

1.3 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

En El Salvador, se desarrollan procesos convencionales de cimentaciones. En la cimentación de toda obra se lleva una secuencia lógica de construcción para optimizar los recursos y disminuir el tiempo de ejecución; este análisis secuencial consta de las siguientes etapas: Estudio Geotécnico, en el que se establecen las condiciones del suelo y sus parámetros para tomar decisiones en la determinación del tipo de cimiento, su diseño geotécnico y estructural así como el proceso constructivo requerido. El Diseño Geotécnico y Estructural, se basa en los parámetros geotécnicos a partir de pruebas de campo y de laboratorio normadas por la ASTM (American Society Testing for Material), esta etapa se relaciona con las actividades de diseño y construcción, ya que debe haber correlación entre ellas para cumplir las especificaciones requeridas. La Construcción se desarrolla de acuerdo con especificaciones generales geotécnicas y estructurales para el diseño, las cuales a la vez determinarán el procedimiento constructivo, considerando también la maquinaria y equipo a disponer para llevar a cabo esta etapa. El Control y Supervisión se apega a normas de materiales y de construcción para obtener la calidad y capacidad de los elementos a construir.

La cimentación profunda para apoyar una estructura se hace cuando los esfuerzos inducidos en el suelo por las solicitaciones a que quedará sometida, exceden la capacidad de carga de los estratos superficiales, o cuando las condiciones de funcionamiento obliguen a tal solución. Entre los elementos constructivos que pueden adoptarse para cimentaciones profundas están: pilotes, pilas y micropilotes.

Por la influencia determinante que tienen los procedimientos constructivos en el funcionamiento de las cimentaciones profundas, es importante la supervisión durante la construcción y efectuar pruebas de carga en el sitio para verificar la validez del diseño. Para tal conceptualización, en términos generales, se orienta la formación en cimentaciones profundas en la carrera de ingeniería civil, en la Universidad de El Salvador, como tópico especializado en el diseño y en lo relativo a conocer detalladamente los procesos constructivos de los elementos que lo constituyen; debido a la necesidad de tener mayor criterio técnico de este tema al desarrollar obras de infraestructura de gran importancia o complejidad, así como resolver los variados problemas que se presentan localmente como fenómenos que rigen la estabilidad de las construcciones y la capacidad de carga y deformabilidad de los suelos de cimentación.

Para estos propósitos, de acuerdo con los estudios ya descritos, se ha establecido que los procesos constructivos para cimentaciones profundas no se han logrado sistematizar para el uso cotidiano de técnicos, académicos y constructores que se dedican a esta área, sino que tanto las experiencias como

la disposición tecnológica y aspectos de mano de obra, costo, tiempos ocupados, etc, para construir tales obras, permanecen diseminados sólo entre algunos especialistas que no sólo han dejado de transmitir su experiencia sino que no han plasmado éstas en publicaciones de apoyo técnico, por lo cual es necesario recavar, principalmente los procesos constructivos aplicados a cimentaciones profundas en El Salvador para resolver tales problemáticas.

1.4 OBJETIVOS

1.4.1 Objetivo General

- Sistematizar los procesos constructivos de cimentaciones profundas utilizadas en El Salvador y sus diferentes métodos aplicados en infraestructura liviana, semipesada y pesada.

1.4.1 Objetivos Específicos

- Estudiar y analizar los tipos de cimentaciones profundas con sus procesos y métodos constructivos aplicados actualmente en El Salvador y otros países, describiendo los métodos alternativos existentes para la construcción de cimentaciones profundas aplicables en nuestro país; asimismo definir y especificar la metodología del control de calidad de los procesos constructivos de cimentaciones profundas.

- Establecer cuáles son las tecnologías utilizadas actualmente en los procesos constructivos de cimentaciones profundas, sus formas de aplicación, su estado de desarrollo, compilándolas sistematizadamente.
- Describir en orden secuencial la realización del estudio geotécnico con fines estructurales y la construcción de cimentaciones profundas considerando el medio y sus propiedades, parámetros del diseño y la interacción suelo estructura.
- Analizar el proceso constructivo de pilas de un paso a desnivel.

1.5 ALCANCES

Realizar en este trabajo de graduación la recopilación y sistematización de los procesos constructivos y los métodos que se aplican en la construcción de cimentaciones profundas, basándose en la información actualizada y la experiencia de profesionales que se desempeñan en esta área, esto para pilotes hincados y colados in situ, pilas, micropilotes, así como proponer otros tipos de cimentaciones profundas que puedan ser implementados en nuestro país.

1.6 LIMITACIONES

Los profesionales con experiencia en este campo permanecen ocupados por sus responsabilidades y trabajo técnico, disponiendo de poco tiempo para brindar asesoría al respecto y con información limitada, oral y documental.

1.7 JUSTIFICACIÓN

Los procesos constructivos de cimentaciones profundas aplicados en El Salvador, los métodos utilizados y la tecnología de países desarrollados no se disponen actualmente. De la práctica en las empresas constructoras consultadas⁶ sobre el tipo de cimentación profunda que han empleado, sólo los ingenieros que estuvieron de residentes o supervisores en proyectos donde se realizaron obras con este tipo de cimentación, explican cuál fue el proceso constructivo empleado, las dificultades que tuvieron en el desarrollo de la obra y qué soluciones dieron para resolver los problemas. Es importante conocer los aspectos estructurales basados en el estudio geotécnico, que permiten establecer cuales son los procesos constructivos a seguir así como el control de calidad requerido durante la construcción.

De ahí la necesidad de estructurar y sistematizar la información recavada, enfocando aspectos geotécnicos debido a su influencia en la determinación del tipo de cimentación, correlacionando propiedades físicas y mecánicas del suelo, de tal forma, le permitan al lector, ampliar su conocimiento y criterio para la construcción de tales estructuras, garantizando la técnica requerida y la optimización de los recursos que el proyecto necesite, así como permitirle resolver problemas que se presenten en la práctica.

⁶ Entrevistas Personales.

1.8 CONCEPTO DE CIMENTACIÓN PROFUNDA

1.8.1 Definición

Son elementos estructurales cuya función es transmitir las cargas de la superestructura y peso propio hacia los estratos profundos por medio de la interacción con el suelo; el objetivo es evitar asentamientos diferenciales o reducirlos a rangos permisibles, de tal manera que la superestructura no falle a causa de ellos. Estos elementos pueden transferir dicha carga a través de la fricción generada entre su superficie lateral y el suelo (como en el caso de pilotes hincados), directamente a través de su base (pilas y pilotes) o combinando ambas situaciones (micropilotes inyectados y otros tipos de pilotes). Este tipo de cimentación es utilizada cuando los estratos superficiales no poseen la capacidad de carga requerida para soportar la superestructura.

1.8.2 Tipos de Cimentaciones Profundas

1.8.2.1 Pilotes

Son elementos esbeltos, con dimensiones transversales de orden comprendido entre 0.30 m y 0.60 m. Se emplean para transmitir las cargas de la superestructura y peso propio a través de estratos de suelo de baja capacidad de carga hasta suelos más profundos o estratos de rocas que posean la resistencia requerida.

1.8.2.2 Pilas

Las pilas son elementos de cimentación profunda con secciones comprendidas entre 0.60m hasta 3.00m, trabajando por punta y fricción en el fuste, también transmiten al subsuelo las cargas provenientes de una estructura y de la misma cimentación con el propósito de lograr la estabilidad del conjunto.

Existen las pilas que se diseñan con secciones rectangulares u oblongas de 0.6m x 2.5m, o bien de 0.8m x 2.0m; uniendo estas secciones se pueden obtener pilas con sección "T" y "H", que ofrecen una mayor capacidad de carga y momento de inercia.

Cuando se requiere que el área de contacto con el estrato resistente sea mayor a la base de la pila, ésta puede ampliarse hasta un diámetro no mayor de tres veces al fuste; asimismo el ángulo que se forma con respecto a la horizontal en la transición de cambio de área no deberá ser menor de 60°. La ampliación de la base de las pilas no debe permitirse bajo el nivel de agua freática, ya que no es posible detectar si su geometría real está dentro de las especificaciones requeridas.

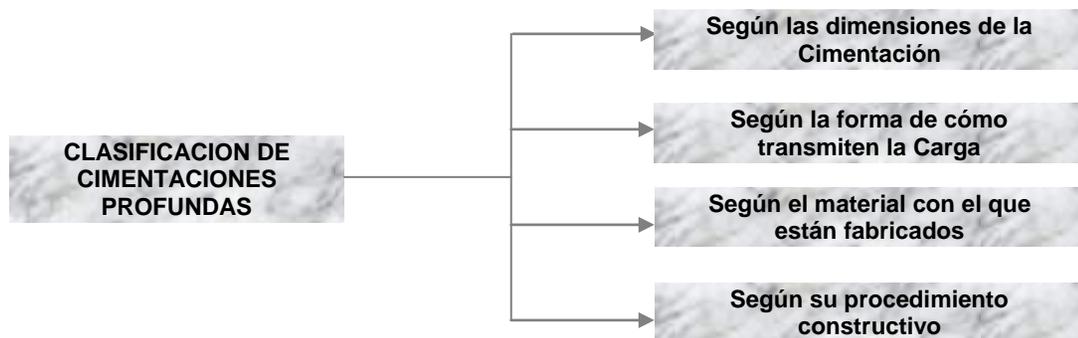
1.8.2.3 Micropilotes

Los elementos cuyos diámetros están comprendidos entre 0.15 y menores de 0.30 m se denominan micropilotes. Los de más frecuente aplicación en el recalce de estructuras son los de diámetro 0.22 m. Se define como un pilote de pequeño diámetro, que transmite la carga de una estructura a estratos de

suelos más profundos, principalmente por fricción de su fuste con el suelo y en menor medida por su punta, con asentamientos prácticamente nulos.

1.9 CLASIFICACIÓN DE LAS CIMENTACIONES PROFUNDAS

En el diseño y construcción de cimentaciones profundas intervienen fundamentalmente cuatro variables: la dimensión de la cimentación, la forma como transmiten las cargas al subsuelo, el material con el que están fabricados y su procedimiento constructivo. A continuación se presenta la clasificación propuesta para las cimentaciones profundas en el esquema 1.1:



Esquema 1.1 Clasificación de Cimentaciones Profundas

1.9.1 Clasificación según las dimensiones de la cimentación profunda

La clasificación de las cimentaciones profundas se basa en los anchos de sus secciones transversales, tal como se muestra en la tabla 1.1:

Tabla 1.1 CLASIFICACIÓN DE CIMENTACIONES PROFUNDAS DE ACUERDO A SUS DIMENSIONES

Cimentación Profunda	Dimensiones
Micropilotes	Su diámetro varía entre 15 a 30cm
Pilotes	Su diámetro varía entre 30 a 60cm
Pilas	Su diámetro varía entre 60cm a 3.0m

Nota: Ver figura 1.1

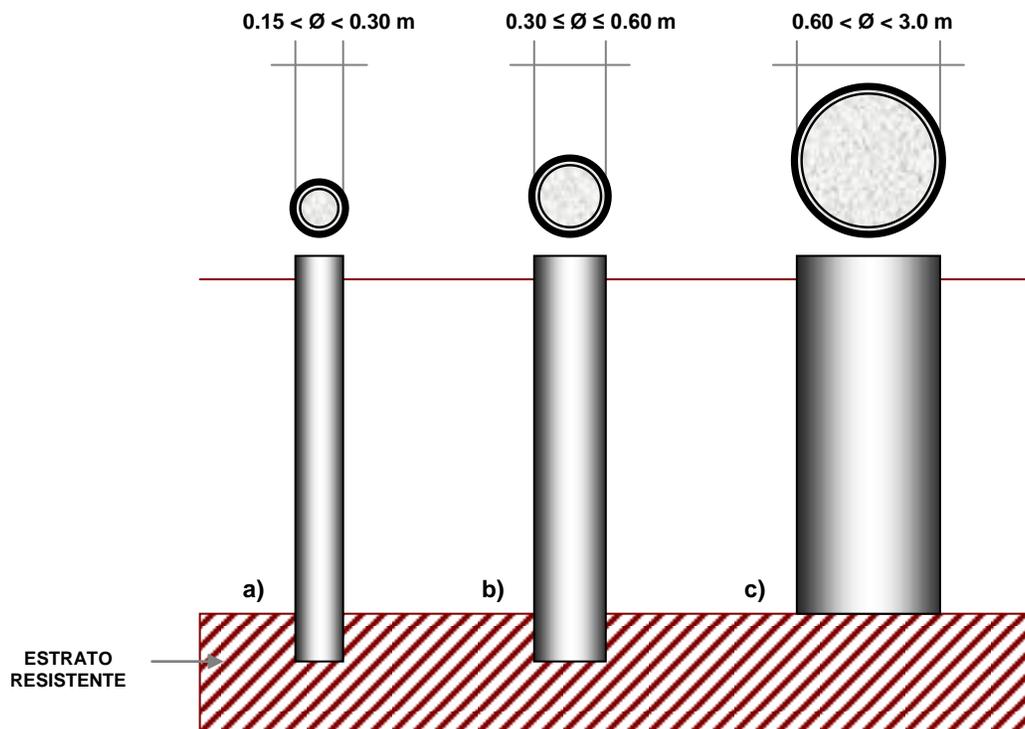


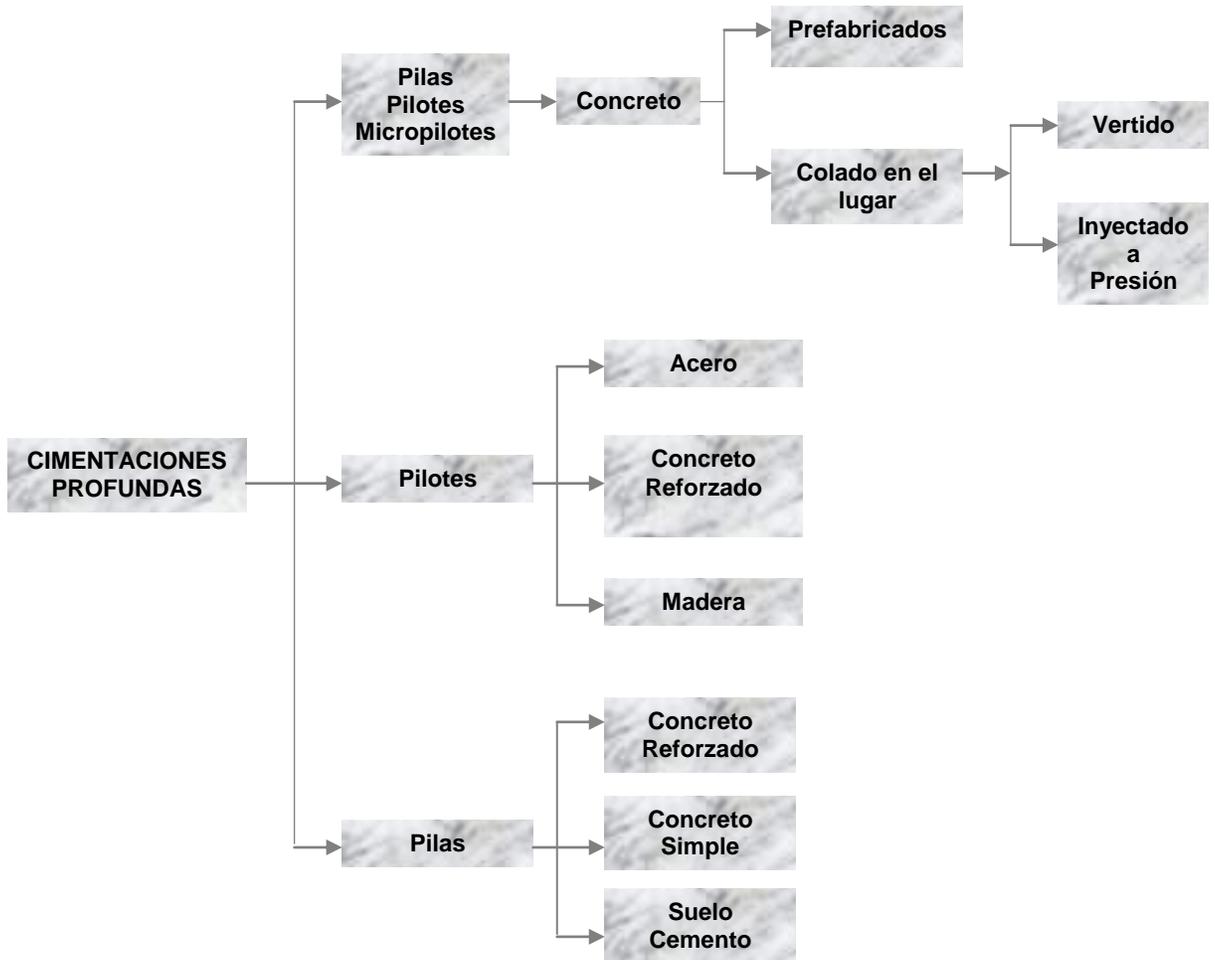
Figura 1.1

Tipos de Cimentaciones Profundas

- a) Micropilotes
- b) Pilotes
- c) Pilas

1.9.2 Clasificación según el material con el que están fabricados

Los materiales más utilizados en la fabricación de las cimentaciones profundas son los que se muestran en el esquema 1.2:



Esquema 1.2 Materiales utilizados para la fabricación de Cimentaciones Profundas

En la tabla 1.2 se detalla la clasificación de las cimentaciones profundas de acuerdo al material con el que están fabricados.

Tabla 1.2 DESCRIPCIÓN CIMENTACIONES PROFUNDAS SEGÚN EL MATERIAL CON EL QUE ESTÁN FABRICADOS⁷

Material	Cimentación Profunda	Descripción
Concreto Prefabricado	Pilotes de concreto prefabricados	Se fabrican con concreto simple, concreto reforzado, presforzado o postensado, empleando cemento Pórtland normal o resistentes a las sales, álcalis y silicatos de acuerdo al medio donde se hincaran. Se fabrican de una sola pieza o en segmentos que se pueden unir con juntas rápidas o soldando placas de acero que se dejan en los extremos de cada tramo precolado.
Concreto Colado en el Lugar	Pilotes y pilas de concreto colados en el lugar	Generalmente se fabrican con concreto reforzado, aunque es factible usar concreto simple cuando se trata de pilas cortas en una región no sísmica. El colado se debe hacer con una tubería tremie o con trompa de elefante para evitar la segregación y contaminación del concreto.
	Micropilotes de concreto colados en el lugar	Se rellenan con un mortero de resistencia 255 Kg/cm ² a 28 días. Suelen utilizarse relaciones agua/cemento de 0.5 o menores y arena como agregado grueso. Una dosificación típica es: Agua (0.5), cemento (1), arena (0.5); (en peso). Sin embargo puede llegarse a relaciones agua/cemento mayores. La consistencia debe ser tal que se garantice el relleno total de la perforación, sin cortes. Pero si hay que rellenar huecos o realizar inyecciones de compensación conviene un mortero algo más fluido. Para los micropilotes inyectados, la presión de inyección deberá oscilar en el rango de $0.5p_l < p_i \leq p_l$; donde p_l es la presión límite del suelo. Aunque en algunos casos es necesario exceder la presión límite, para lo cual se considera normal, llegar a presiones de 20.4 - 30.6 Kg/cm ² .
Acero	Pilotes de acero	Estos pilotes son de secciones estructurales ligeras o pesadas dependiendo de la carga que transmitirán. Se pueden utilizar tubos de acero que pueden quedar huecos o rellenarse con concreto, así como perfiles estructurales H; también se fabrican tubos de acero con una hélice soldada lateralmente, que se introduce a rotación.
Concreto reforzado	Pilotes de concreto reforzado	Se utilizan pilotes de concreto con puntas de acero como protección durante el hincado; en algunos suelos con condiciones estratigráficas peculiares se han utilizado pilotes que tienen un segmento inferior de tubo de acero y el resto de concreto reforzado. Este tipo de pilotes mixto tiene poco uso.
Madera	Pilotes de madera	Los pilotes de madera son troncos de árboles cuyas ramas y corteza fueron cuidadosamente recortadas. La longitud máxima de la mayoría de los pilotes de madera es de entre 10 – 20m. Para calificar como pilotes, la madera debe ser recta, sana y sin defectos. Pueden dividirse en tres clases: <ol style="list-style-type: none"> 1). Pilotes clase A que soportan cargas pesadas. El diámetro mínimo del fuste debe ser de 356mm. 2). Pilotes clase B que se usan para tomar cargas medias. El diámetro mínimo del fuste debe ser de entre 305 – 330mm. 3). Pilotes clase C que se usan en trabajos provisionales de construcción. Estos se usan permanentemente para estructuras cuando todo el pilote esta bajo el nivel freático. El diámetro mínimo del fuste debe ser de 305mm. En todo caso, la punta del pilote no debe tener un diámetro menor que 150mm. Actualmente es poco su uso.

⁷ Fuente: Manual de Diseño y Construcción de Pilas y Pilotes. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos 1983.

1.9.3 Clasificación según su Procedimiento Constructivo

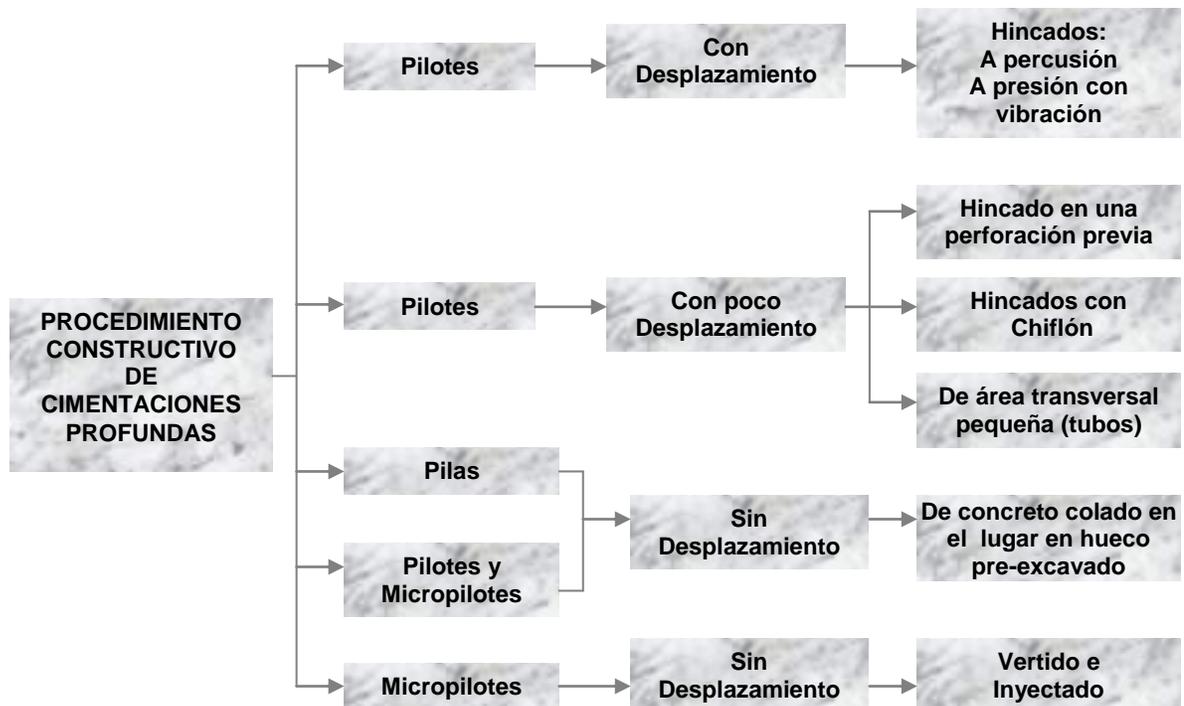
Se han desarrollado numerosos procedimientos constructivos para fabricar y posteriormente instalar en el lugar o para fabricar en el sitio mismo, pilas, pilotes y micropilotes; la característica fundamental que los diferencia es que durante su construcción se induzca o no desplazamiento del suelo que los rodea; debe observarse que las pilas siempre se fabrican de concreto simple o reforzado, colado en el sitio en una perforación previamente realizada y por ello caen únicamente dentro del tipo sin desplazamiento. En cambio los pilotes pueden ser con desplazamiento cuando desalojan un volumen de suelo igual al del pilote al ser hincados; con poco desplazamiento, que pueden ser pilotes hincados en una perforación previa de menor área que la del pilote mismo, pilotes de área transversal reducida como los perfiles de acero de sección I o pilotes hincados con ayuda de chiflón; sin desplazamiento cuando se fabrican en el sitio, de manera semejante a las pilas.

En suelos blandos, los pilotes con desplazamiento pueden inducir disminución de la resistencia al corte por el remoldeo provocado, en tanto que en suelos granulares pueden generar aumento en la compacidad relativa.

Los micropilotes se construyen en excavaciones previamente realizadas, por lo que se ubican como cimentaciones profundas sin desplazamiento, sin embargo en los micropilotes inyectados puede generarse poco desplazamiento. Dicha excavación se realiza por medio de los siguientes métodos: rotación, con barrena helicoidal o rotopercusión, dependiendo de las condiciones del suelo,

asimismo, cuando sea necesario se podrá estabilizar las paredes de la excavación a través de lodos bentoníticos o entubación, la cual normalmente es recuperable. El mortero puede colocarse a través de inyecciones o solamente vertidos.

En general, el procedimiento constructivo de las cimentaciones profundas depende de las condiciones del subsuelo, de las especificaciones estructurales, así como de los recursos disponibles, pudiéndose clasificar de acuerdo al desplazamiento del subsuelo generado durante la instalación de los elementos, como se indica el esquema 1.3:



Esquema 1.3 Clasificación de cimentaciones Profundas según su proceso constructivo

En la tabla 1.3 se detalla la clasificación de las Cimentaciones Profundas según su procedimiento constructivo.

Tabla 1.3 DESCRIPCIÓN DE CIMENTACIONES PROFUNDAS SEGÚN SU PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO⁸		
Cimentación Profunda	Condición	Descripción.
Pilotes hincados a Percusión.	Con desplazamiento	<p>Este procedimiento consiste en hincar a percusión los pilotes con ayuda de un martillo de impacto; los factores significativos que deben considerarse son:</p> <ul style="list-style-type: none"> - La masa y la longitud del pilote - El peso y energía del martillo - El tipo de suelo en que se hinca <p>Usualmente el pilote se sostiene verticalmente o con la inclinación necesaria con una estructura guía en la que desliza el martillo durante la maniobra.</p>
Pilotes hincados a Presión	Con desplazamiento	<p>Estos pilotes se fabrican de concreto en tramos de sección cilíndrica de 1.5 m de largo; la punta es cónica y tiene ahogado el cable de acero de refuerzo que se aloja en el hueco central. El hincado se hace a presión con un sistema hidráulico en cuyo marco de carga se van colocando los tramos del pilote.</p>
Pilotes hincados con Vibración.	Con desplazamiento	<p>Esta técnica se emplea en suelos granulares y consiste en excitar al pilote con un vibrador pesado de frecuencia controlada, formado por una carga estática y un par de contrapesos rotatorios excéntricos en fase. El pilote penetra en el suelo por influencia de las vibraciones y el peso del conjunto pilote – vibrador – lastre. Generalmente son pilotes metálicos o tablestacas.</p> <p>Esta técnica también se ha usado para extraer pilotes desviados o de cimentaciones antiguas.</p> <p>Cuando se proyecta aplicar este método, se deben estudiar los fenómenos que las vibraciones pueden ocasionar cuando su frecuencia se acerca a la natural de las estructuras e instalaciones vecinas, especialmente si están cimentadas sobre materiales poco densos, porque en esta condición de resonancia se pueden provocar daños estructurales y hundimientos.</p> <p style="text-align: right;">sigue...</p>

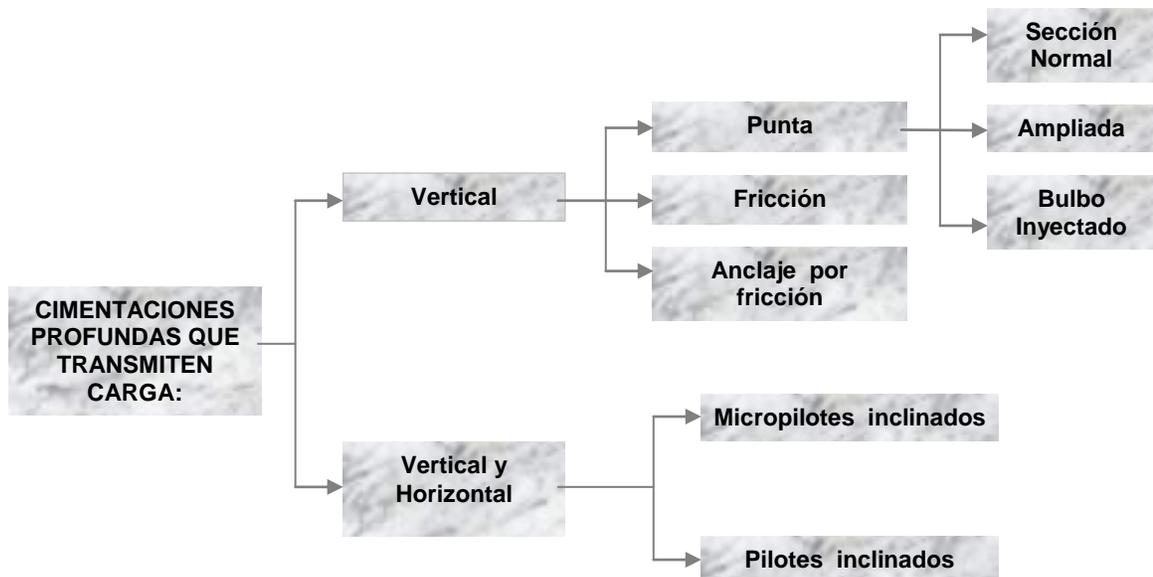
⁸ Fuente: Manual de Diseño y Construcción de Pilas y Pilotes. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos 1983.

Cimentación Profunda	Condición	Descripción
Pilotes hincados en una perforación previa.	Con poco desplazamiento	<p>Esta técnica se utiliza :</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ Cuando el hincado de los pilotes sin perforación previa induce deformaciones que reducen la resistencia al esfuerzo cortante del suelo. ▪ Cuando el pilote debe atravesar estratos duros que dificulten su hincado y por ello, puedan llegar a dañarse estructuralmente. ▪ Cuando el número de pilotes por hincar es alto; la suma de sus desplazamientos puede provocar el levantamiento del terreno con suficiente arrastre de los pilotes previamente hincados.
Pilotes hincados con Chiflón	Con poco desplazamiento	<p>Este procedimiento se utiliza para disminuir el volumen de suelo desplazado durante el hincado de pilotes en arenas; consiste en aplicar dos efectos simultáneos: el de un chiflón de agua a presión que descarga en la punta del pilote, el cual erosiona y transporta a la superficie de la arena, combinado con los impactos de un martillo o la excitación de un vibrador para movilizar el pilote. Adicionalmente, se puede agregar aire a presión para facilitar la extracción del agua. En pilotes de varios tramos hay dificultades en la continuidad del chiflón. El martinete debe usarse una vez que se ha dejado de operar el chiflón y únicamente cuando se deba llegar al rechazo.</p>
Pilotes de área transversal pequeña.	Con poco desplazamiento	<p>Se acostumbra clasificar como pilotes con poco desplazamiento a los de perfiles de acero porque la relación de su perímetro al área transversal es hasta 15 veces mayor que en pilotes de concreto. Estos pilotes pueden ser de desplazamiento cuando por falta de control se forma un tapón de suelo cercano a la punta entre los patines, que avanza con el hincado. A veces se aplica un tratamiento eléctrico de corta duración posterior al hincado para incrementar rápidamente la adherencia entre pilote y suelo; en este caso, además de perfiles estructurales, se pueden usar también tubos.</p>
Micropilotes Inyectados	Con poco desplazamiento	<p>La inyección del mortero para la construcción de este tipo de micropilotes se realiza por fases, la cual deberá ser al menos de 2 en areniscas o calizas poco fisuradas, al menos de 3 fases en suelos de compactidad media y 4 o más en aluviones y suelos blandos. Entre cada fase debe existir un intervalo de tiempo mínimo de 6 a 12 horas, para permitir que la lechada alcance una primera resistencia. Los caudales máximos de inyección deberán ser: 0.3 a 0.6 m³/hora para suelos cohesivos y de 0.8 a 1.2 m³/hora para suelos granulares.</p>
Micropilotes, pilotes y pilas de concreto colado en el lugar	Sin desplazamiento	<p>Los micropilotes, pilotes y pilas de concreto colados en el lugar se clasifican como elementos de cimentación sin desplazamiento porque para su fabricación se extrae un cierto volumen de suelo que después es ocupado por el concreto.</p>

1.9.4 Transmisión de Carga al Subsuelo

Las cimentaciones profundas en general se diseñan y construyen para transmitir cargas verticales por punta a estratos resistentes profundos o por fricción al suelo que lo rodea; los pilotes y micropilotes se usan también para anclar estructuras y para resistir cargas horizontales inducidas por la estructura o por un sismo. En este último caso se colocan inclinados.

Dentro de la clasificación de cimentaciones profundas según como transmiten las cargas al subsuelo están: (ver esquema 1.4)



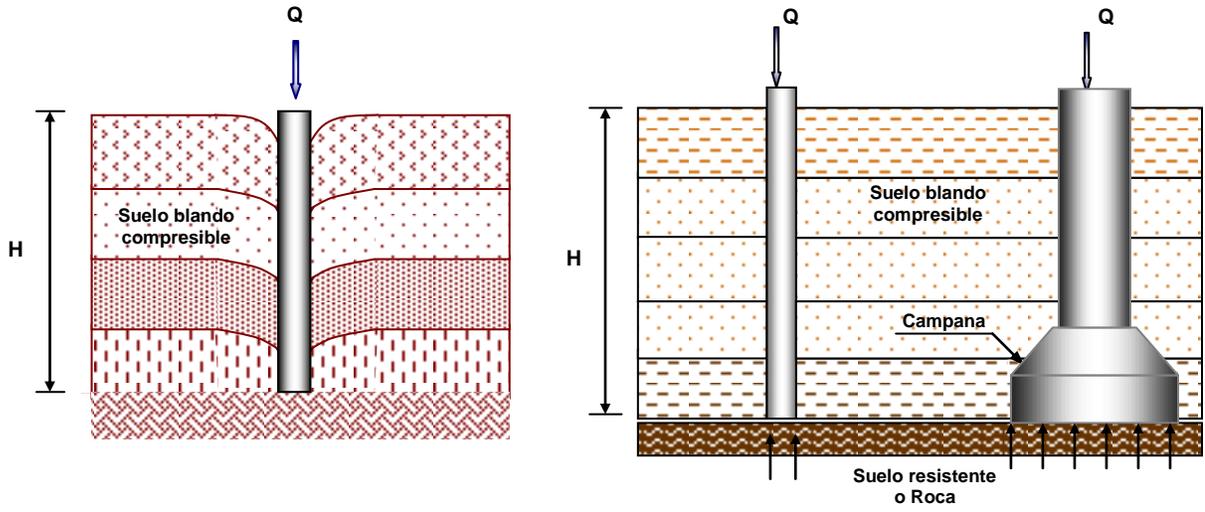
Esquema 1.4. Clasificación de Cimentaciones Profundas según como transmiten las cargas al subsuelo

En la tabla 1.4 se detalla la clasificación de las Cimentaciones Profundas según la forma como transmiten las cargas al subsuelo.

Tabla 1.4. DESCRIPCION DE CIMENTACIONES PROFUNDAS SEGÚN LA FORMA COMO TRANSMITEN LAS CARGAS AL SUBSUELO⁹

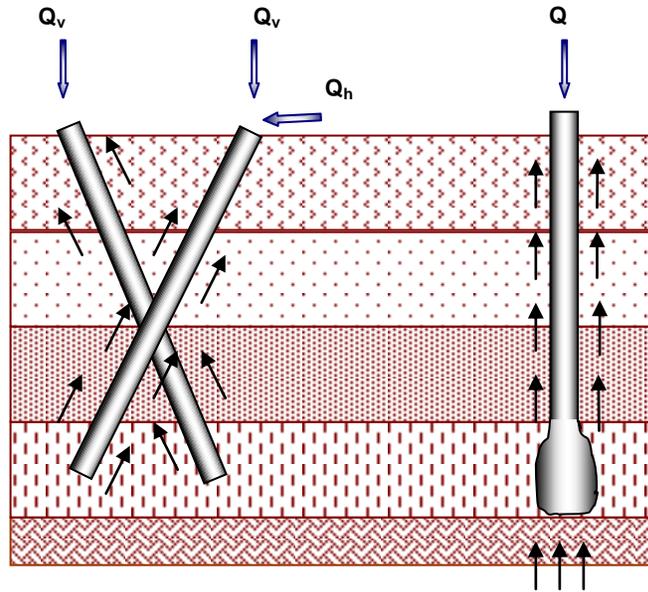
Cimentación Profunda	Descripción
Pilotes de punta	Cuando el o los estratos superficiales son de espesor considerable, compresibles y de baja resistencia al esfuerzo cortante, se utiliza pilotes de punta que transmiten prácticamente todo el peso y las cargas de la superestructura Q a un estrato profundo de suelo más resistente o a un estrato de roca (Figura 1.2a). En ocasiones la densidad de las zapatas es tal, que económica y técnicamente conviene sustituirlas por pilas y pilotes.
Pilas de punta	Se utilizan cuando el estrato de suelo superficial es blando y compresible, y cuando el peso y cargas de la superestructura Q son importantes. Una ventaja de las pilas radica en que se puede acampanar su base (Figura 1.2b), aumentando así su carga útil.
Pilas y pilotes de punta con empotramiento	Para incrementar la capacidad de carga de pilas y pilotes se pueden empotrar una profundidad (E) en el estrato resistente. Para pilotes se recomienda hacerlo a una profundidad de 4 a 10 veces su dimensión horizontal (D) dependiendo de la capacidad relativa del material de empotramiento y de la capacidad del equipo disponible, y en pilas la distancia que sea posible constructivamente hablando.
Pilotes de fricción	Son los que transmiten la carga Q al suelo que los rodea; la magnitud de la fricción lateral es función del área perimetral del pilote. Esta solución se utiliza cuando no se encuentra ningún estrato resistente en el que podrían apoyarse pilotes de punta, o cuando el sitio donde se instalarán se localiza en una zona que sufre asentamientos significativos por consolidación regional, ver figura 1.2c.
Pilotes de anclaje	Se utilizan en zonas con suelos arcillosos expansivos que por su espesor no pueden ser removidos; con estos elementos se pueden absorber los movimientos estacionales que ocurren en la parte superficial de estos suelos, que se traducen en expansiones. Estos pilotes se hincan hasta alcanzar la zona de suelo estable. También se utilizan a veces para evitar el bufamiento por excavación en suelos arcillosos
Pilas y pilotes verticales con carga horizontal	Las fuerzas horizontales permanentes de reacción de una estructura o temporales inducidas por un sismo se pueden recibir, aunque en forma poco eficiente, con pilas o pilotes verticales que tengan empotramiento y características estructurales adecuadas. Funcionalmente, los pilotes inclinados son mejor solución.
Pilotes inclinados bajo cargas horizontales	Los pilotes inclinados con orientación acorde a la dirección en que se presenta la fuerza horizontal o con distintas direcciones cuando deban soportar las fuerzas horizontales que induce un sismo, es más eficiente que al emplear pilas y pilotes verticales con carga horizontal. En el caso de pilotes en muelles y embarcaderos que han de hacer frente a las fuerzas de impacto de los barcos que atracan y en el de cimentaciones de pilotes para pilares de puentes, estructuras para grúas de puente, chimeneas altas y muros de retención, la componente horizontal es relativamente grande y los pilotes verticales no suelen ofrecer mucha confianza para resistir las fuerzas horizontales. Los pilotes inclinados tienen una resistencia mucho mayor a las cargas horizontales ya que una gran parte de la componente horizontal es soportada axialmente por el pilote, ver figura 1.2c.
Micropilotes por fricción	Es poco frecuente que los micropilotes sean diseñados para soportar las cargas a través de su base. Usualmente éstos transmiten dicha carga por medio de su fuste hacia los diferentes estratos, ofreciendo buena resistencia y evitando así asentamientos diferenciales. Pueden ser utilizados en recalces de estructuras y como anclajes. En el caso de permitir mayor resistencia a esfuerzos inducidos por sismo, los micropilotes pueden colocarse de forma inclinada.

⁹ Fuente: Manual de Diseño y Construcción de Pilas y Pilotes. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos 1983



a) Pilotes y Micropilotes por Fricción

b) Pilotes y Pilas de Punta



Pilotes y Micropilotes orientados inclinadamente para soportar carga lateral

Pilote trabajando por punta y por fricción

c) Pilote y Micropilote transmitiendo carga por Fuste y/o Punta

Figura 1.2

Esquema de Cimentaciones Profundas de acuerdo con la forma de transmitir la Carga

1.9.5 Ventajas y Desventajas de las Cimentaciones Profundas

Las ventajas y desventajas de este tipo de cimentaciones son relativas para el tipo de obra a la que estén destinadas así como a características muy particulares de cada una y del suelo en que se cimentarán.

En la tabla 1.5 se resumen las ventajas y desventajas de ellas.

Tabla 1.5. VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LAS CIMENTACIONES PROFUNDAS		
Cimentación Profunda	Ventajas	Desventajas
Micropilotes	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Rapidez, economía y mínimas molestias en el recalce de zapatas ▪ La eliminación de obras complementarias de unión de los micropilotes a la estructura. ▪ Las cargas concentradas sobre el terreno son distribuidas en varios puntos y en zonas de terrenos no directamente afectadas por las mismas. ▪ Desde el comienzo de las obras de micropilotes se observan mejoras del estado de equilibrio de las estructuras, porque cada elemento entra en función nada más el empezar el fraguado del mortero. Dicho fraguado es muy rápido, tanto por el uso de morteros altamente dosificados como por el empleo de golpes de aire a presión controlada. ▪ Las obras a ejecutar pueden programarse en tiempo y costo, en particular si se conocen datos característicos del terreno. ▪ El sistema empleado en naves industriales permite la continuidad del desarrollo de sus actividades; edificios que tienen sótano se pueden realizar trabajos sin desalojos de los inquilinos. En obras sobre carreteras, puentes y viaductos, reducen al mínimo las molestias para el tráfico de vehículos, etc. ▪ Factibilidad de ejecución en ángulos inclinados, lo cual permite aumentar su capacidad portante frente a fuerzas horizontales. ▪ La realización de las perforaciones no transmite sacudidas a las estructuras a recalzar ni a edificios adyacentes. ▪ Los micropilotes pueden realizarse casi en perfecta adherencia con otros edificios y estructuras. ▪ Versatilidad de ejecución en espacios reducidos ▪ Equipo perforador de pequeñas dimensiones y silenciosos. 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ La relación entre el costo y la carga admitida es mayor en un micropilote que en un pilote. ▪ Muchos procesos de cálculo son empíricos y solo se pueden constatar con pruebas de carga si se pretende aprovechar al máximo la resistencia del micropilote. ▪ La calidad depende mucho de que el proceso de ejecución sea riguroso.

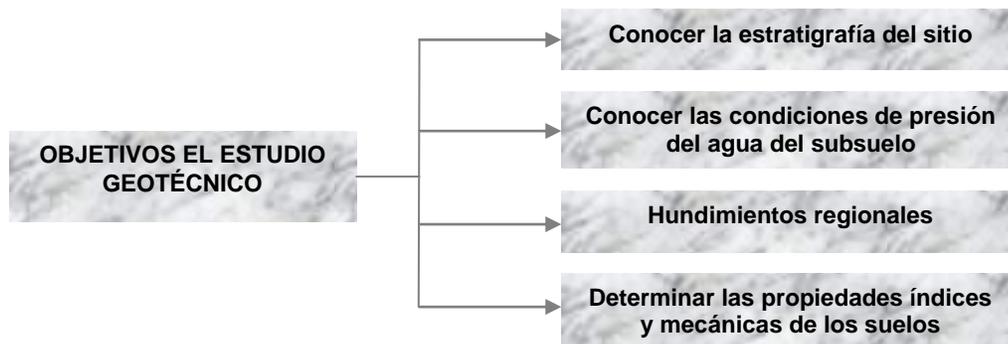
sigue...

Pilotes	<p>Pilotes Colados en el lugar:</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ Permiten ampliar su base para aumentar la capacidad de carga. ▪ No es necesario utilizar maquinaria sofisticada para realizar su procesos constructivo. ▪ La perforación permite conocer la naturaleza de los sucesivos estratos del terreno. ▪ No hay peligro de vibraciones del suelo o de las edificaciones colindantes. ▪ Economía si el número de pilotes es reducido. ▪ Posibilidad de alcanzar grandes profundidades (30 a 40 m). ▪ Se adaptan bien a las reparaciones bajo obra y al refuerzo de cimentaciones. <p>Pilotes Hincados:</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ Mayor agilidad en su proceso constructivo ▪ No se necesita realizar excavaciones previas ▪ No requiere de estabilizaciones ni ademes del suelo 	<p>Pilotes Colados en el lugar:</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ Dificultad de excavación en suelos altamente friccionantes. ▪ Necesita un control estricto en el colado para evitar segregaciones y colmenas. ▪ Debe garantizarse que no quede material suelto en el fondo de la excavación. ▪ Si el nivel freático es superficial, deberá ademarse la excavación. <p>Pilotes Hincados:</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ Inducen grandes esfuerzos, incluso a varios radios de distancias, por lo que debe analizarse el área de influencia, sobre todo si existen otras estructuras. ▪ Mayor riesgo de deterioro y errores constructivos al momento de hincarlos, que son difíciles de corregir. ▪ Requiere equipo voluminoso y sofisticado para trasladarlos e hincarlos. ▪ Requieren espacios grandes para almacenarlos. ▪ No pueden usarse en sitios de difícil acceso. ▪ Genera ruido contaminante al ambiente.
Pilas	<ul style="list-style-type: none"> ▪ No requieren de área adicional para una planta de fabricación y para su almacenamiento como elementos terminados. ▪ No están expuestas a sufrir daños estructurales ya que no se requiere de que sean maniobradas y golpeadas para su instalación como sucede con los pilotes prefabricados. ▪ La longitud de las pilas puede ser variable dependiendo de la profundidad de los estratos resistentes, pudiendo hacerse los ajustes correspondientes prácticamente en forma inmediata. ▪ La fabricación de las pilas siempre es monolítica y no requiere de juntas especiales. ▪ Las pilas pueden ser instaladas en subsuelos con presencia de gravas y boleos, aplicando el procedimiento adecuado que permita la estabilización de la pared de las perforaciones. ▪ La capacidad de carga de las pilas es mayor que la de los pilotes, debiéndose sin embargo considerar el efecto de escala. 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Las pilas requieren siempre de perforación previa. ▪ Cuando existen estratos de subsuelo sin consistencia, no es posible realizar la construcción de pilas con calidad, ya que su sección puede llegar a deformarse; puede resolver este problema con tubería metálica perdida, lo cual origina un incremento en el costo. ▪ Es necesario siempre garantizar que en el desplante de las excavaciones no exista material suelto. ▪ Los cambios de presión del agua subterránea pueden cercenar el fuste de las pilas durante su fabricación, cuando se utilizan ademes metálicos recuperables y no son retirados adecuadamente. ▪ El procedimiento constructivo de pilas sobre agua se complica, al tener que evitar el vaivén de la plataforma flotante donde se apoya el equipo de construcción, así como tener que aislar el cuerpo de la pila en la zona donde no existe suelo que lo confine. ▪ El sistema de ademado de las perforaciones requiere mayor control, ya que de este depende en forma importante la calidad de las pilas.

1.10 ESTUDIOS GEOTÉCNICOS QUE SE REALIZAN EN LAS CIMENTACIONES PROFUNDAS

1.10.1 Objetivos

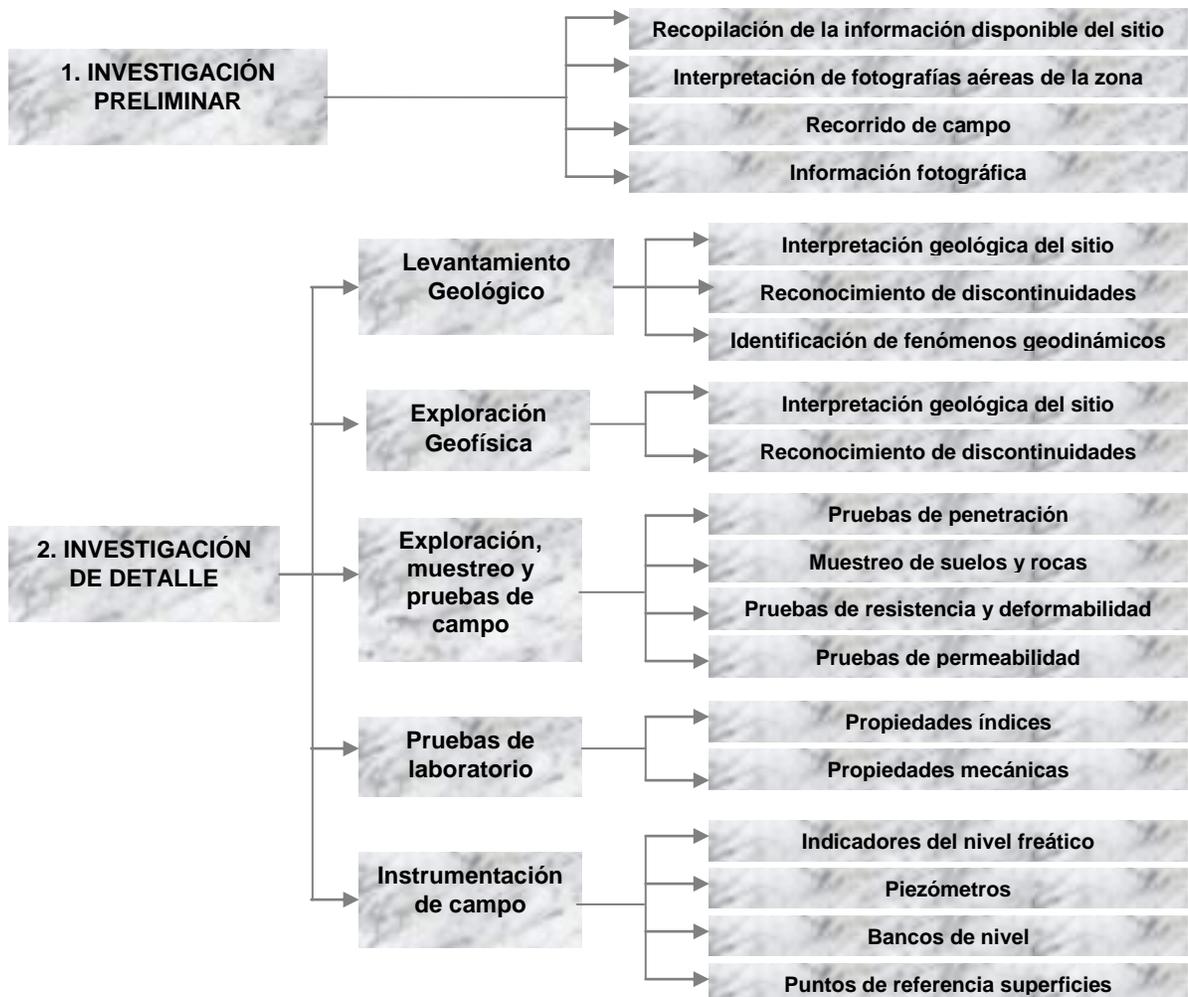
El programa de exploración geotécnica deberá proporcionar información sobre las condiciones estratigráficas del sitio en estudio, las condiciones de presión del agua del subsuelo y las propiedades mecánicas de los suelos (resistencia, compresibilidad y permeabilidad), a fin de facilitar el diseño racional de la cimentación de estructuras y la selección del método constructivo adecuado para su ejecución (ver esquema 1.5)



Esquema 1.5 Objetivos del Estudio Geotécnico

Para asegurar que se alcanzarán los objetivos de la exploración geotécnica, los trabajos de campo los supervisará un ingeniero especialista en suelos y su realización estará a cargo de una brigada de trabajadores entrenados en los trabajos de perforación, muestreo y ejecución de pruebas de campo.

El programa de exploración geotécnica del sitio donde se construirá una estructura consta de tres etapas: la primera, “*investigación preliminar*” que deberá permitir la definición tentativa de los problemas geotécnicos del sitio; la segunda, “*recopilación de la información disponible*”, lo que servirá para fundamentar la tercera etapa, “*investigación de detalle*”, que incluye la realización de sondeos, pruebas de campo y de laboratorio. En el esquema 1.6 se muestra el programa de exploración.



Esquema 1.6 Programa de Exploración

1.10.2 Investigación Preliminar

1.10.2.1 Objetivos

El objetivo de esta etapa de exploración es el recopilar la información geotécnica que exista de un sitio, para realizar una interpretación preliminar de los problemas que podrían presentarse en la cimentación de una estructura de características y requerimientos conocidos. En El Salvador existen las siguientes instituciones donde puede encontrarse información sobre las condiciones geotécnicas del suelo: Servicio Nacional de Estudios Territoriales (SNET), Centro Nacional de Registros (CNR) y Ministerio de Agricultura y Ganadería (MAG).

1.10.2.2 Interpretación de fotografías aéreas

La interpretación geológica de las fotografías aéreas de un sitio, realizada por un ingeniero geólogo capacitado para ello, permite identificar de manera preliminar las características geológicas del sitio, tales como fallas, fracturas y los fenómenos geodinámicos relacionados con zonas de taludes inestables y zonas erosionables. Con respecto a los suelos, se pueden identificar las características probables de los suelos superficiales e inferir en las del subsuelo así como definir posibles bancos de préstamo.

1.10.2.3 Recorrido de campo

El recorrido de campo lo debe realizar un ingeniero especialista en geotecnia, acompañado de un ingeniero geólogo; los objetivos serán:

- Comprobar la interpretación fotogeológica antes descrita, además de identificar y clasificar los suelos superficiales.
- Visitar las estructuras construidas en la zona e indagar sobre su comportamiento.
- Obtener información adicional que permita programar la investigación de detalle.

1.10.3 Investigación Geotécnica de Detalle

1.10.3.1 Programa

El ingeniero especialista en geotecnia deberá formular el programa de la investigación de detalle, para lo cual deberá considerar la aplicación de las técnicas que se mencionan más adelante y fundamentar su propuesta en la información de la investigación preliminar. Debe además tomar muy en cuenta que tratándose de cimentaciones con pilas, micropilotes y pilotes, las propiedades de los suelos se modifican en la vecindad del elemento, aunque se trate de un procedimiento constructivo de no-desplazamiento, como el de colado en el lugar, y que en el caso de pilotes que desplazan el volumen de suelo que ocupan, se induce mayor alteración y cambios estructurales al suelo vecino aún a varios diámetros de distancia.

1.10.3.2 Levantamiento geológico

Excepcionalmente se realiza este tipo de levantamiento, ya que usualmente la geología de la región donde se construirá la estructura ha sido estudiada

anteriormente o se considera que el recorrido de campo en la etapa de investigación preliminar proporciona la información geológica necesaria y suficiente para el diseño de la cimentación (profunda) de una estructura.

En caso de que se trate de la cimentación de estructuras muy importantes o de desarrollos industriales localizados en áreas poco estudiadas, se justifica realizar el levantamiento geológico de la zona, cuyos objetivos se señalan en el esquema 1.7



Esquema 1.7 Objetivos del Levantamiento Geológico

1.10.4 Exploración geofísica

Los métodos de exploración geofísica aplicables en geotecnia se basan en la medición de la variación de la velocidad de propagación de ondas sísmicas o de la resistividad eléctrica (poco confiable) de los suelos, y mediante su interpretación y correlaciones se deducen las características estratigráficas, posición del nivel freático, posibles tipos y propiedades de suelos y rocas. Estos métodos se utilizan para obtener información preliminar del subsuelo, para complementar la información geológica y reducir el número de sondeos.

La tabla 1.6 muestra los diferentes métodos que conforman la exploración geofísica.

Tabla 1.6 MÉTODOS DE EXPLORACIÓN GEOFÍSICA ¹⁰		
Método	Descripción	Resultados Esperados
Refracción Sísmica Total	Consiste en determinar el tiempo de arribo de las ondas longitudinales sísmicas, generadas por una pequeña explosión o impacto, a geófonos captadores que envían su señal a un sismógrafo receptor; con esta información se calcula la velocidad de propagación de las ondas.	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Interpretar la estratigrafía del sitio ▪ Clasificar los suelos y rocas ▪ Estimar el módulo elástico dinámico del medio <p><u>Nota:</u> La interpretación de esta prueba siempre debe correlacionarse con la información de sondeos convencionales con extracción de muestras, porque tiene la limitante de no detectar la presencia de estratos blandos que subyacen a otros duros, debido a las condiciones de refracción que se desarrollan.</p>
Resistividad Eléctrica	Consiste en determinar la variación con la profundidad de las resistividades aparentes de un medio en que se ha inducido un campo eléctrico. El equipo consiste en una fuente de poder, voltímetro, amperímetro y cuatro electrodos.	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Definir la estratigrafía. ▪ Por correlación, clasificar los suelos y rocas del sitio. ▪ Definir la posición del nivel freático <p><u>Nota:</u> La precisión de este método para predecir la estratigrafía de un sitio es generalmente menor que la de refracción sísmica y por ello se utiliza menos, sin embargo es más confiable para determinar la posición del nivel freático.</p> <p style="text-align: right;">Sigue...</p>

¹⁰ Fuente: Manual de Cimentaciones Profundas, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 2001.

Radar	Este método está basado en la propagación de impulsos de ondas electromagnéticas de muy alta frecuencia (100 a 1000MHz) hacia el interior del suelo: estas ondas son reflejadas por anomalías del subsuelo (irregularidades, interfaces o discontinuidades) a diferentes profundidades que después se captan por medio de una antena en la superficie del suelo.	▪ El sistema de monitoreo permite conocer la profundidad de la anomalía. La profundidad máxima de exploración no sobrepasa los 30m (98ft).
--------------	--	--

1.10.5 Exploración, muestreo y pruebas de campo

El planeamiento del trabajo de exploración tiene como objetivo determinar las condiciones del suelo o roca en la cual se va a cimentar una estructura; entre ellas tenemos: profundidad, espesor, extensión de cada uno de los estratos; profundidad de la roca y del agua subterránea así como la resistencia y compresibilidad.

Un programa cuidadosamente planeado y llevado a cabo, así como la correcta interpretación de los resultados, será un factor determinante para el éxito de una obra de ingeniería.

Entre los aspectos a considerar dentro del trabajo de exploración es el determinar el espaciamiento entre los sondeos, de tal manera que se pueda obtener la información anteriormente descrita. Al iniciar la investigación exploratoria, es imposible determinar el espaciamiento entre los sondeos, ya que éste no depende sólo del tipo de estructura, sino también de la uniformidad y regularidad del depósito del suelo, por ello se deberá comenzar con un espaciamiento estimado, el cual aumentará si se necesita datos adicionales o disminuirá si los espesores y profundidades de los estratos no varían

demasiado en todos los sondeos. El espaciamiento debe ser menor en áreas que serán sometidas a cargas pesadas y mayor en las áreas menos críticas. A continuación se detalla en la tabla 1.7 los espaciamientos entre sondeos que se utilizan a menudo en el planeamiento de trabajos de sondeos.

Tabla 1.7. ESPACIAMIENTO DE LOS SONDEOS¹¹	
Estructura u Obra	Espaciamiento (m)
Carretera (investigación de la subrasante)	300 – 600
Excavación para préstamo	30 – 120
Edificio industrial de un piso	30 – 90
Presa de tierra, diques	30 – 60
Edificio de varios pisos	15 – 30

Otro aspecto importante a considerar es la profundidad de los sondeos. El objetivo principal es determinar un estrato suficientemente resistente que no permita que la estructura experimente asentamientos diferenciales excesivos que puedan dañarla ni a la cimentación misma. Para determinar dicha profundidad, se cuenta con una relación hecha por el Instituto Geotécnico de Bélgica, que indica la profundidad del sondeo de acuerdo al tipo de estructura. Estos se describen en la tabla 1.8.

Teniendo claro los criterios a tomar para los sondeos en campo, es necesario determinar qué método utilizar para lograr obtener la información requerida.

Para realizar estos sondeos, se cuenta con los siguientes mecanismos de exploración:

¹¹ Fuente: Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones. George B.Sowers y George F.Sowers. 1972.

Tabla 1.8 PROFUNDIDAD DE LOS SONDEOS ¹²					
Ancho del Edificio (m)	Número de piso / Profundidad de los Sondeos (m) ¹³				
	1	2	4	8	16
30	3.5	6.0	10.0	16.0	24.0
60	4.0	6.5	12.5	21.0	33.0
120	4.0	7.0	13.5	25.0	44.0

Penetrómetros. Son conos o tubos de acero que se hincan a presión (estáticos) o con el impacto de una masa (dinámicos) y permiten definir indirectamente la estratigrafía del sitio, la variación de la compacidad relativa y la resistencia al corte (drenada) de las arenas con la profundidad, así como la resistencia al corte no drenada de las arcillas. Con el Penetrómetro estándar se recuperan, además, muestras alteradas que permiten definir confiablemente la estratigrafía. Cabe aclarar que la resistencia al corte drenada de las arenas depende de la permeabilidad de éstas, así como de sus condiciones de frontera para el flujo de agua; aunque esto ciertamente es cuestionable cuando las arenas están contaminadas con limos y se trata de ensayos de penetración dinámica.

En la exploración de un sitio los Penetrómetros se emplean de acuerdo con tres criterios de aplicación:

¹² Fuente: Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones. George B.Sowers y George F.Sowers. 1972.

¹³ Existen otros criterios que se detallan en libros de mecánicas de suelos (Ver bibliografía).

- Como instrumento de exploración para definir la estratigrafía y facilitar con ello la selección de los muestreadores de suelo que deberán emplearse.
- Para disminuir el costo de realización de sondeos complementarios para cubrir un área grande.
- Como técnica única de exploración, en proyectos de bajo costo que no puedan justificar sondeos de muestreo.

En la tabla 1.9 se entra en detalle sobre el Penetrómetro estándar de tubo partido y el cono holandés tipo eléctrico porque son los de mayor utilidad en razón de las correlaciones que puede establecerse con las propiedades de los suelos.

1.10.6 Exploración Geotécnica In Situ

En la tabla 1.10 se muestra los diferentes tipos de exploración que se realizan en campo.

Tabla 1.9 ENSAYOS DE PENETRACIÓN

Penetrómetro	Descripción	Resultados Esperados
<p>Penetrómetro Estándar (SPT).</p>	<p>El Penetrómetro Estándar es un tubo de dimensiones normalizadas que se hinc a percusión. Consiste en un tubo de pared gruesa partido longitudinalmente, con una zapata de acero endurecido y una cabeza que lo une al extremo inferior de la columna de barras de perforación con que se hinc a; la cabeza tiene un conducto para la salida de azolves a través de una válvula esférica o una válvula de varilla. Opcionalmente se utiliza una trampa de paso para retener las muestras (ASTM D-1586).</p> <p>El equipo auxiliar para el hincado consiste en una masa golpeadora de acero de 64kg con una guía de caída libre de 75cm y barras de perforación AW ó BW (4.44 y 5.40cm de diámetro; 6.53 y 6.23 Kg/m de peso, respectivamente) con un yunque de golpeo incorporado a la columna de barras. La masa golpeadora se levanta con un malacate de fricción (cabeza de gato). Ver figura 1.3.a.</p> <p>Este penetrómetro se hinc a 45cm en el fondo de una perforación de 7.5cm de diámetro mínimo, con los impactos de la masa de 64Kg se cuenta el número de golpes para hinc ar cada tramo de 15cm. Se define como resistencia a la penetración estándar, al número N de golpes necesarios para introducir el penetrómetro los dos últimos tramos de 15cm.; cuando la dureza del suelo no permite introducir más el tubo partido o cuchara partida, N se define por extrapolación.</p> <p>Cabe mencionar, que las presiones generadas por el suelo a una profundidad determinada, influyen en el número de golpes obtenidos a dicha altura. Por lo tanto, es necesario realizar la corrección respectiva de N. Entre las ecuaciones de corrección tenemos las siguientes:</p> <p>(1) $N_{\text{corregido}} = N_{\text{de campo}} \times C_n$; donde: $C_n = 0.77 \log_{10} (20/p)$; ($p = \gamma_{\text{suelo}} \times \text{profundidad de sondeo}$)</p> <p>(2) $N_{\text{corregido}} = 4N_{\text{de campo}} / (3.25 + 0.5P)$;</p>	<p>Definir la estratigrafía del sitio. A través del número de golpes N para cada tramo de 30cm y basándose en la clasificación de campo de suelos, con base en el Sistema Unificado de Clasificación SUCS, se define la estratigrafía del sitio explorado. Ver figura 1.3.b.</p> <p>Determinar por correlación la compacidad relativa de suelos granulares y la consistencia de suelos cohesivos. Basado en el número de golpes necesarios para penetrar el suelo en un tramo de 15cm, puede correlacionarse a través de la tabla (1.9.1) la compacidad, considerando su validez sólo para arenas localizadas arriba del nivel freático. Para considerar la profundidad a la que se realiza la prueba y el nivel freático, se utiliza la correlación de la figura 1.3.c. Asimismo puede correlacionarse N con el ángulo de fricción interna por medio del nomograma mostrado en la figura 1.3.d.</p> <p>Obtener muestras alteradas para determinar en el laboratorio sus propiedades índices.</p>
<p>Cono Holandés tipo Eléctrico (CPT)</p>	<p>Para hincarse a presión (estático) tiene incorporadas celdas instrumentadas con deformímetros eléctricos que permiten la medición simultánea de las fuerzas necesarias para el hincado de la punta cónica de 60°, ángulo de ataque y 3.6cm de diámetro y de funda cilíndrica de fricción también de 3.6cm de diámetro y 13.25cm de longitud. Ver figura 1.4.a.</p> <p>Para hincarse de forma dinámica se utiliza un mecanismo hidráulico que aplica 2.5, 10 ó 20T de fuerza axial. La velocidad de hincado es de 2cm/s. La interpretación de este método se realiza a través de la gráfica de la resistencia de punta y fricción de este elemento, que actualmente se procesa por medio de computadoras.</p> <p>En la figura 1.4.b puede observarse cómo se registran los datos del sondeo, a través del registro de la profundidad con sus respectivas resistencias a la fricción (f_s) y de punta (q_c).</p>	<p>Clasificar los suelos a través de la correlación empírica, sólo si se cuenta con la medición de la resistencia de punta y fricción f_s y q_c. Esta clasificación puede realizarse a través de correlaciones basadas en las gráficas que se muestran en la figura 1.4.c y 1.4.d.</p> <p>Los parámetros de resistencia al corte. Estos parámetros pueden encontrarse por medio de nomogramas y ecuaciones iterativas que se muestran en la figura 1.4.e.</p>

Tabla 1.10. EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA *IN SITU*

Tipo de Exploración	Método	Descripción	Equipo	Procedimiento de Ejecución
Piezometría	Piezocono	Es un dispositivo que permite medir la presión de poro del agua intersticial del suelo a diferentes profundidades en un sitio determinado. Con él se conoce la distribución de presiones en el sitio explorado.	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Transductor electrónico calibrado, colocado en el interior de una camisa metálica Ø2" con punta cónica. ▪ Dos piedras porosas diametralmente opuestas ▪ Cámara con glicerina desaireada (ver Figura. 1.5) 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Hincado a velocidad constante de 2.5 m/s hasta una profundidad determinada. 2. Se detiene el hincado y se lee presión de poro, midiendo el tiempo transcurrido después de detener el hincado. 3. Repetir este paso hasta alcanzar presión de equilibrio del suelo, es decir hasta que las lecturas de presión se mantengan constantes. 4. En cada medición se gráfica curva de disipación de presión de poro vrs. tiempo transcurrido de lectura. 5. Se gráfica los resultados del sondeo relacionando presión de poro con la profundidad. (ver Figura. 1.5)
Cono Sísmico		Es un dispositivo mediante el cual pueden medirse en campo las velocidades de las ondas de corte y de compresión en el suelo a diferentes profundidades. Es muy útil para determinar las propiedades dinámicas de suelos blandos y arenas sueltas.	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Péndulos unidireccionales ▪ Camisa metálica con punta cónica de Ø5cm ▪ Sistema de amplificación ▪ Tarjeta de adquisición de datos conectada a computadora. <p>Ver Figura. 1. 6</p>	<p>Consiste en generar ondas de cortante en la superficie golpeando los extremos de un tablón de madera al que se coloca un geófono testigo que permite determinar el instante en que se provocan los impactos. Considerando las trayectorias de propagación que siguen las ondas de corte, debe cuidarse que el sondeo de cono se ubique perpendicularmente a la dirección del impacto a una distancia entre 1 y 3m. Las ondas de cortante así generadas viajan a través de la masa hasta ser detectadas por el cono sísmico a una cierta profundidad. El sistema de adquisición de datos permite monitorear simultáneamente al geófono testigo y a los péndulos unidireccionales del cono: consecuentemente, es posible determinar el tiempo que las ondas de corte tardan en viajar desde la superficie hasta el cono. Para maximizar la señal que recibe el cono, éste debe orientarse de manera que el plano de oscilación de uno de los péndulos sea paralelo a la dirección del impacto. Con los datos del sondeo se construye el perfil de la curva dromocrónica, que es una gráfica de tiempos de arribo de la onda de corte para cada profundidad de prueba, haciendo una corrección del tiempo para tomar en cuenta la trayectoria inclinada respecto del punto de impacto; la pendiente entre dos puntos de medición consecutivos es la velocidad de la onda de corte. (Ver figura. 1.6). A partir de la densidad del suelo se obtiene el módulo de rigidez al corte máximo $G_{m\max}$ con la siguiente ecuación: $G = \rho V_s^2$ (donde ρ: densidad del suelo y V_s: velocidad de onda de corte m/s^2). Así mismo se calcula la velocidad de onda a través de la siguiente ecuación: $T_o = 4H / V_s$; donde T_o: período natural del sitio (seg.), H: profundidad total de exploración (m).</p>

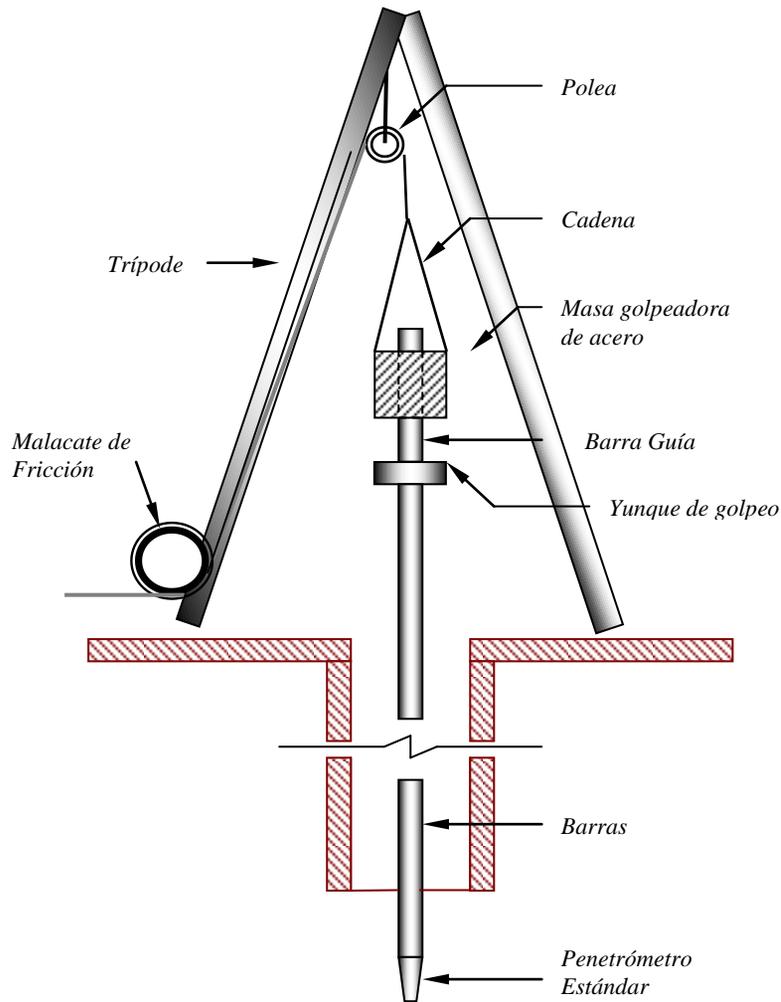
Sigue...

Exploración	Método	Descripción	Técnicas	Procedimiento de Ejecución
Procedimiento de Muestreo	Muestreo Alterado	<p>Consiste en la recuperación de muestras en las que el acomodo estructural de sus partículas se ha modificada en forma significativa debido al proceso de extracción. Estas muestras se utilizan en el laboratorio para identificar el suelo, conocer algunas propiedades índices, definir la estratigrafía y preparar especímenes compactados o reconstituidos.</p>	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Manuales, excavación de pozos a cielo abierto, pozos someros, cortes y zanjas. ▪ Con el penetómetro estándar y equipo de perforación, sobre todo cuando se requieren a mayor profundidad. 	<p>El Método manual consiste en recuperar a mano muestras alteradas que se conservan en un recipiente hermético que puede ser una bolsa de polietileno o un frasco hermético de vidrio convenientemente identificado. Las muestras pueden ser de 0.5 a 20Kg, dependiendo de si se emplearán sólo para identificación y determinación de propiedades índice, o si se usarán también para realizar pruebas de compactación. Las muestras se obtienen realizando una perforación con herramientas manuales como pala posteadora y barrenas helicoidales, y con pozos a cielo abierto, zanjas y cortes excavados con picos y palas o maquinaria de excavación y haciendo un muestreo con espátulas y cinceles. Las muestras pueden ser representativas de una sola profundidad o integrales, mezclándolas de todo el pozo.</p>
	Muestreo Inalterado	<p>Consiste en obtener especímenes de suelo que conservan el acomodo estructural de sus partículas sólidas; sin embargo, es posible evitar la relajación de esfuerzos y sus consecuencias en el comportamiento mecánico, que pueden ser ligeras o importante dependiendo del cuidado y la técnica con que se obtengan.</p>	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Pozo a Cielo Abierto (PCA) (Ver Figura. 1.7) 	<p>Permite observar las características estratigráficas del suelo y rescatar muestras inalteradas de los estratos principales. Este procedimiento es recomendable para suelos secos y duros. Pueden excavar de dos formas: sección cuadrada o circular.</p> <p>La primera se extrae de pozos a cielo abierto, zanjas y cortes. Consiste en labrar in situ cubos de suelo de 20 a 30cm de lado que se protegen con manta de cielo impermeabilizada. Para obtenerlas se empieza por eliminar el suelo alterado y después con espátula se labran las paredes, que se cubren con polietileno delgado conforme se termina cada una; una vez terminados los lados se cubren con tela de manta de cielo que se impregna con una mezcla líquida de parafina, a continuación se coloca la caja de protección y se corta la base del cubo, que después se cubre con manta.</p> <p>La segunda, es conveniente cuando se estabilizan las paredes de la excavación con lámina corrugada o ferrocemento. Consiste en colocar anillos de malla electrosoldada separados por lo menos 2cm de la pared de excavación. La malla se fija con anclas cortas de varilla corrugada hincadas a percusión y posteriormente se aplica manualmente el mortero con un espesor mínimo de 4cm. Los anillos generalmente empleados son de 1m de altura; si el terreno es estable, esta altura puede incrementarse.</p>

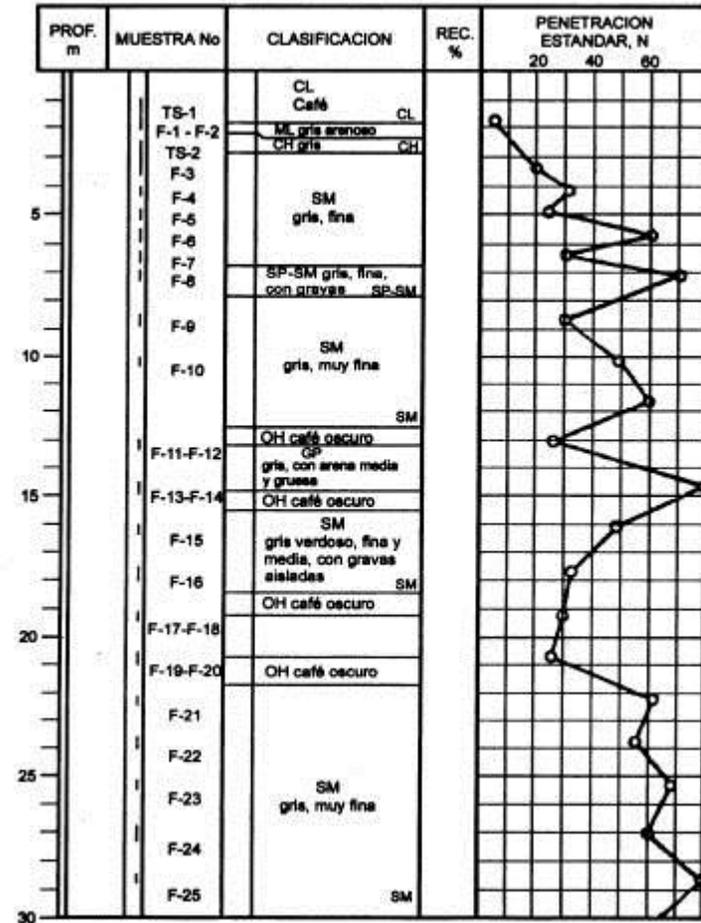
Sigue...

Exploración	Método	Descripción	Técnicas	Procedimiento de Ejecución
Procedimiento de Muestreo	Muestreo Inalterado		<ul style="list-style-type: none"> ▪ Tubo de Pared Delgada¹⁴ 	<p>Es utilizado para el muestreo inalterado de suelos blandos a semiduros localizados arriba y abajo del nivel freático; tiene de 7.5 a 10cm de diámetro y se hinca presión.</p> <p>El tubo se una a la cabeza con tornillos Allen o mediante cuerda repujada. La cabeza tiene cuatro drenes laterales para la salida del fluido de perforación y de los azolves durante el hincado. La válvula de bola impide que la muestra se vea sujeta a presiones hidrodinámicas durante la extracción del muestreador. El muestreador se hinca con un solo movimiento una longitud igual a la del tubo menos 15cm, para dejar espacio a los azolves; la velocidad de hincado debe ser entre 15 y 30cm/s. Después se deja en reposo 30seg para permitir que la muestra se expanda y se adhiera al muestreador; a continuación se gira para cortar la base y posteriormente se extrae a la superficie y se mide la longitud de muestra recuperada. Un criterio para juzgar en el campo la calidad del muestreo se indica en la tabla 1.10.1. En el laboratorio la calidad de las muestras se define observando cortes longitudinales para identificar la alteración que pudieran mostrar lentes delgadas de algún material o bien, observando el proceso de secado lento de placas delgadas de suelo cortadas longitudinalmente*.</p>

* ¹⁴ Existen otros métodos de muestreo que pueden ser consultados en libros de mecánica de suelos que se recomiendan en la bibliografía de este documento.



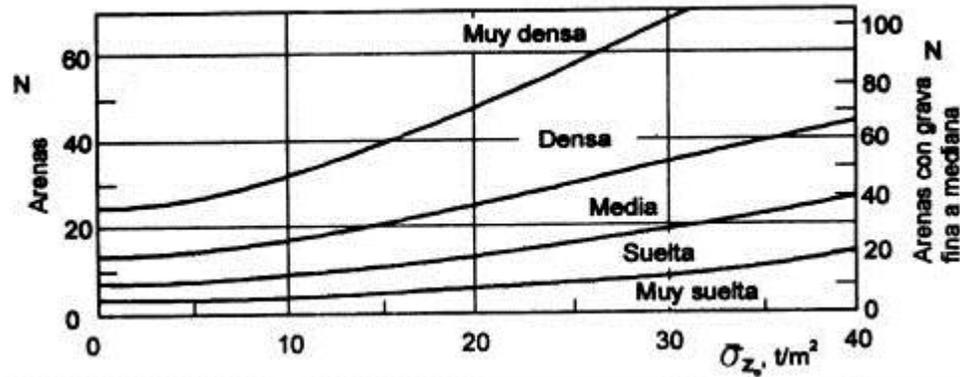
1.3 a) Equipo de Penetración Estándar (SPT)



1.3 b) Perfil Estratigráfico basado en el (SPT)

Figura 1.3

Prueba de Penetración Estándar (SPT)



Número de golpes	Compacidad
<i>Relativa</i>	
0 – 4	Muy suelta
4 – 10	Suelta
10 – 30	Media
30 – 50	Compacta
> 50	Muy Compacta

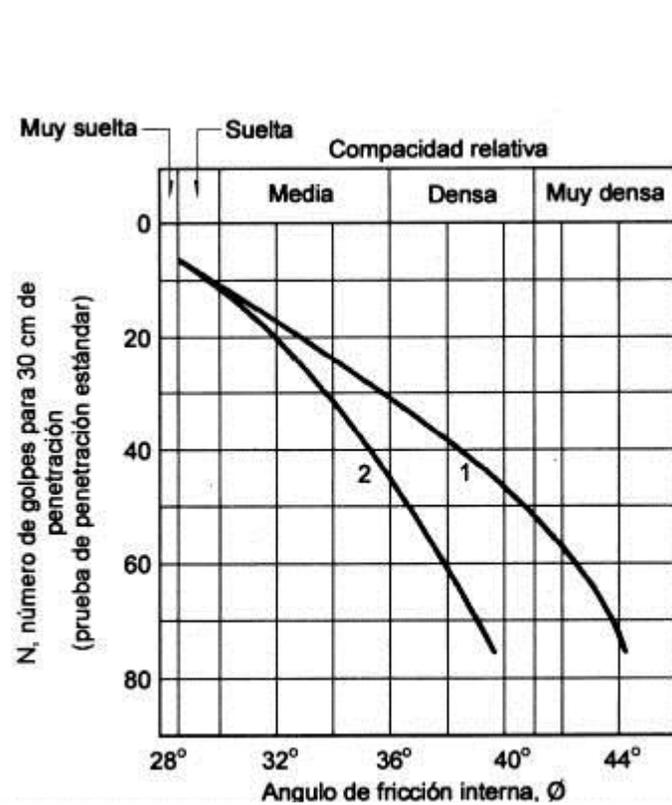
h: Profundidad del nivel freático (metros)
 z: Profundidad de la prueba (metros)
 γ_h : Peso volumétrico del suelo húmedo (t/m^3)
 γ : Peso volumétrico del suelo sumergido (t/m^3)

Ecuación de Corrección:

$\sigma_z: (\gamma_h) (h) + (\gamma) (z - h)$
 $\sigma_z: 1.6 (h) + 0.6 (z - h)$ (valor aproximado)

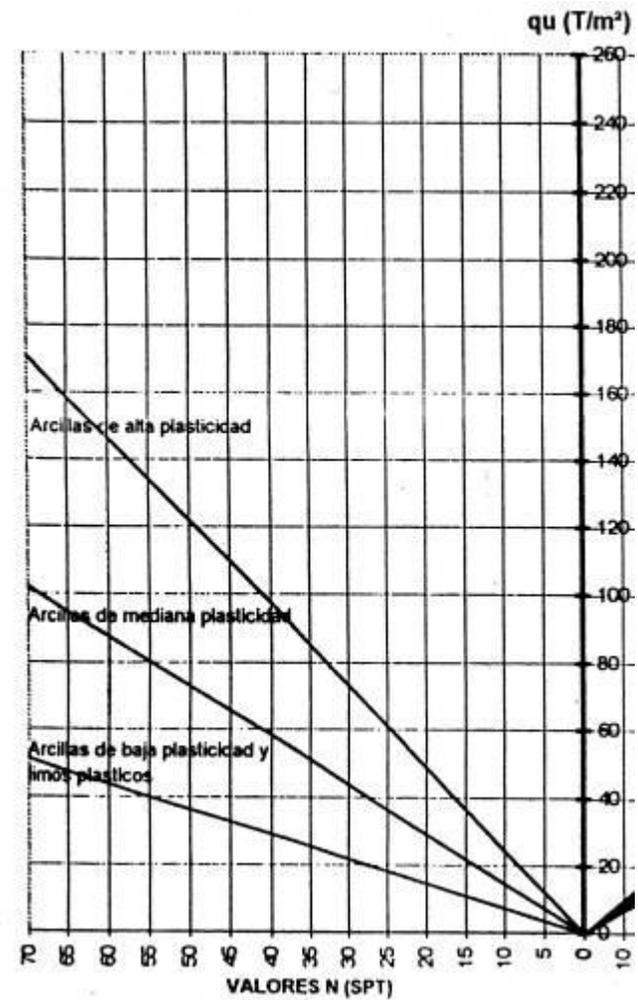
Tabla 1.9.1 Correlación número de golpes vs compacidad relativa (Terzaghi and Peck)

1.3 c) Correlación de número de golpes vs. Compacidad relativa de arenas considerando la profundidad y el nivel freático



- 1). Relación para arenas medianas a gruesas de grano anguloso a redondeado
- 2). Relación para arenas finas y para arenas limosas

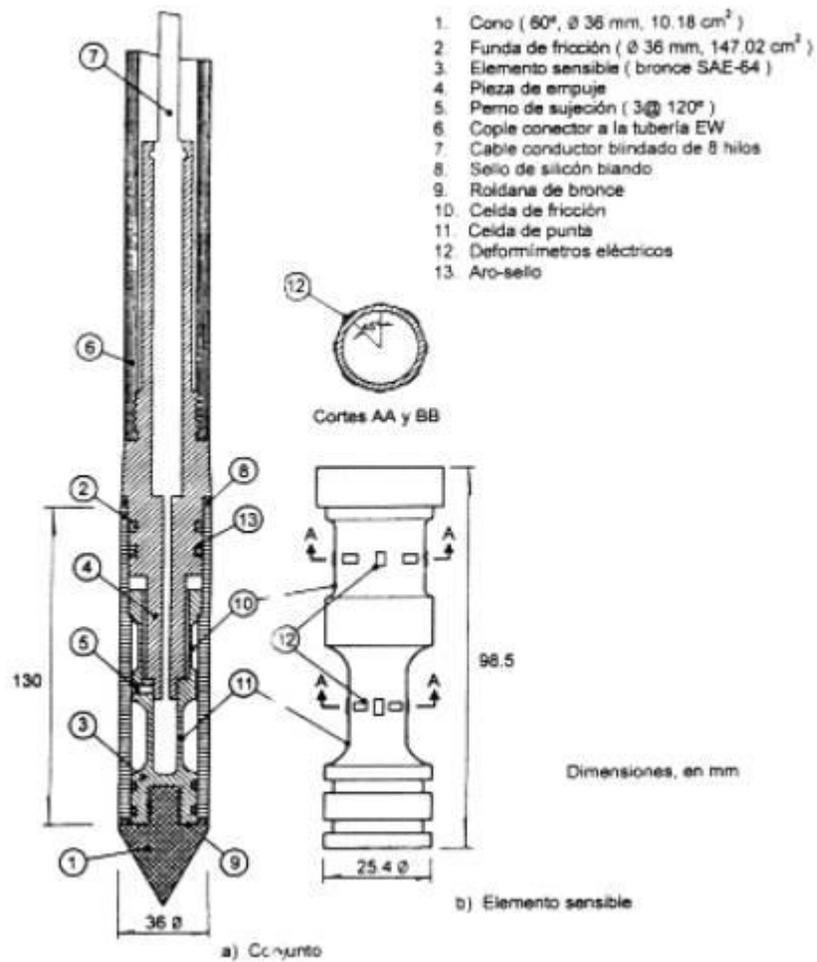
1.3 d) Correlación de número de golpes vs. Ángulo de fricción interna ϕ .
Terzaahí and Peck



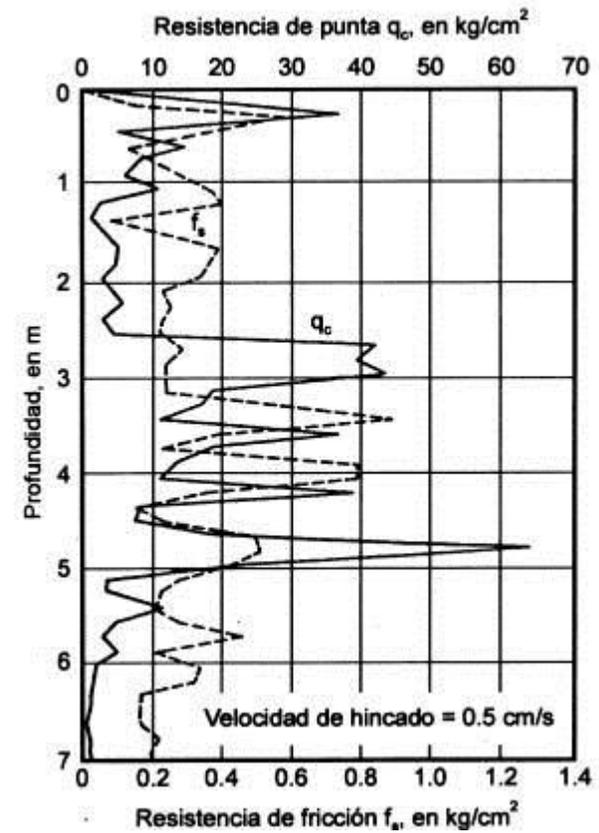
1.3 e) Correlación de número de golpes vs. q_u (donde $c = q_u/2$)
Sowers and Peck

Figura 1.3

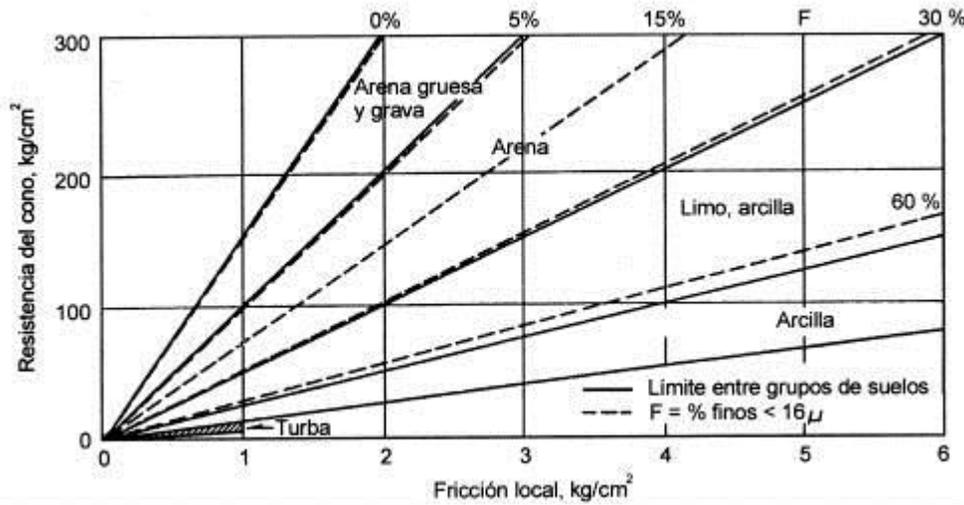
Prueba de Penetración Estándar (SPT)



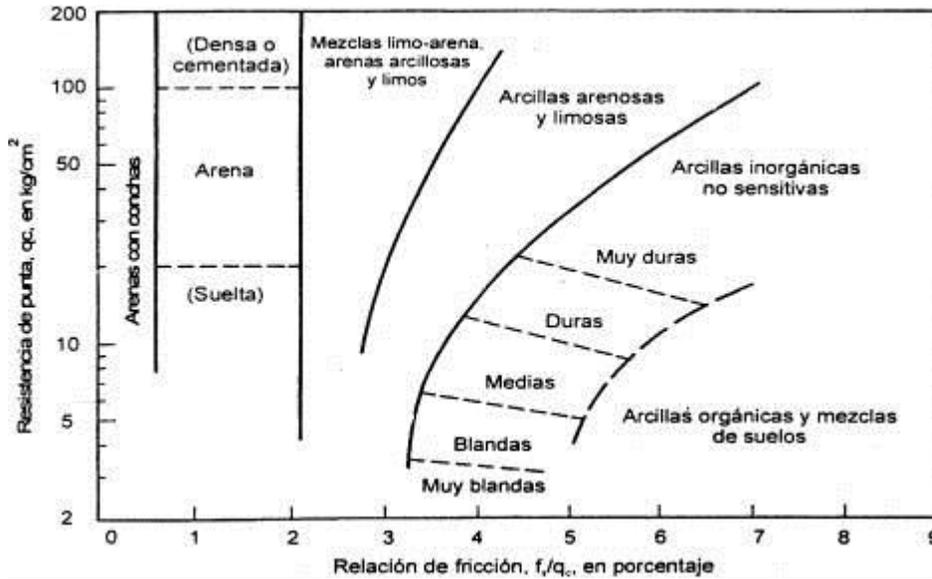
1.4 a) Corte transversal del penetrómetro Eléctrico



1.4 b) Gráfica de penetración estática



1.4c) Clasificación de los suelos con Penetrómetro Estático



1.4d) Clasificación estimativa de los suelos con Penetrómetro Estático

Figura 1.4

Prueba de Cono Holandés (CPT)

a) Suelos cohesivos

$$Z_f = \frac{qc - \gamma z}{N_k} \dots (1)$$

Z_f Resistencia al corte no drenada (kg/cm^2)
 qc Resistencia de punta (kg/cm^2)
 γ Peso volumétrico del suelo (total) (kg/cm^3)
 z Profundidad de la determinación (cm)
 N_k Factor de carga

Valores de N_k	Suelo	Referencia
15-24	Arcillas marinas blandas	Lunne et al, 1977
17	Promedio para arcillas marinas blandas	Lunne et al, 1977
17	Arcillas preconsolidadas	Lunne et al, 1978
5-70	Todos los tipos de suelos	Amar et al, 1975
14	Arcillas blandas	Begeman*, 1963; 1963

*Proponen eliminar el término γz para usar el valor de N_k igual al 14

c) Suelos cohesivo-friccionantes

$$\tan \phi = \frac{qc_2 - qc_1}{\gamma(z_2 - z_1)Nq} - 1 \quad (1)$$

$$c = \frac{qc_1 + qc_2 - \gamma Nq(z_1 + z_2)}{2 Nc(1 + Nq/Nc)} \quad (2)$$

qc_1 y qc_2 Resistencia de punta a las profundidades Z_1 y Z_2
 Nc y Nq Factores de capacidad de carga
 c y ϕ Parámetros de resistencia de corte

La ec 1 se resuelve iterativamente, suponiendo un valor inicial de ϕ para obtener el de Nq y con la ec. 1 recalculamos el de ϕ ; si es necesario se vuelve a calcular Santoyo y Olivares, 1980; Sanglerst, 1972 y Begeman, 1953.

b) Suelos no cohesivos

Compacidad relativa

Muy suelta	Suelta	Media	Densa	Muy densa
------------	--------	-------	-------	-----------

$$\frac{qc}{\sigma_v'} = (1 + \tan \phi) \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \pi \tan \phi$$

qc Resistencia de punta, kg/cm^2
 σ_v' Esfuerzo vertical efectivo, kg/cm^2 ($\sigma_v' = \gamma' z$)
 ϕ Angulo de fricción interna (efectivo)

Sanglerst, 1972; De Beer, 1948 y Mitchell y Lunne, 1978

1.4e) Parámetros de Resistencia al Corte

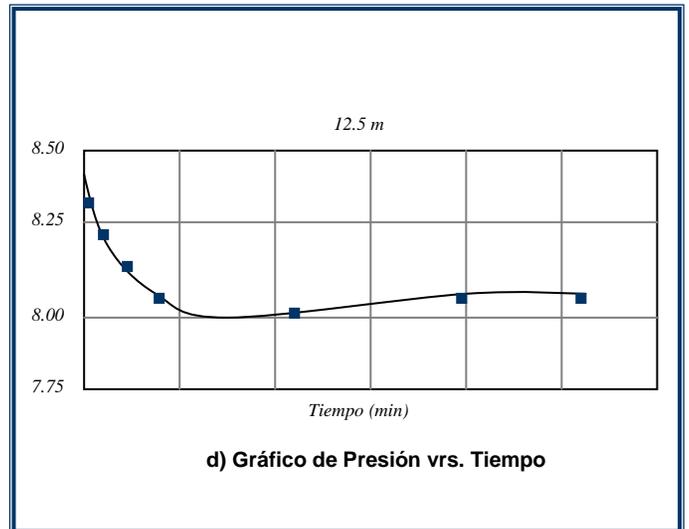
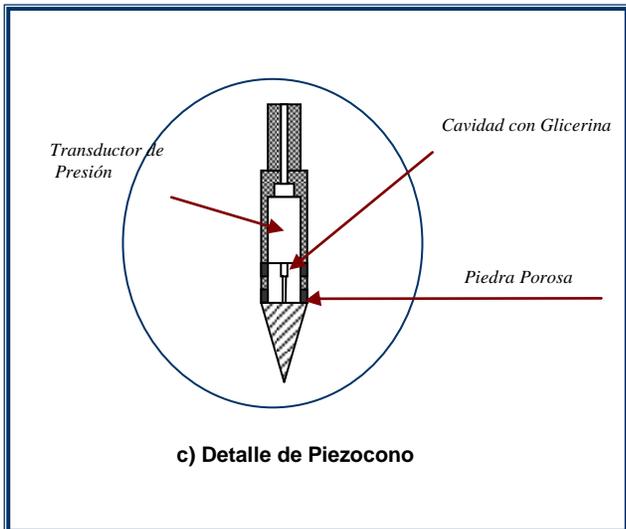
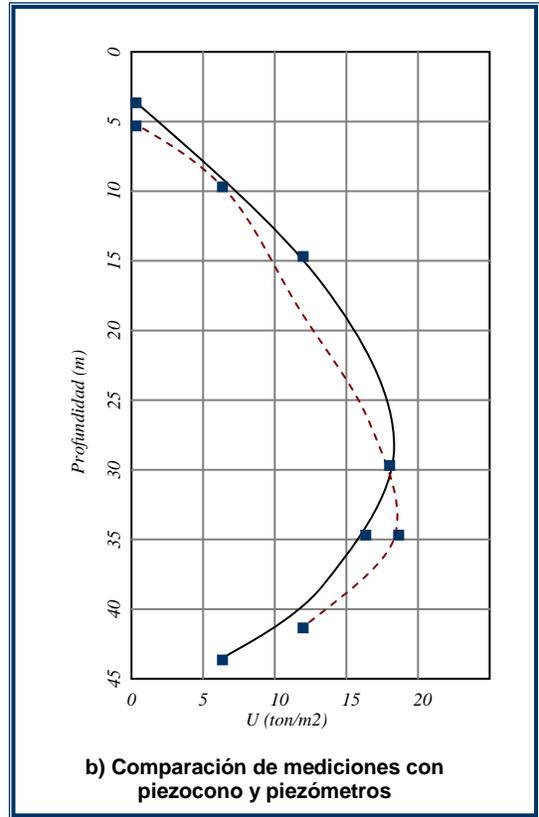
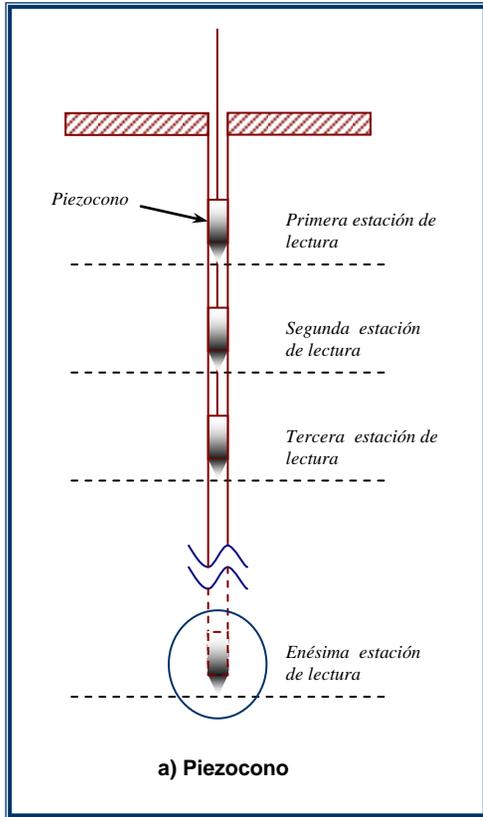


Figura 1.5 Piezocono

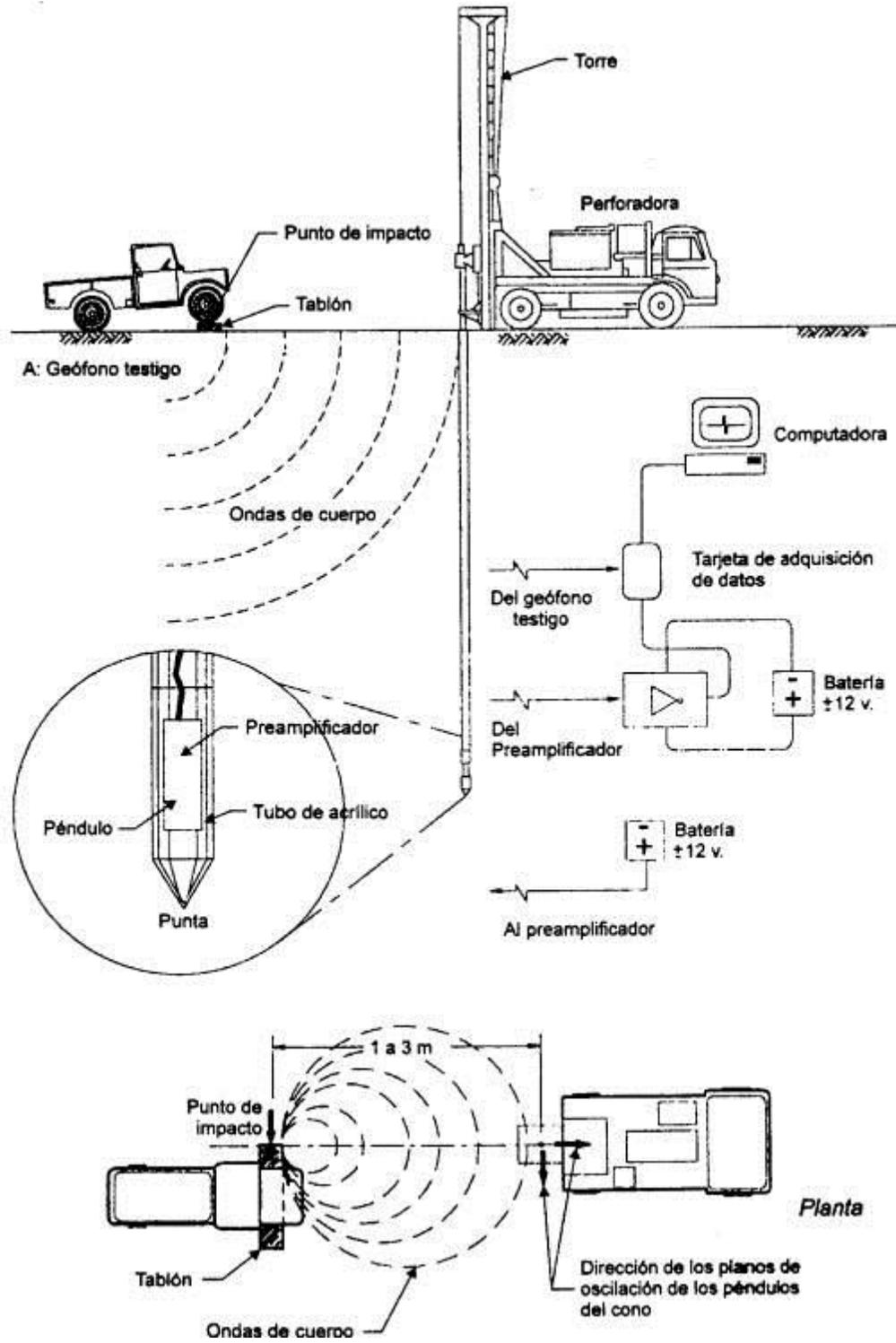


Figura 1.6 Cono Sísmico

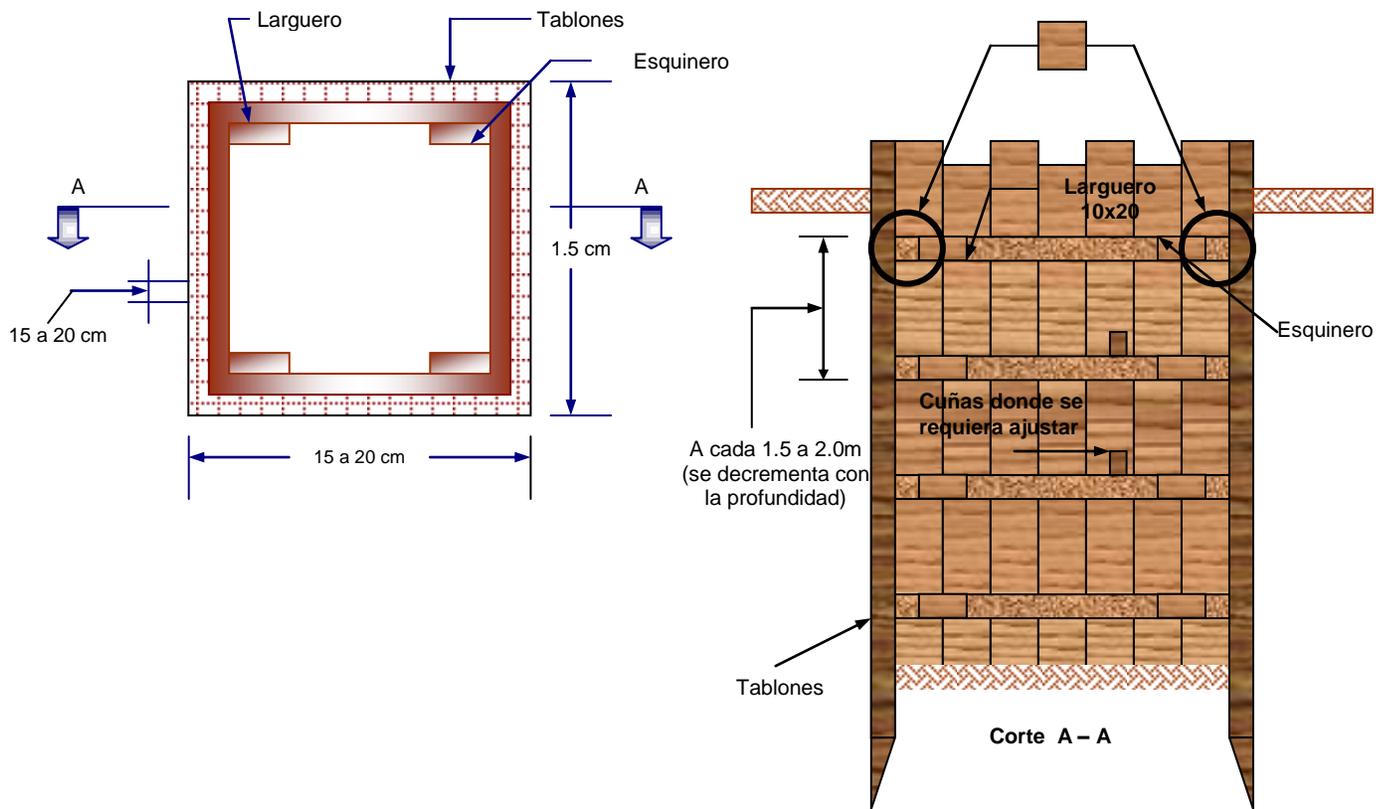


Figura 1.7

Ademado para pozo a cielo abierto

Tabla 1.10.1 Recuperación de muestras¹⁵

Recuperación %	Calidad
Rec = 100	Excelente
Rec = 80	Buena
50 < Rec < 80	Mala
Rec < 50	Inaceptable

¹⁵ Fuente: Master en Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. CEDEX, Madrid 2002.

1.10.7 Sondeos, Ensayos de Resistencia y Deformabilidad para Rocas

Cuando al sondear un suelo se encuentra un material tan duro que la resistencia a la penetración excede de 100 golpes en la prueba de penetración estándar, es difícil o imposible continuar la perforación con el equipo de sondeo de suelos. Para ello, se utilizan otros métodos de sondeo que permitan determinar si el material encontrado es una lente dura, un boleo asentado sobre material blando o una roca sana.

Entre estos métodos está el sondeo con broca de diamantes, el cual es más comúnmente usado para obtener testigos de pequeño diámetro. Consta de un tubo de acero endurecido de 0.60 a 3.0m de longitud con una broca unida a su parte inferior. La broca tiene corrientemente diamantes negros, aunque a veces se usa, para rocas blandas, carburo de tungsteno y otros materiales resistentes y duros.

El sondeo consiste en hacer girar conjuntamente la barra de perforación con la broca, inyectando al mismo tiempo agua a alta presión por medio de la barra hacia el interior de la broca. La muestra de roca se introduce en el tubo a medida que se profundiza. La razón entre la longitud de muestra obtenida y la longitud perforada se conoce con el nombre de “recuperación de muestra o razón de recuperación y se expresa como un porcentaje”. Ésta es una indicadora de la calidad de perforación y firmeza de la roca. (ver tabla 1.11).

Una vez obtenidos los especímenes de rocas, son dispuestos para realizar ensayos de laboratorio, enfocándose principalmente en dos objetivos: el estudio

del comportamiento geomecánico del macizo rocoso o el análisis de la roca para su utilización posterior en obras de carretera, portuarias y arquitectónicas. Entre otros objetivos de los ensayos de laboratorio están, la determinación de las características de las rocas pensando en su posible utilización como material de construcción y determinar los diferentes parámetros de resistencia y deformación así como las relaciones entre ambos.

Tabla 1.11 CLASIFICACIÓN DE ROCAS DE ACUERDO AL PORCENTAJE DE RECUPERACIÓN DE MUESTRAS REALIZADAS CON VARILLAS DE DIÁMETRO DE 3" ¹⁶	
CLASIFICACIÓN	PORCENTAJE DE RECUPERACIÓN DE MUESTRA %
Roca excelente	>90
Rocas buena	75 – 90
Roca regular	50 – 75
Roca mala	25 – 50

Entre los ensayos realizados a las rocas se tienen:

Resistencia a la Compresión Simple: Este método tiene como objetivo someter un espécimen de roca a una presión axial manteniendo el control de la velocidad de aplicación, hasta el punto de falla; se deberá tomar la lectura de la presión a la que falle para determinar su respectiva resistencia. Este ensayo es regido por las normas: UNE 7242, ACI 301, ASTM C-170. Ver tabla 1.12.1

Ensayo de carga puntual: Consiste en la compresión de un fragmento o un testigo de roca entre dos puntas cónicas, produciéndose la rotura cuando aparecen grietas aproximadamente paralelas al eje de aplicación de la carga. A

¹⁶ Fuente: Master en Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. CEDEX, Madrid 2002.

partir del ensayo se obtiene un índice, I_s , definido a través de la siguiente

$$\text{expresión: } I_s = \frac{P}{D^2}$$

Siendo P la carga de rotura y D la distancia entre las puntas cónicas.

Con los resultados de este ensayo se obtiene una buena correlación entre el índice I_s y la resistencia a la compresión simple de la roca matriz (q_a).

Ensayo de tracción indirecta o Brasileño: Consiste en someter a una probeta cilíndrica a un esfuerzo de compresión a lo largo de dos generatrices opuestas.

El estado de tensiones producido origina la rotura de la probeta en el plano de carga. En estas condiciones, la resistencia a tracción σ_t obtenida se determina

mediante la siguiente expresión: $\sigma_t = 2P/\pi DH$

donde P es la carga total de rotura aplicada, D es el diámetro de la probeta y H su altura

El resultado depende esencialmente de la resistencia de la red cristalina de los minerales constituyentes de la roca y de los defectos internos que presente ésta, por lo que el ensayo puede utilizarse adecuadamente para clasificar la resistencia de la roca, más que como representativo de su resistencia a tracción. Así por ejemplo, Fourmaitreaux (1976), recomienda clasificar la roca de acuerdo a los criterios que figuran en la tabla 1.12.2

Tabla 1.12.1. Clasificación De Rocas con base en su Resistencia a la Compresión Simple (Deere Y Miller, 1966).	
RESISTENCIA	REISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE (Mpa)
Muy Baja	< 28
Baja	28 – 55
Media	55 – 112
Alta	112 – 225
Muy Alta	> 225

Tabla 1.12.2. Clasificación de Rocas con base en los resultados del ensayo Brasileño (Fourmaitreaux, 1976).

RESISTENCIA	σ_t (Mpa)
Muy Alta	> 30
Alta	10 – 30
Media	5 – 10
Débil	2 – 5
Muy Débil	0 – 2

1.10.8 Ensayes de Laboratorio

1.10.8.1 Introducción

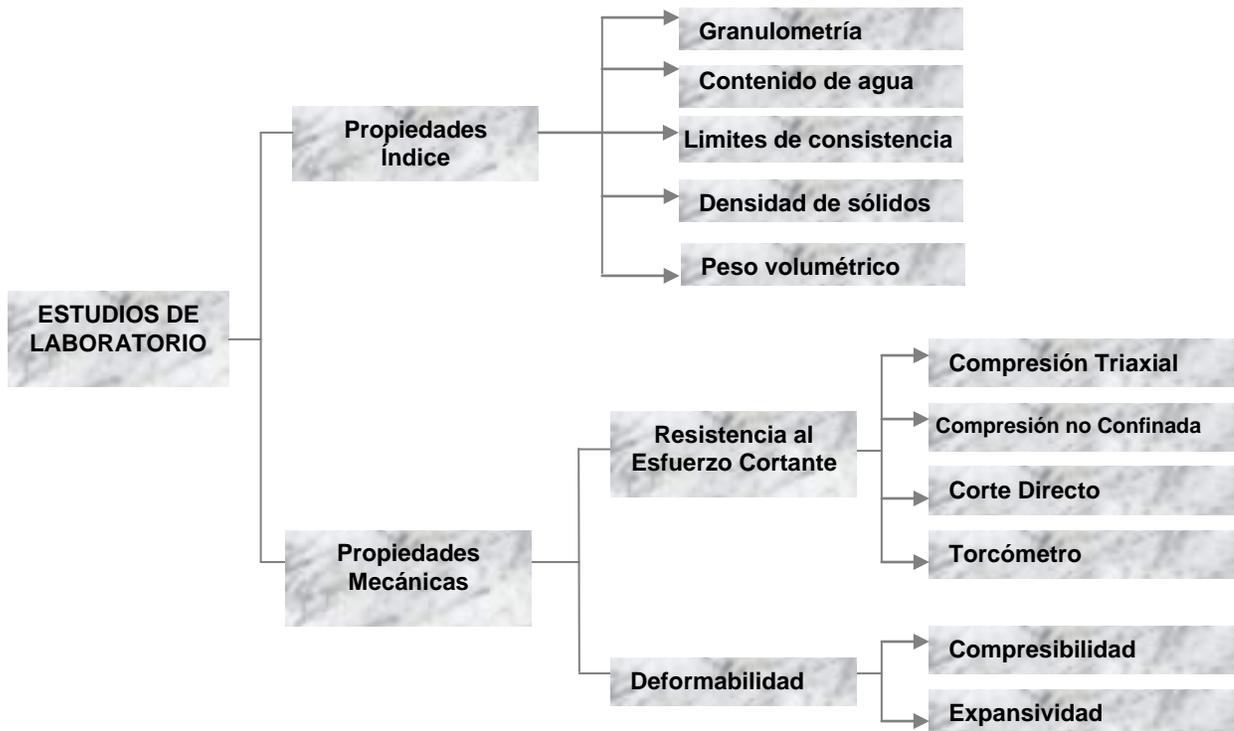
El programa de estudios de laboratorio se establece para cumplir con dos objetivos esenciales: clasificar cuidadosamente los suelos encontrados y obtener sus parámetros de resistencia y deformabilidad para el diseño de la cimentación; para alcanzar estos propósitos, se realizan las pruebas índice y mecánicas enumeradas en el esquema 1.8.

Las condiciones de prueba deben elegirse en cada caso particular tratando de reproducir los estados de esfuerzo y patrones de drenaje que generará la estructura; la selección adecuada de las muestras, de acuerdo a tales condiciones permitirá obtener parámetros de diseño representativos del comportamiento del suelo. Esta selección podrá facilitarse si se dispone de la información obtenida de sondeos.

Cabe mencionar que en nuestro país, los ensayos para obtener las propiedades mecánicas son escasamente solicitados debido a su costo, sin embargo

permiten obtener datos más reales que las encontradas por medio de correlaciones con pruebas de penetración (de mayor uso SPT) y propiedades índices, ya que éstas obligan a tomar factores más conservadores en la determinación de la capacidad de carga de los suelos.

Esquema 1.8. Estudios de Laboratorio



1.10.8.2 Suelos Predominantemente Cohesivos

a) Resistencia al esfuerzo cortante

La obtención de los parámetros de resistencia al corte de suelos cohesivos dependerá del criterio de diseño a utilizar ya sea a partir de esfuerzos totales o esfuerzos efectivos.

a-1) Criterio de Esfuerzos Totales

En este caso se estima la adherencia suelo-pilote C_a como una fracción de la resistencia al corte no drenada del suelo C_u ; la prueba debe realizarse en un espécimen labrado a partir de una muestra inalterada.

Para evaluar C_u se recomienda realizar una prueba triaxial no consolidada no drenada (UU), que presenta las siguientes ventajas en relación a las demás pruebas:

- Se reduce la influencia de fisuras presentes en el espécimen, ya que si se utiliza la prueba de compresión no confinada, se tiende a subestimar la resistencia.
- Se induce en el espécimen un estado de esfuerzos más uniforme que en la prueba de corte directo, lo cual facilita su interpretación.

a-2) Criterio de Esfuerzos Efectivos

Para el diseño deben determinarse la cohesión c' y el ángulo de fricción interna ϕ' del suelo en términos de esfuerzos efectivos; en la prueba deben utilizarse especímenes labrados de una muestra inalterada, cuidando de no modificar su contenido de agua natural.

La determinación de c' y ϕ' se hace a partir de resultados de pruebas triaxiales consolidadas drenadas (CD) y consolidadas no drenadas con medición de presión de poro (CU). Alternativamente, puede usarse la prueba de corte

directo, que permite utilizar especímenes de poco espesor, reduciéndose así el tiempo de ensaye; en este caso se requiere una interpretación cuidadosa.

b) Compresibilidad

La magnitud del asentamiento que sufrirá una estructura y su variación con el tiempo pueden estimarse a partir de los resultados de pruebas de consolidación unidimensional en especímenes obtenidos de una muestra inalterada; el número de pruebas debe determinarse atendiendo a la estratigrafía y a la profundidad de influencia dentro de la que el grupo de micropilotes, pilotes o pilas de cimentación modificará significativamente el estado de esfuerzos en el suelo.

Para la aplicación de los resultados de las pruebas deberán considerarse los siguientes aspectos al problema:

- Para extrapolar al campo los resultados obtenidos en el laboratorio, se debe considerar cuidadosamente las condiciones de drenaje en el subsuelo, gobernadas en ocasiones por detalles estratigráficos, como por ejemplo delgadas capas de arena intercaladas dentro de la masa de suelos cohesivos, que modifican el valor del espesor del estrato compresible.
- La magnitud de los asentamientos puede calcularse con precisión aceptable en suelos donde la consolidación secundaria no sea importante.

- La variación estimada de los asentamientos con el tiempo resulta imprecisa en la medida en que las características del suelo se aparten de las hipótesis teóricas.

1.10.8.3 Suelos Predominantemente Friccionantes

Tratándose de arenas y gravas, la capacidad de carga por punta y por fricción lateral depende de la magnitud del ángulo de fricción ϕ' del suelo en términos de esfuerzos efectivos, determinado en pruebas triaxiales consolidadas drenadas. Es importante tomar en cuenta que para arenas medianamente o muy compactas, el valor del ángulo ϕ' puede disminuir apreciablemente al aumentar los esfuerzos aplicados. Puede entonces resultar necesario considerar valores diferentes del ángulo de fricción de un mismo suelo según el nivel de esfuerzos, para calcular la capacidad de carga por punta y por fricción.

Para calcular la capacidad de carga por punta se requiere determinar el factor de capacidad de carga N_q' que es función del ángulo ϕ' de fricción, del índice de rigidez I_r , del módulo de deformabilidad E del suelo, y de la relación de Poisson (ν) y del material.

Para determinar E se realizan pruebas de compresión confinada en odómetro aplicando esfuerzos verticales que rebasen el valor del esfuerzo vertical actuante O_u en especímenes elaborados con una compactación semejante a la que tendrá el suelo después de la instalación del cimiento. El módulo de deformabilidad puede determinarse al finalizar la prueba mediante la expresión:

$$E = \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{1-\nu} \frac{\sigma}{\varepsilon} \quad (\text{ec. 1.})$$

Donde:

ε_v deformación unitaria vertical correspondiente a formula suponiendo una relación de Poisson entre 0.25 y 0.30 en la mayoría de los casos.

Para calcular la capacidad de carga por fricción es necesario conocer el ángulo de fricción interna del suelo ϕ' a lo largo del fuste del pilote o pila antes de la instalación. Los valores correspondientes se estiman a partir de la relación empírica entre ϕ' y el número de golpes N obtenido de la prueba de penetración estándar SPT; esta relación se muestra en la figura 1.3.d.

La deformabilidad a largo plazo de los suelos granulares puede considerarse prácticamente despreciable para los niveles de esfuerzos de trabajo usuales. Además las deformaciones inducidas ocurren inmediatamente con la aplicación de la carga. No se acostumbra por tanto, efectuar en el laboratorio pruebas para determinar los parámetros de deformabilidad de las arenas.

Es necesario aclarar que lo anteriormente descrito, tanto para suelos cohesivos como para friccionantes, es el procedimiento idóneo a seguir para encontrar las condiciones más cercanas a las reales que estará sometida la cimentación. Sin embargo, ésto implica realizar ensayos que permitan conocer las propiedades mecánicas de los suelos, lo cual incurre en un costo que generalmente el constructor no está dispuesto a pagar. Por ello, se recurre a la ayuda de las correlaciones por medio de los sondeos descritos en el literal "e" del ítem 1.10.3. A continuación se describen de forma más detallada las correlaciones

para encontrar los parámetros de resistencia al corte de los suelos por medio del ensayo de penetración estándar, ya que es el método más empleado por su bajo costo, sencillez y rapidez.

1.10.8.4 Determinación de los Parámetros de resistencia al Corte y capacidad de carga de los Suelos a través de las correlaciones por medio de muestreos con Penetración Estándar.

c) Procedimiento

Una vez realizado el sondeo exploratorio con el SPT, se obtendrá un número de golpes necesarios N , para introducir la cuchara partida a una profundidad determinada.

Este valor de N , una vez corregido según tabla 1.9, se plotea en la figura 1.3.e, (dependerá de la clasificación del suelo), para leer el valor del ángulo de fricción interna ϕ .

Luego se encuentra la cohesión c a través de la figura 1.3.e; en ésta se plotea el valor de N , donde se lee el valor de q_u ; éste se relaciona con la cohesión a través de la ecuación: $c = q_u/2$.

Con el ángulo de fricción ϕ encontrado, se plotea en la gráfica de la figura 1.11 para encontrar los valores de N_q , N_c y N_γ ó N_q' , N_c' y N_γ' de acuerdo a la consideración del tipo de falla; esta puede ser general o local.

Obteniendo estos parámetros, pueden sustituirse en la ecuación de Terzaghi para calcular la capacidad de carga del suelo:

$$P_c = c N_c + \gamma D_f N_\gamma + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (\text{Falla General}) \quad (\text{ec. 2.})$$

ó

$$P_c = \frac{2}{3} c N'_c + \gamma D_f N'_q + \frac{1}{2} \gamma B N'_\gamma \quad (\text{Falla Local}) \quad (\text{ec. 3.})$$

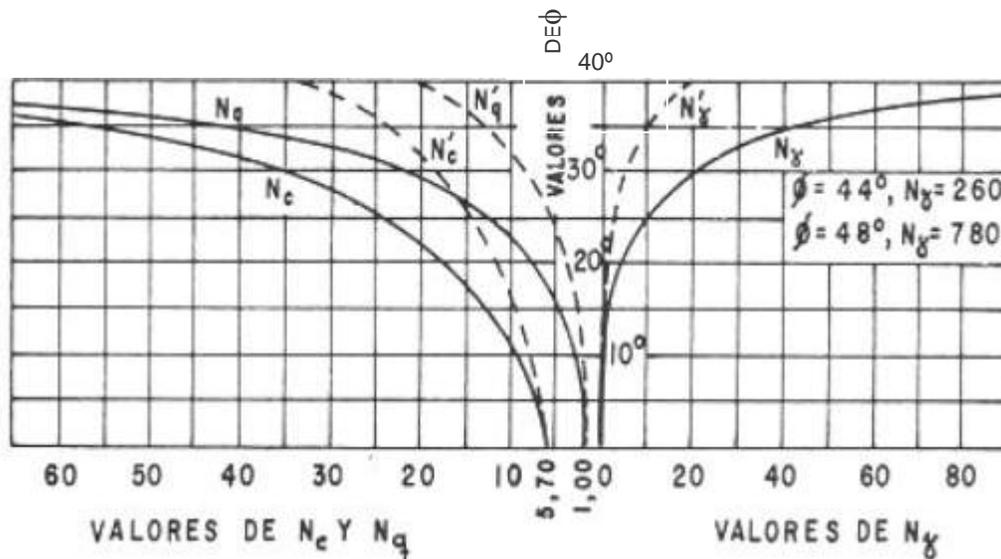


Figura 1.8

Factores de Capacidad de Carga Terzaghi - Rankin

Esta ecuación de Terzaghi es aplicable para encontrar la capacidad de carga de una cimentación profunda. A continuación se describen las ecuaciones de capacidad de carga para las cimentaciones profundas.

d) Capacidad de Carga individual de Cimentación Profunda

La ecuación general que rige la capacidad de carga de las cimentaciones profundas es la siguiente:

$$Q_t = Q_p + Q_f \quad (\text{ec. 4.})$$

Donde:

Q_t = capacidad total de la cimentación profunda

Q_p = capacidad por punta de la cimentación profunda

Q_f = capacidad por el fuste de la cimentación profunda

$Q_p = P_t \times N_q \times A_t$

$Q_f = K_{hc} \times P_o \times \text{Tan} \delta \times S$

P_t = Esfuerzo vertical efectivo en la punta de la cimentación

N_q = Factor de capacidad de carga

A_t = Área transversal de la base de la cimentación

K_{hc} = Relación de esfuerzos horizontales y verticales cuando el elemento está a compresión (ver tabla 1.13.)

P_o = Presión vertical

δ = Ángulo de fricción entre el suelo y la cimentación profunda

S = Área de la superficie del cimientado por unidad de longitud.

Es decir, la ecuación se transforma de la siguiente forma:

$$Q_t = (P_t \times N_q \times A_t) + (K_{hc} \times P_o \times \text{Tan} \delta \times S) \quad (\text{ec. 5.})$$

Tabla 1.13 COEFICIENTES DE PRESIÓN DEL SUELO K_{hc}^{17}	
Tipo	K_{hc}
Con desplazamiento	1 – 1.5
Con poco desplazamiento	1.5 – 2.0
Inyectado	0.4 – 0.9
Excavado (sin desplazamiento)	0.7

Generalmente se utilizan factores de seguridad entre 2 – 3 para garantizar que la estructura no colapse; ésto implica que la capacidad de carga de diseño se transforma a la ecuación siguiente:

$$Q_{ad} = Q_t / F_s; \quad \text{donde } F_s = \text{factor de seguridad } (2 < F_s < 3)$$

e) Capacidad de Carga de un Grupo de Cimientos Profundos

La capacidad de carga del grupo de pilotes se calcula suponiendo que el grupo de pilotes forma una cimentación gigantesca, cuya base está al nivel de las puntas de los pilotes y cuyo ancho y largo son el ancho y largo del grupo de pilotes. La capacidad del grupo es la suma de la capacidad de carga de la base de la cimentación, más la resistencia al esfuerzo cortante a lo largo de las caras verticales del grupo.

La capacidad de carga del grupo de pilotes se calcula usando la ecuación general de capacidad de carga ec. 2 y 3. Se usan factores para cimentaciones

¹⁷ Fuente: Manual de Construcción de Cimentaciones Profundas, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 2001.

profundas cuando la longitud del pilote es por lo menos diez veces el ancho del grupo y cuando el suelo es homogéneo. El esfuerzo cortante alrededor del perímetro del grupo de pilotes, es igual a la resistencia del suelo, determinada sin tener en cuenta ningún aumento de presión lateral debido al desplazamiento producido por el pilote, multiplicada por el área de la superficie lateral del grupo. Aunque los ensayos en modelos indican que la verdadera capacidad del grupo es siempre ligeramente menor que la calculada, la diferencia está ampliamente comprendida dentro del factor de seguridad 2.

A continuación se describe la ecuación con las relaciones correspondientes a la figura 1.12 para encontrar la capacidad de carga del grupo de cimentaciones:

Q_g = capacidad de carga última del grupo de cimientos

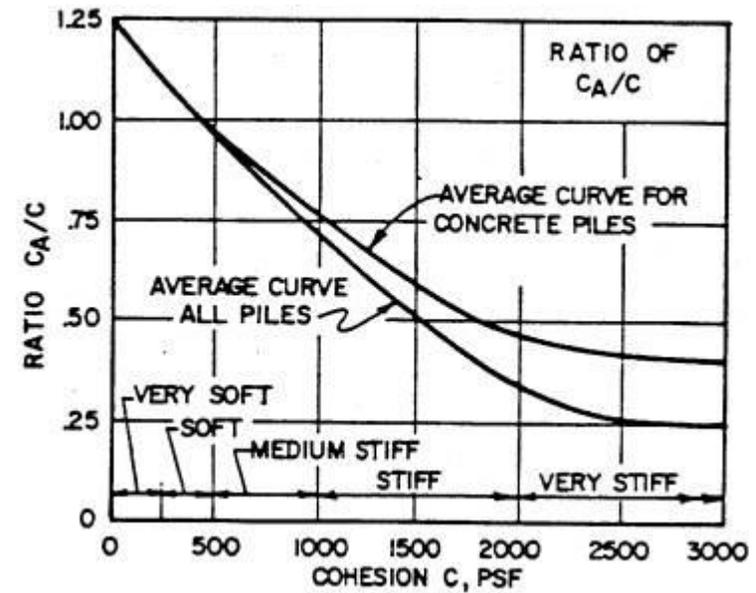
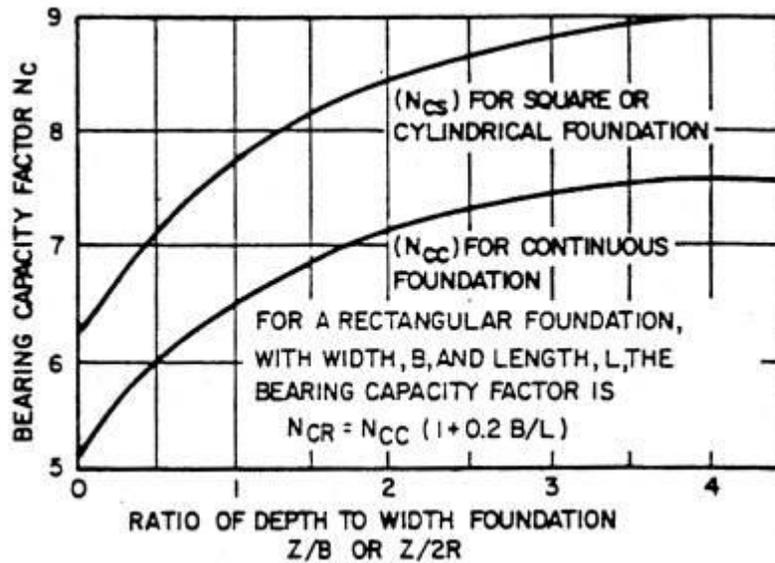
Q_{ult} = capacidad de carga última del cimiento individual

n = número de cimientos

Q_e = Q_g / Q_{ult} (para suelos cohesivos) Ver figura 1.12.b

Q_{ult} = $(cN_c) \pi R^2 + C_a 2 \pi RL$ (donde C_a y N_c se obtienen de figura 1.12.a)

$$\text{Carga última de grupo} = n Q_g = Q_e n Q_{ult}$$



RECOMMENDED VALUES OF ADHESION

PILE TYPE	CONSISTENCY OF SOIL	COHESION, C PSF	ADHESION, C_a PSF
TIMBER AND CONCRETE	VERY SOFT	0 - 250	0 - 250
	SOFT	250 - 500	250 - 480
	MED. STIFF	500 - 1000	480 - 750
	STIFF	1000 - 2000	750 - 950
	VERY STIFF	2000 - 4000	950 - 1300
STEEL	VERY SOFT	0 - 250	0 - 250
	SOFT	250 - 500	250 - 460
	MED. STIFF	500 - 1000	460 - 700
	STIFF	1000 - 2000	700 - 720
	VERY STIFF	2000 - 4000	720 - 750

Figura 1.9a

Capacidad de carga de un Cimiento Profundo en suelos cohesivos

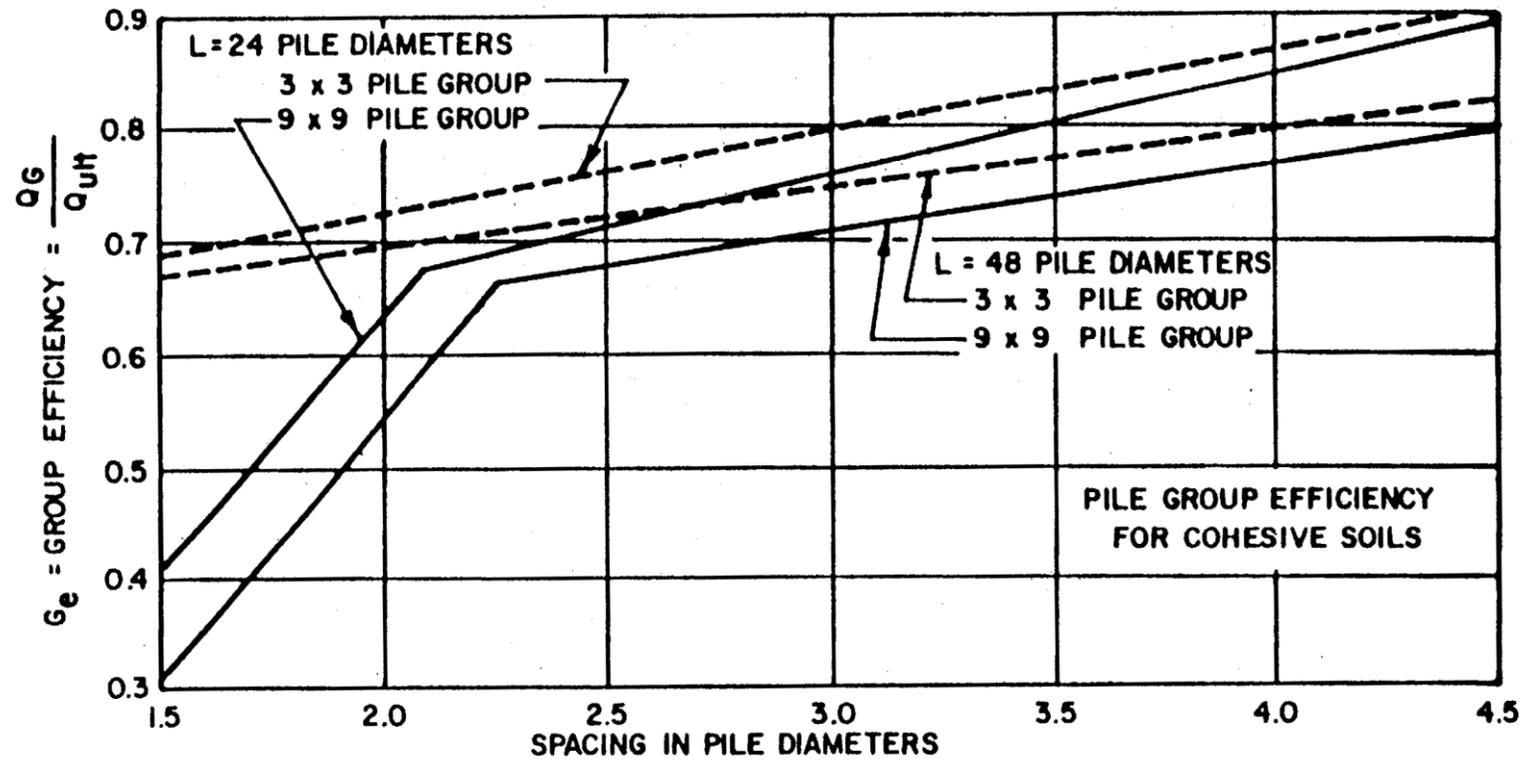


Figura 1.9b

Capacidad de carga de un grupo de Cimientos Profundos en suelos cohesivos

f) Separación entre los Cimientos Profundos

La distancia entre ejes de los cimientos profundos, usualmente oscilan entre 2 a 3 diámetros. Los ensayos de modelos en arcilla indican que la verdadera eficiencia con el espaciamiento óptimo es algo menor que 1 (0.84 a 0.90) y que aumenta lentamente a mayores espaciamientos. Como al proyectar se usa corrientemente un factor de seguridad de 2, el error que se comete al considerar que la eficiencia real es 1 con espaciamiento óptimo, no tiene consecuencias graves.

Para cimientos profundos en suelos no cohesivos la capacidad del pilote individual aumenta al reducirse el espaciamiento, debido al aumento de resistencia del suelo por la compactación. El espaciamiento óptimo, es muy pequeño y tiene una eficiencia mayor que 1 pero en el caso de pilotes hincados, no pueden colocarse tan próximos unos de otros por los esfuerzos inducidos. El espaciamiento usual es de 2.5 a 4 diámetros entre ejes.

La siguiente ecuación permite calcular el espaciamiento óptimo entre ejes de los cimientos profundos:

$$\text{Espaciamiento} = 1.1 + 0.4 n^{0.4} \text{ (n: número de cimientos).}$$

CAPITULO II. PROCESO CONSTRUCTIVO DE CIMENTACIONES PROFUNDAS

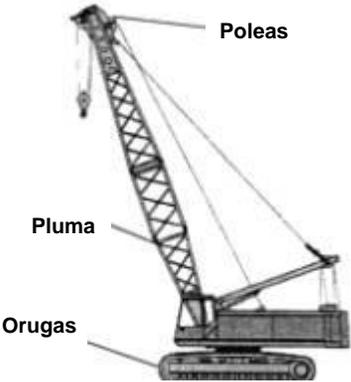
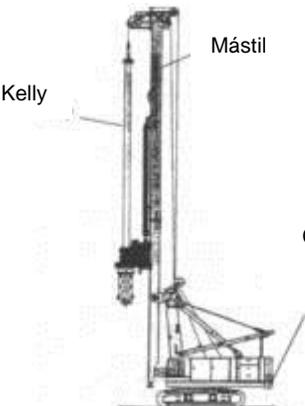
2.1 INTRODUCCIÓN

Este capítulo describe los diferentes procesos constructivos para los distintos tipos de cimentaciones profundas aplicadas en nuestro país, así como los métodos y técnicas que involucra cada uno de ellos. Primero se detalla el equipo más común utilizado en los procesos constructivos de las cimentaciones profundas, luego se explica los pasos que requiere cada tipo de cimiento profundo en su proceso constructivo, los cuales están basados en la información bibliográfica y de campo, además se acompañan de figuras y fotografías para ayudar a obtener una mejor comprensión de los conceptos tratados en su momento, asimismo se detalla el plan de control de calidad que debe implementarse en este tipo de construcción y los aspectos a considerar en la supervisión y ejecución de los mismos.

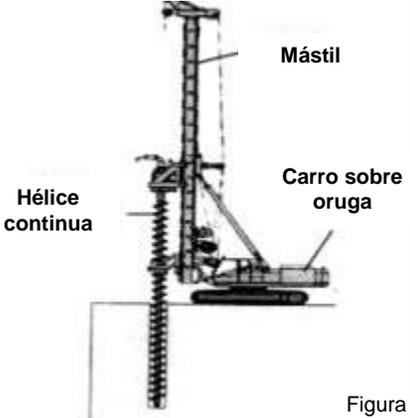
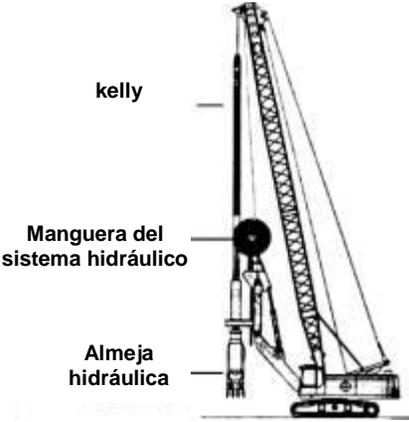
2.2 EQUIPO UTILIZADO EN LOS PROCESOS CONSTRUCTIVOS APLICADOS A LAS CIMENTACIONES PROFUNDAS

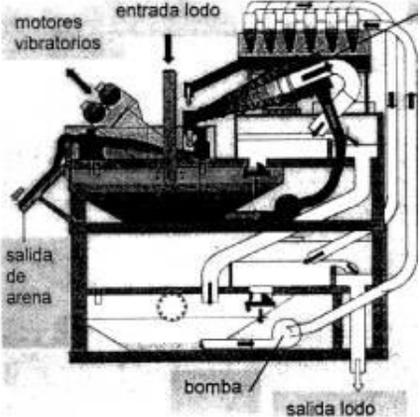
Algunas de las maquinarias utilizadas para realizar el procedimiento constructivo de pilas y pilotes se muestran en la tabla 2.1:

Tabla 2.1 Equipo Utilizado para la construcción de Cimentaciones Profundas

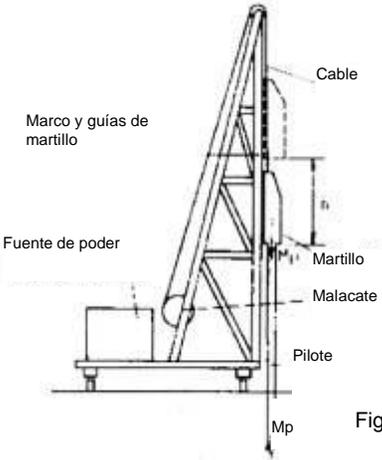
Equipo	Descripción	Figura
<p>Grúas</p>	<p>Son máquinas que sirven para el levantamiento y manejo de objetos pesados, contando para ello con un sistema de malacates que acciona a uno o varios cables, montados sobre una pluma y cuyos extremos terminan en gancho.</p> <p>Para facilitar su función, la unidad motriz y los diferentes mecanismos de la máquina le permiten girar alrededor de un eje vertical y a la pluma moverse en un plano vertical.</p> <p>Pueden ser fijas o móviles. Cuando la grúa es móvil, puede trasladarse por sí misma, sobre orugas o ruedas dispuestas para tal fin.</p> <p>Las plumas de las grúas pueden ser rígidas cuando están formadas por estructuras modulares (de tubo o ángulo estructural), o bien telescópicas cuando están formadas por elementos prismáticos que deslizan unos dentro de otros.</p> <p>Las plumas rígidas se integran por una base que se apoya mediante articulación en el cuerpo de la grúa; después pueden colocarse módulos de 1.5 a 6.1m de largo y finalmente una nariz en cuyo extremo superior se ubican las poleas por donde pasan los cables procedentes de los tambores de los malacates, tal como se muestra en la figura 2.1.</p>	 <p>Figura 2.1</p>
<p>Perforadoras</p>	<p>Son máquinas para hacer perforaciones en el suelo, por rotación o por percusión. En el caso de las rotatorias, la torsión se transmite por medio de una barra en cuyo extremo inferior se coloca una herramienta de avance tal como una broca, un bote cortador, o una hélice. La barra se hace girar con algún mecanismo, o bien se levanta y se deja caer sobre el fondo de la perforación, lo cual da lugar a que las perforadoras sean rotatorias o de percusión, respectivamente.</p> <p>Perforadoras rotatorias: existen dos tipos de sistema rotatorio:</p> <p>Kelly de Perforación. Puede ser montada sobre orugas, grúas o sobre camión. En este caso el Kelly puede ser de una sola pieza o bien telescópico de varias secciones, con el cual se extrae de manera intermitente el suelo perforado. Ver figura 2.2</p>	 <p>Figura 2.2</p>

sigue...

Equipo	Descripción	Figura
<p>Perforadoras</p>	<p>Con hélice continua. Es montada sobre grúa o sobre orugas. El suelo se extrae de manera continua, conforme se perfora el suelo.</p> <p>Perforadoras por percusión Transmiten a través de un sistema mecánico neumático o hidráulico, una serie rítmica de impactos al material por perforar, por medio de un elemento de corte o ataque, llamado martillo de fondo. Su aplicación principal es en rocas, ya que en suelos se reduce su eficiencia. Para cimentaciones profundas, pueden alcanzar hasta 100cm de diámetro. Ver figura 2.3</p>	 <p>Figura 2.3</p>
<p>Almejas e Hidrofresas</p>	<p>Se pueden excavar pilas de sección rectangular, oblonga o alguna combinación de estas, mediante almejas hidráulicas guiadas, integradas por dos quijadas móviles que se accionan con cilindros hidráulicos, adosadas en la parte inferior de un kelly rígido, de una pieza o telescópico. La presión hidráulica del sistema se genera mediante una unidad de potencia que, al igual que el equipo de excavación, se monta sobre una grúa de orugas. Esta operación también se puede realizar con una hidrofresa, que opera con tres motores de fondo, utilizando el principio de circulación inversa. El sistema de corte opera con un par de torsión alto y baja velocidad angular, a una velocidad de avance vertical constante. Este equipo puede perforar a profundidades hasta de 100m cortando inclusive rocas. Ver figura 2.4</p>	 <p>Figura 2.4</p> <p>sigue...</p>

Equipo	Descripción	Figura
<p>Osciladores de Ademes</p>	<p>Estos equipos son utilizados para hincar ademes, con un movimiento rotacional alterno y una fuerza vertical. Se utilizan combinados con perforación rotatoria o la extracción de material con almeja de gajos. Usualmente están acoplados a una perforadora rotatoria sobre orugas, con la que se comparte la central hidráulica, aunque también operan en forma independiente, con una central propia.</p>	 <p>Figura 2.5</p>
<p>Desarenadores</p>	<p>Se emplean para remover partículas de suelo en los lodos de perforación, sus principales componentes son:</p> <ul style="list-style-type: none"> Malla vibratoria para captar partículas mayores de 5mm Hidrociclones, que remueven las partículas finas en suspensión <p>El lodo circula a través del conjunto de componentes por medio de bombas y tanques de almacenamiento temporal. Ver figura 2.6</p>	 <p>Figura 2.6</p>

sigue...

Equipo	Descripción	Figura												
Martillos para hincado	<p>Son equipos que generan impactos en serie para el hincado de pilotes. Existen diverso tipos de martillos para el hincado de pilotes:</p> <table border="1" data-bbox="426 483 1266 683"> <tbody> <tr> <td>Elemental</td> <td>Caída libre</td> </tr> <tr> <td>Acción simple</td> <td>Vapor, neumáticos</td> </tr> <tr> <td>Doble acción</td> <td>Diferenciales, vapor, neumáticos e hidráulicos</td> </tr> <tr> <td>Diesel</td> <td>Abiertos, cerrados</td> </tr> <tr> <td>Vibratorios</td> <td>Baja frecuencia > 40Hz y alta frecuencia >140Hz</td> </tr> <tr> <td>Vibratorio - impacto</td> <td></td> </tr> </tbody> </table> <p>Los más utilizados son los diesel cuya operación se inicia con la caída libre de un pistón guiado dentro de un cilindro que, al comprimir el aire en el interior de la cámara de combustión, produce el encendido y explosión súbita del diesel previamente inyectado. La explosión y el impacto de la masa que golpea provocan la penetración del pilote en el terreno y la expansión de los gases quemados impulsa al pistón hacia arriba y así sucesivamente. Ver figura 2.7</p>	Elemental	Caída libre	Acción simple	Vapor, neumáticos	Doble acción	Diferenciales, vapor, neumáticos e hidráulicos	Diesel	Abiertos, cerrados	Vibratorios	Baja frecuencia > 40Hz y alta frecuencia >140Hz	Vibratorio - impacto		 <p>Figura 2.7</p>
	Elemental	Caída libre												
Acción simple	Vapor, neumáticos													
Doble acción	Diferenciales, vapor, neumáticos e hidráulicos													
Diesel	Abiertos, cerrados													
Vibratorios	Baja frecuencia > 40Hz y alta frecuencia >140Hz													
Vibratorio - impacto														

2.3 PROCESO CONSTRUCTIVO DE PILOTES Y PILAS COLADOS IN SITU

El proceso constructivo de estos elementos puede generalizarse, ya que la única diferencia entre ambos es el ancho del cimiento, por lo que puede tratarse como un mismo sistema.

El proceso básico a seguir puede resumirse en los siguientes puntos:

- Trazo del eje
- Construcción de armadura
- Perforación
- Rectificación del trazo
- Manejo y colocación de armadura
- Rectificación de aplome de armadura
- Concreteado del pilote

Estos puntos describen de forma general el proceso constructivo de pilotes y pilas coladas en el lugar, sin embargo de acuerdo a la técnica o método empleado, existirán algunas variaciones. A continuación se detalla el proceso constructivo de estos elementos de acuerdo a técnicas y métodos empleados mayormente en nuestro país.

2.3.1 Trazo

Para iniciar la construcción de cualquier tipo de estructura es necesario hacer un replanteo de la zona y ubicar con una cuadrilla topografía el eje de cada

elemento (en este caso, de cada pilote), dejando indicado con estacas u otro tipo de referencia, la ubicación, profundidad de perforación y desplante. Estas referencias deberán mantenerse siempre vistas durante todo el tiempo que involucre la construcción de cada elemento, para rectificar los parámetros teóricos de diseño.

2.3.2 Perforación

Existen diferentes métodos de perforación que se implementan de acuerdo a las condiciones que se encuentren en campo. La tabla 2.2 muestra algunas de estos métodos:

Tabla 2.2 TIPO DE PERFORACIÓN

Método	Condición	Técnica
En Seco	Para suelos cohesivos	<p>Existen varias técnicas que se emplean para realizar la perforación en seco como las siguientes:</p> <p>a) Corte a través de:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Almeja de gajos: esta herramienta tiene forma semicircular y penetra en el suelo por caída libre, compensando el peso de la almeja contra las fuerzas ascensionales causadas por la acción del cerrado de los gajos. Encajar los gajos en el suelo incrementa la penetración de la almeja ver figura 2.8 • Dientes planos, cuchillas, botes y brocas. Durante la perforación rotatoria, los dientes de corte inclinados son rotados horizontalmente. La cantidad de suelo aflojada durante cada rotación varía en función de la inclinación de los dientes. Asimismo la inclinación de los dientes causa que la herramienta de perforación se empuje por sí misma dentro del suelo, siempre y cuando se le provea del adecuado par de torsión. <p>b) Ripiado con:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Dientes de bala-botes, brocas. El ripiado de suelos duros o roca se realiza con dientes de tipo de punta de bala, o con aplicaciones de carburo de tungsteno; se colocan con un ángulo de ataque, y cortan un trozo de suelo durante la rotación de la herramienta de perforación. Posteriormente, el resto del suelo o roca es removido con herramienta equipada con dientes planos. Actualmente es posible perforar rocas con resistencia de hasta 100 KN/mm². <p>c) Corte por Percusión</p> <p>Con este procedimiento una carga puntual alta se aplica en la roca al fondo del barreno, mediante la cual el material es pulverizado en el punto de contacto, permitiendo la penetración de la punta. Simultáneamente el incremento de esfuerzo alrededor de la punta se torna en una fragmentación lateral de la roca. La aplicación de estas cargas puntuales puede ser alcanzada por Trépanos; esta forma de perforar utiliza la energía dinámica de un peso en caída libre para fragmentar la roca.</p>

sigue...

La velocidad de penetración en el suelo, depende básicamente del peso del trepano, la altura de caída, el número de repeticiones por unidad de tiempo, la forma y material de la punta del trepano, ver figura. 2.9

d) Perforación Rotatoria

Es la forma más usada para la construcción de pilas y pilotes. La rotación se transmite de una toma de fuerza (mecánica o hidráulica) hacia una mesa rotatoria que a su vez transmite la rotación a una barra de perforación, llamada Kelly, ver figura 2.10

El Kelly de perforación es un telescopico de sección cuadrada o circular, que transmite a la herramienta el par de torsión y la fuerza vertical descendente; esta última por medio del peso propio del Kelly y la herramienta, o mediante malacates o gatos hidráulicos.

Hasta la terminación del proceso de perforación, las herramientas de perforación están entrando y saliendo del barreno para ser vaciadas en el exterior.

Las herramientas más comunes son las brocas de hélice y los botes; las primeras se utilizan generalmente en condiciones secas y tienen la ventaja de ser fácilmente llenadas y vaciadas.

Las brocas están equipadas con una orilla de corte que durante la rotación rompe el suelo, después de lo cual el suelo viaja a lo largo de las hélices, ver figura 2.11; la broca se extrae entonces del hueco excavado y se vacía por rotación rápida en el exterior, si el suelo tiene alta plasticidad.

Pueden tener hélice sencilla o doble, de acuerdo a las condiciones del suelo y usualmente tienen una punta inferior (stinger) que previene cabeceos de la broca.

En estratos duros inclinados, es recomendable utilizar una punta más larga de lo usual, con el fin de efectuar una perforación guía de menor diámetro.

La hélice de las brocas debe ser diseñada cuidadosamente para que el material suelto pueda viajar hacia arriba, sobre la hélice sin resistencia.

El número y paso de las hélices varía ampliamente, dependiendo del tipo de suelo por perforar. Cuando se encuentran suelos muy duros puede alternarse el barreno con botes corona, los cuales son abiertos de abajo y poseen dientes para realizar los cortes no posibles con barreno, ver figura 2.12a. Posterior al proceso de perforación se introduce el bote de perforación (ver figura 2.12b) con el cual se extrae el material suelto depositado en el fondo de la excavación.

sigue...

		<p>e) Trepano Manual</p> <p>Este método consiste en realizar la perforación a través de una herramienta sencilla manipulada directamente por uno o dos hombres, a la cual se le llama comúnmente como: "pala". Este trepano está formado por tubos metálicos que poseen conexiones en sus extremos para ensamblarlos hasta profundidades de 10m. En su extremo superior posee dos barras horizontales que permiten aplicar una fuerza par, la cual hace que el trépano ubicado en su extremo inferior rote y corte el material. Cuando este trepano se llena de material, es extraído a la superficie para depositar el material excavado. Este proceso se repite hasta alcanzar la profundidad requerida. Estos trépanos se encuentran disponibles en diámetros hasta de 40cm. Ver figura 13a y 13b.</p>
<p>Con Agentes fluidos (Lodos, Agua, Aire o polímeros)</p>	<p>En situaciones en que no se puede protegerse la excavación con tubería, y en que las paredes de la perforación son inestables ya sea por la presencia de agua freática o por sus desfavorables propiedades mecánicas, se utilizan agentes fluidos.</p>	<p>Existen algunas técnicas para la extracción del material excavado a través de un agente fluido:</p> <p>Flujo Directo. Chifloneo con Agua</p> <p>Durante la perforación se bombea agua a través del ducto interno del barreno hasta el fondo de la excavación. El corte se transporta a la superficie y afuera a través de la separación entre el suelo y la tubería, ver figura 2.14. La velocidad del chiflón es de 1m/s. Este método se utiliza generalmente en barrenos de diámetro pequeño, debido a las cantidades de fluido necesarias.</p> <p>Flujo Indirecto.</p> <p>Consiste en transportar la mezcla de fluido – suelo cortado a la superficie por dentro de la tubería de perforación, mientras que el fluido entra por el espacio anular entre la tubería y el suelo. Con esta técnica pueden utilizarse lodos bentoníticos, polímeros u otros fluidos. Los mecanismo para llevar a cabo esta técnica son:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Bombas de succión: se monta una bomba centrífuga en la parte superior del barreno, que utiliza como elemento de succión la tubería de perforación, elevando la mezcla fluido – suelo a la superficie, hacia un tanque de sedimentación o una unidad desarenadora, ver figura 2.15. La diferencia de nivel entre la bomba y el fluido en el barreno no debe de exceder la máxima carga de succión de 6m. • Air lift: se introducen cantidades relativamente pequeñas de aire (6 a 10m³/min) bajo la tubería de perforación. <p style="text-align: right;">sigue...</p>

		<p>La diferencia en gravedad específica entre la mezcla aire – agua y el fluido circundante se convierte en un gradiente de presión, que provoca un efecto de succión en el extremo de la tubería, ver figura 2.16. El impacto de este efecto depende de la carga hidráulica y de la profundidad de extracción.</p> <p>• Bomba de Chiflón: aproximadamente 1 a 2m arriba del fondo del barreno, se inyecta agua o lodo bentonítico a alta presión dentro de la tubería de succión, ver figura 2.16. Como una consecuencia de la presión de vacío desarrollada bajo la boquilla de chifloneo, la mezcla suelo – fluido es succionada desde el fondo del barreno.</p>
<p>Entubados</p>	<p>En caso donde los suelos no son cohesivos o para evitar derrumbes y socavaciones, se debe de colocar un entubado protector temporal. Los diámetros a partir de los cuales se considera colocar tubería son: 80cm, 1.0m, 1.20m y 1.50m.</p>	<p>Pueden hincarse a una profundidad somera para proteger el inicio de la perforación del pilote (emboquillado), como en el caso de un estrato superficial de arena limpia con o sin nivel freático, apoyarse sobre el suelo estable, o bien hincarse en toda la longitud del pilote.</p> <p>Los ademes metálicos pueden ser recuperables, cuando se extraen al finalizar el colado del cimientto, o pueden no ser recuperables cuando se integran a éste.</p> <p>Entre las técnicas existentes para realizar el entubado de las excavaciones tenemos:</p> <p>• Entubado Vibratorio</p> <p>Se conecta la parte superior del ademe, generalmente de un espesor de 10 a 15mm, a un vibrador que tiene un par de mordazas. Las vibraciones verticales de alta frecuencia, producidas por el vibrador , reduce la fricción entre el ademe y el suelo, permitiendo que el primero penetre en el segundo por peso propio, más el del vibrador.</p> <p>Dado que la reducción de la fricción lateral es más pronunciada en arenas y gravas sueltas a medias, así como en arcillas y limos blandos, el uso de vibradores es predominante en este tipo de suelos.</p> <p>El volumen de suelo afectado por las vibraciones así como la profundidad de penetración del ademe, dependen de la energía que transmite el vibrador. En general, el límite superior para hincar ademes con este procedimiento, está alrededor de 2m de diámetro, y profundidades de 20m.</p> <p style="text-align: right;">sigue...</p>

• Entubado Oscilatorio

Con este procedimiento, el ademe se sujeta con un collar circular, que es operado hidráulicamente, y rotado alrededor de 20° en direcciones alternas. Simultáneamente el ademe es empujado dentro del suelo por gatos hidráulicos. El ademe se coloca en secciones, usualmente de 6m, de tal manera que permita perforar dentro del mismo, antes de continuar colocándolo. Estas secciones se unen entre sí hasta alcanzar la profundidad deseada, por medio de collares con insertos cónicos para tornillos. El espesor de la pared de estos ademes, para trabajo pesado, está entre 40 y 60mm. La máxima capacidad de perforación con este método es de 30m de profundidad y con diámetro máximo de Ø 2.5m.

Cuando existe dificultad de seguir excavando debido a las condiciones del suelo o para reducir costos y adquirir mayor capacidad de carga en la pila o pilote, puede emplearse la técnica de ampliación de base, siempre y cuando las condiciones del suelo se ajusten a los requerimientos de dicha técnica.



Figura 2.8 Almoja



Figura 2.9 Trepano



Figura 2.10 Perforación



Figura 2.11 Barreno (hólices en espiral)



Figura 2.12a Moto-Perforador



Figura 2.12b Moto-Perforación



Figura 2.13a Trépano Manual

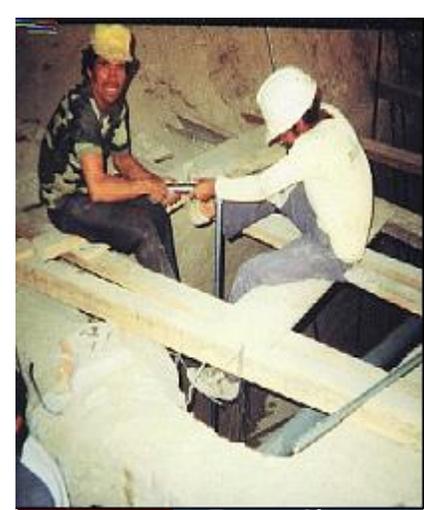


Figura 2.13b Excavación con Trépano Manual

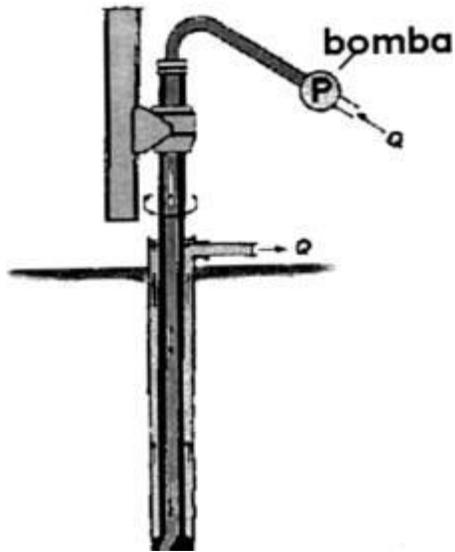


Figura 2.14 Flujo Directo

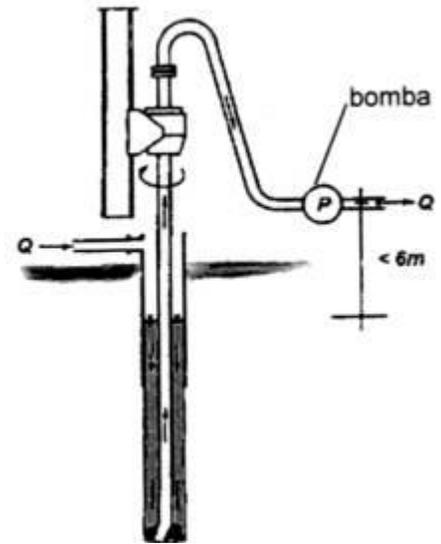


Figura 2.15 Bomba de Succión

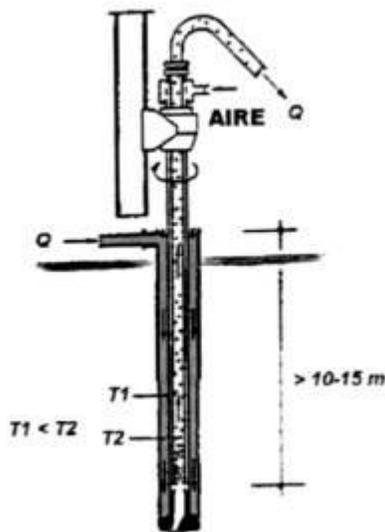


Figura 2.16 Sistema Air Lift

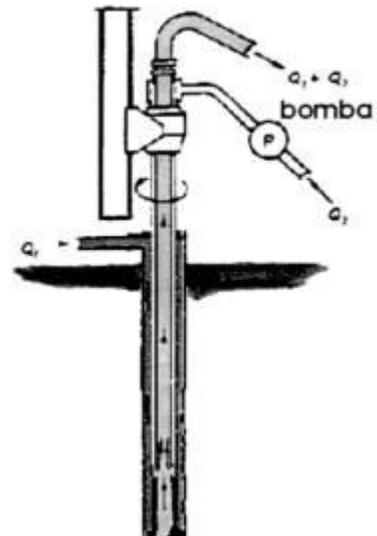


Figura 2.17 Bomba de Chiflón

2.3.3 Acero de Refuerzo

Entre los aspectos a considerar durante la elaboración, manejo y colocación del refuerzo estructural de una pila o un pilote, pueden mencionarse los siguientes:

a) Traslapes

Para el corte y armado del acero de refuerzo debe planearse su “secuencia de utilización” con objeto de que además de procurar que los empalmes o traslapes no queden en la misma sección transversal, de acuerdo a los reglamentos respectivos, se logre un aprovechamiento más racional del mismo. Cuando un elemento estructural requiere varillas de mayor longitud de las que normalmente se fabrican, se recurre a traslaparlas o empalmarlas para alcanzar la longitud requerida en los planos del proyecto. Para varillas N° 8 y menores, se recomienda usar traslapes de longitud equivalente a 40 diámetros de la varilla, aunque nunca menores de 30cm.¹⁸

Para varillas de N° 11 o mayores no se aconseja el traslape y debe recurrirse al soldado de las mismas, a conectores mecánicos o conexiones especiales¹⁹.

b) Ganchos y dobleces

Cuando por el espacio disponible no es posible dar la longitud necesario para desarrollar el esfuerzo de adherencia entre el concreto y el acero, se recurre a efectuar dobleces en el extremo de varilla, a fin de formar ganchos o escuadras. Estos dobleces deben tener una geometría determinada, que depende del diámetro de la varilla, de la resistencia tanto del concreto como del acero y de la ubicación de la varilla respecto al espesor del elemento estructural. En el caso del acero longitudinal, no se recomienda el uso de estos ganchos en el fondo de

¹⁸ Ver norma ACI 318, sección 7.10.4.5

¹⁹ Ídem

los pilotes o pilas; en el acero transversal, se deberá tener cuidado que los dobleces no se coloquen en el mismo plano vertical que el estribo superior, como se muestra en la figura 2.18.

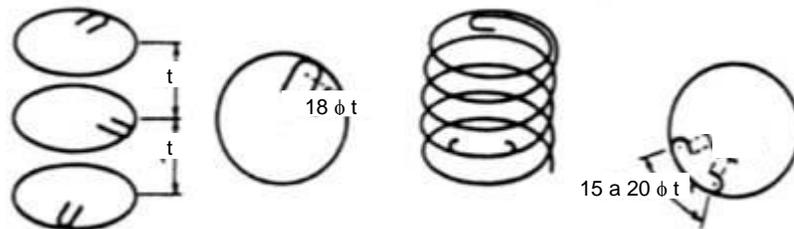


Figura 2.18

Ganchos para la construcción de armadura de pilas

La tabla 2.3 muestra las dimensiones de dichos dobleces. (Basados en la norma ACI 318 sección 7.2)

Tabla 2.3 Medidas dh , a y h recomendadas para formar ganchos						
Varilla	dh	Ganchos a 90°		Ganchos a 180°		
Nº		a (cm)	j (cm)	a (cm)	j (cm)	h (cm) aprox.
2	6 db	9	10	10	5	9
2.5	6 db	11	13	12	6	10
3	6 db	14	15	13	8	10
4	6 db	19	21	15	10	12
5	6 db	23	27	18	13	13
6	8 db	27	32	20	15	15
7	8 db	32	37	25	18	18
8	8 db	37	42	33	25	23
9	10 db	42	49	38	29	26
10	10 db	47	59	50	39	32
12	10 db	58	71	60	50	40

Cuando en una sección transversal concurren más del 50% de los traslapes, la longitud de estos deberá ser un 20% mayor; los estribos en dicha zona de traslapes deberán tener el espaciamiento mínimo posible. Para refuerzo en espiral, el traslape deberá ser equivalente a 1.5 vueltas.

c) Recubrimientos y Espaciamientos

Para dar el recubrimiento a los armados en las pilas, pueden utilizarse guías, construidas de acero de refuerzo liso, soldadas al armado (no es aconsejable), o bien espaciadores de concreto o plástico, ver figura 2.19. La tabla 2.4 muestra los recubrimientos aconsejados de acuerdo a las condiciones del suelo:

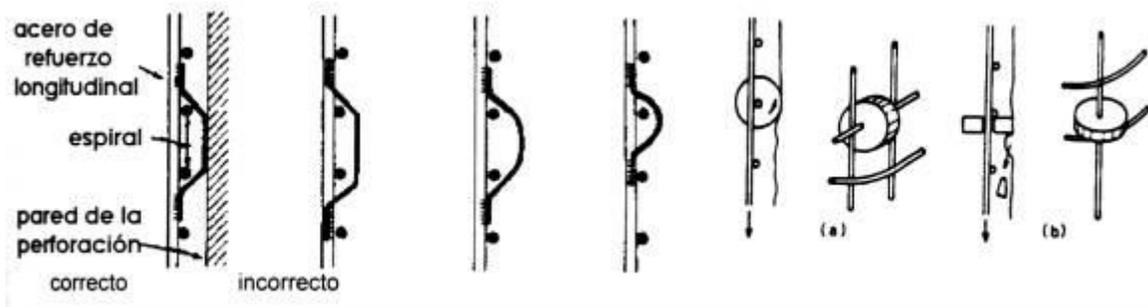


Figura 2.19

Tipos de elementos para Recubrimientos de pilotes y pilas

Tabla 2.4 Recubrimientos Mínimos ²⁰		
Elemento	Medio Ambiente	
	No Agresivo	Agresivo
Pilote	5 cm	7.5 cm
Pila	7.5 cm	10 cm

²⁰ Fuente: Manual de Construcción de Cimentaciones Profundas, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 2001

La distancia libre entre varillas paralelas no será menor de $1.5d_b$, ni de 4cm. de acuerdo a norma ACI 318 sección 7.6.3 y sección 3.3.3

Cuando se usan paquetes de varillas, deberán tener cuatro varillas como máximo y las mismas deberán terminarse a intervalos de $40\emptyset$, salvo que sea necesario en toda la longitud. Para fines de espaciamiento, un paquete debe tratarse como una unidad. Para el refuerzo en espiral, el espaciamiento libre entre espirales no debe exceder de 7.5cm ni ser menor de 2.5cm. ACI 318 sección 7.10.4.3 y sección 3.3.3

2.3.4 Elaboración, Manejo y Colocación de Armadura

Esta etapa inicia con la elaboración del refuerzo transversal. Para construirlo se utiliza un molde cilíndrico que tenga el diámetro requerido por el pilote (se debe considerar el diámetro del acero). Se perfora un agujero en la superficie



Figura 2.20

Elaboración de la Armadura

lateral del molde para introducir en él un extremo de la varilla (frecuentemente se utiliza como \emptyset máximo: $\frac{1}{2}$ " y grado 40), de tal manera ésta se sujete y se moldee de forma manual hasta obtener el espiral. Luego se coloca el acero longitudinal sobre apoyos y se marca los espaciamientos establecidos; seguido a ello, se realiza el amarre con el espiral hasta lograr la longitud requerida del

pilote, ver figura 2.20. Para los empalmes y traslapes se consideran los parámetros descritos anteriormente.

Se debe colocar los separadores (comúnmente en nuestro medio son llamados helados) con un espaciamiento de 1 – 1.5m a lo largo del elemento y no



Figura 2.21

Ganchos para izaje

deberán coincidir en una misma sección transversal.

En el extremo de la armadura que servirá como cabeza del pilote o pila, se amarran en posición diametral dos ganchos para su posterior izaje, ver figura 2.21, asimismo se debe colocar rigidizadores para evitar que la armadura se deforme tal como se muestra en la figura 2.22.

El siguiente paso es conectar estos ganchos con el de la grúa para transportarlo

hasta la excavación. Al momento de introducirla se debe retirar los rigidizadores, ver figura 2.23.



Figura 2.22

Rigidizador

La armadura deberá quedar 20cm retirada del fondo de la excavación para lo cual será necesario colocar en su extremo superior varillas de diámetro considerable, de tal manera que puedan soportarla.

Una vez colocada la estructura, deberá rectificarse el alineamiento horizontal a través de la brigada topográfica y utilizando las referencias de diseño.



Figura 2.23 Traje y Colocación de Armadura

2.3.5 Concreto

Antes de proceder al colocado del concreto es fundamental efectuar una limpieza cuidadosa del fondo, eliminando los azolves o recortes sedimentados en el fondo de la perforación, mediante herramientas apropiadas, como por ejemplo utilizando un air lift²¹.

En la tabla 2.5 se muestran las tres mezclas de concreto recomendadas por la Federation of Piling Socialists (FPS).

Tabla 2.5 Mezclas de concreto recomendadas por las FPS		
Mezclas	Revenimiento típico ²² (cm)	Condiciones de Uso
A	12.5	Vaciado en perforaciones en seco. Acero de refuerzo ampliamente espaciado, con espacio para el libre movimiento del concreto entre las varillas
B	15.0	Cuando el refuerzo no esté espaciado suficientemente para permitir libertad de movimiento entre las varillas. Cuando el nivel de corte del concreto esté dentro del ademe metálico.
C	17.5	Cuando el concreto se coloque con el sistema tremie bajo agua o lodo bentonítico.

²¹ Air Lift: (aire elevador) sistema descrito en tabla 2.2

²² La norma ASTM C-143 describe el equipo y la forma de cómo realizar la prueba de revenimiento.

Existen varios métodos para la colocación en seco del concreto; ésto se puede realizar por medio de recipientes especiales que descargan por el fondo, las cuales se movilizan con ayuda de malacates o con grúas.



Figura 2.24

Tubo Tremie

Se pueden utilizar tuberías de cono,

segmentadas llamadas comúnmente “trompas de elefante“, o bien bombas para concreto y debe colocarse en una sola operación continua.

Durante el vaciado del concreto, se extrae poco a poco el ademe metálico (en caso de haberse usado), siempre manteniendo una carga de concreto dentro del ademe. Para este caso, es suficiente con una tolva o embudo y una tubería para garantizar que la mezcla no segregue ni golpee contra el acero.

Cuando es necesario colar bajo agua o lodos, el método más usado es el llamado “tremie”, es un procedimiento práctico para colocar concreto bajo agua. (Santoyo, 1996), sin embargo también es utilizado para condiciones en seco.

El tubo tremie debe ser un tubo de acero, en tramos de 1m a 6m con uniones herméticas, de preferencia lisas; esto es para que no tengan coples salientes que puedan atorarse con el acero de refuerzo, ver figura 2.24. Se aconseja que el diámetro del tubo sea por lo menos seis veces mayor que el tamaño máximo del agregado grueso del concreto.

Esta tubería tremie se instala a través de grúas, auxiliándose de una herramienta llamada “freno”, ver figura 2.25, la cual es una placa metálica que se coloca sobre el extremo superior del pilote o pila para sostener cada tramo de tubería y permitir



Figura 2.25 Freno Soporta del tremie

así, el acople entre cada uno de ellos. Una vez ensamblados todos los tramos, el extremo inferior deberá quedar a 20cm del fondo (inicialmente) y luego deberá mantenerse embebida en el concreto entre 2 y 4 metros.

Arriba del tremie, se acopla una tolva para recibir el concreto, de preferencia de forma cónica y con un ángulo comprendido entre 60° y 80° , ver figura 2.26.

Es importante considerar que al momento de verter el concreto, debe evitarse exceso de movimientos verticales al extraerla dicha tubería, ya que pueden



Figura 2.26 Tolva

ocasionar un ascenso del acero de refuerzo o contaminación con bolsas de lodo.

Cuando se aplican lodos se utiliza una válvula separadora, que consiste en un tapón deslizante; puede ser una cámara de balón inflada, una esfera de polipropileno, o un atado de bolsas vacías de cemento o bentonita. Esta válvula tiene como función evitar la segregación del concreto al iniciar el colado, ya que después el

mismo concreto en el interior de la tubería se encarga de amortiguar las caídas.

Cuando el nivel superior de la pila o el pilote esté sobre el suelo natural, deberá dejarse que el concreto rebose para que expulse el material contaminante que



exista en el fondo de la excavación o fluidos encontrados, debido a la diferencia de densidades, ver figura 2.27.

En el caso que sea al inverso, el concreto debe elevarse 0.5 a 1.0m sobre el nivel superior del pilote para obtener el mismo resultado.

Entre las normas a considerar en el transporte y colocación del concreto están las siguientes:

- ASTM C – 94. Especificaciones estándar para la elaboración de concreto mezclado in situ.
- ACI 304 – 1R. Guía para medir, mezclar, transportar y colocar concreto.
- ASTM C –143. Métodos de prueba para revenimiento de concreto
- ACI 211 – SR. Práctica para la selección de la proporción de concretos normales y pesados.

2.3.6 Cabeza de Pilote

La altura y condición de empotramiento entre la cabeza del pilote y la fundación, la determinará el diseño estructural. La longitud de desarrollo del acero longitudinal se basará en la norma ACI 318 sección 12.

2.4 PROCESO CONSTRUCTIVO DE PILOTES HINCADOS

2.4.1 Fabricación de los Pilotes de Concreto

Para la fabricación de los pilotes de concreto es importante que los materiales para su elaboración cumplan con un adecuado control de calidad para satisfacer los requisitos de diseño, resistencia y durabilidad del concreto bajo cualquier condición ya sea que se fabriquen en planta o en el lugar de la obra. En nuestro país la normativa que rige el control de calidad de los materiales son las normas ASTM, las cuales establecen parámetros que deben cumplirse para que éstos puedan emplearse en la obra.

2.4.2 Preparación de las Camas de Colado

Las camas de colado se elaboran con el fin de servir como plataformas donde se colocaran las cimbras para el colado de los pilotes; la base de ésta debe ser apoyada sobre material compactado. El espesor que se emplea oscila entre 5 y 10 cm, además sirve como fijación de los moldes ya que tienen integrados algunos elementos que pueden ser de madera y metal que ayudan a la fijación de los moldes.

2.4.3 Moldes

Los moldes son implementos que reciben el concreto y generalmente están formados por tableros modulares de madera, los cuales permiten darle al pilote la sección requerida, además deben ser hechos de materiales durables, rígidos para conservar su forma sin alteraciones y estar diseñados para soportar el proceso de colocación del concreto así como el vibrado.

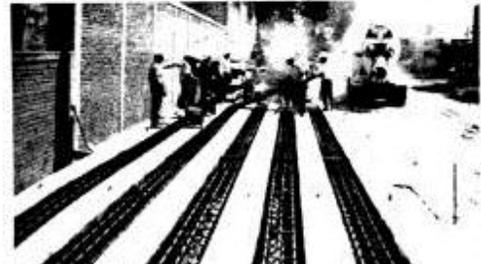
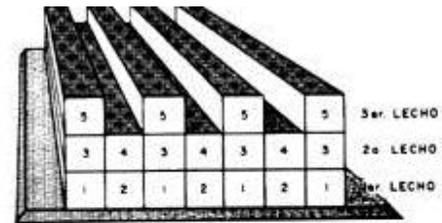


Figura 2.28

Colados de Pilotes de Sección cuadrada

En nuestro medio el material más empleado para la elaboración de moldes para pilotes es el metálico, debido a su durabilidad y rigidez además de proporcionar un buen acabado.

Los moldes o cimbras mas comunes por su facilidad de manejo tanto en su instalación como en el colado son los que se emplean para pilotes de sección cuadrada y es común el realizar el ciclo de fabricación de manera tal que de ser posible usar los mismos pilotes ya colados en la primera fase como cimbra de las siguientes como se ve en la figura 2.28.

Antes de proceder a colar los pilotes se recomienda colocar un recubrimiento en la superficie de contacto de la cimbra para facilitar el despegue ya sea que los pilotes mismos sean utilizados como cimbras, lo mismo para cuando son

colados en moldes para facilitar el desmoldado, dicho recubrimiento puede ser a base de grasas, aceite quemado, o parafina con diesel.

2.4.4 Acero de Refuerzo

El acero de refuerzo se debe colocar con precisión y protegerse adecuadamente contra la oxidación y otro tipo de corrosión antes de colar el concreto. Antes de comenzar el armado es importante que el acero de refuerzo haya estado protegido de la intemperie colocado en tarimas de preferencia techadas así como cubierto con plástico. Todo el acero de refuerzo antes de colocarse en el molde debe estar libre de costras de oxido, suciedad, grasa, aceite u otros lubricantes o substancias que pudieran limitar su adherencia con el concreto.

2.4.5 Concreto

El tipo de cemento empleado para la fabricación de los pilotes prefabricados si no va a estar sujeto al ataque de sulfatos del suelo o del agua es del tipo I, para pilotes de concreto en contacto con agua o aire, se puede usar cemento de tipo I, II, III o IV, mientras que para ambiente marino se recomienda el tipo II o cemento puzolanico. En pilotes expuestos a ambientes marinos se emplean aditivos inclusores de aire. Las cantidades adecuadas de aire incluido en el concreto varia entre 4 a 8%, dependiendo del tamaño del agregado grueso.

El agua para curado, para lavar los agregados y para mezclar el concreto deben estar libres de aceites, materiales orgánicos y otras sustancias que puedan ser perjudiciales al concreto o al acero y contener bajas concentraciones de cloruros (<1000ppm) y de sulfatos (<1000ppm) en el caso de concreto reforzado.

Para fines de durabilidad, los pilotes de concreto deben tener cuando menos 336kg de cemento por metro cúbico de concreto. En medios agresivos como el mar, se recomienda cuando menos 391kg aunque en ocasiones se prefieren 420kg.

El volumen óptimo de agua de mezclado es en realidad la menor cantidad que pueda producir una mezcla plástica y alcanzar la trabajabilidad deseada para la colocación más eficiente del concreto. La durabilidad del concreto disminuye al aumentar la relación agua – cemento.

Según algunos autores, recomiendan limitar el revenimiento de una mezcla de concreto a un mínimo compatible con los requerimientos y métodos de colocación, de 0 a 7.5cm para pilotes precolados.

Todo concreto debe mezclarse hasta obtener una distribución uniforme de los materiales y se debe descargar en su totalidad antes de volver a llenar la mezcladora.

La compactación del concreto debe hacerse con vibradores de alta frecuencia. Como se mencionó anteriormente los moldes deben ser lo suficientemente rígidos para resistir el desplazamiento o los daños debidos a la vibración.

El concreto debe mantenerse arriba de 10 °C y en estado húmedo cuando menos durante 7 días después de su colocación o hasta alcanzar la resistencia suficiente, para evitar deformaciones.

Las resistencias que se requieren para pilotes prefabricados son de 300kg/m³ si el hincado se realiza en suelos blandos a medios y de 350kg/m³ si se trata de suelos de medios a duros.

2.4.6 Colocación del Concreto

Se puede realizar empleando bombas mediante canalones, con carretillas, u otros. La forma mas común de verter el concreto es manualmente y bombas.

2.4.7 Manejo y Almacenamiento Temporal

Para retirar los pilotes de las camas de colado, transporte y almacenaje de los mismos, se preparan ciertos puntos a lo largo del pilote, estructuralmente apropiados para esas maniobras, para reducir al mínimo los esfuerzos a los que se somete al pilote.

Los puntos de izaje están constituidos por

“orejas” de varilla, cable de acero o placa, que se fijan previamente al acero de refuerzo y quedan ahogadas en el concreto, figura 2.29. También se puede



Figura. 2.29

Diferentes soluciones para los puntos de izaje

emplear en algunos casos tubos embebidos dentro del pilote, preferiblemente de PVC.

Cuando el pilote se maneja en distintos puntos de izaje, en la figura 2.30 se muestran diferentes arreglos, siendo L la longitud del pilote.

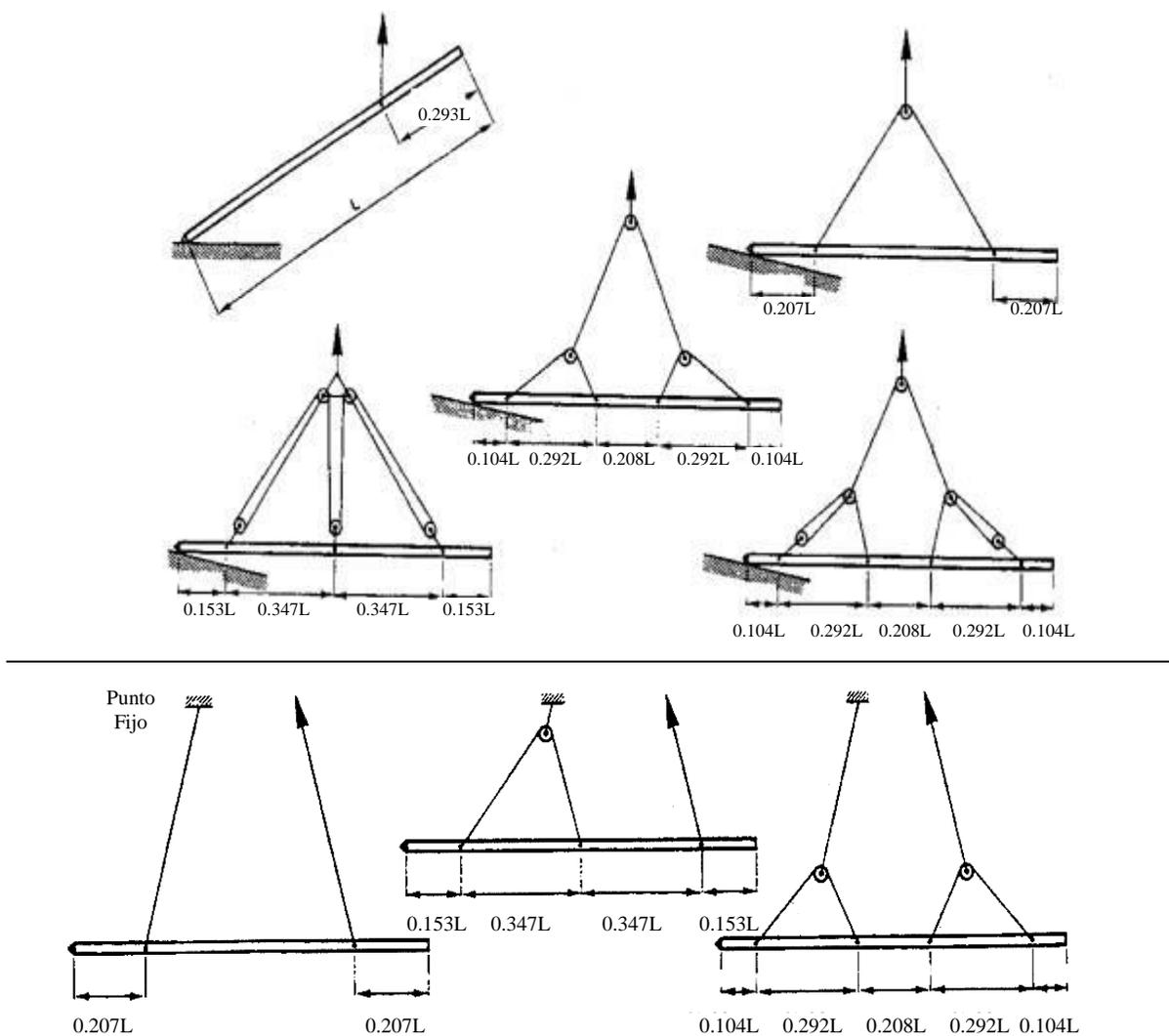


Figura. 2.30

Puntos de izaje con uno y dos cables

El empleo de balancines es recomendable cuando son dos o más puntos de izaje para el transporte de pilotes, Figura 2.31.

Los pilotes se deben manejar y almacenar en forma tal que no se dañen. La resistencia del concreto en el momento en que despegue de la cama de colado dependerá del número de puntos de izaje, y por ello, del momento máximo que se le aplica al pilote.

En la figura 2.32 se muestran pilotes estibados, conservando los puntos de apoyo en el mismo plano vertical que los puntos de izaje.

Es importante que los apoyos estén distribuidos adecuadamente porque un apoyo que no este a una misma distancia que los otros puede provocar esfuerzos flexionantes en el pilote lo que produciría algún daño en los mismos,

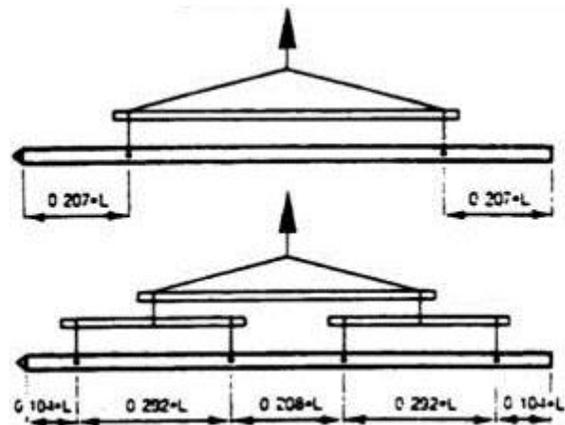


Figura. 2.31

Colados de Pilotes de Sección cuadrada

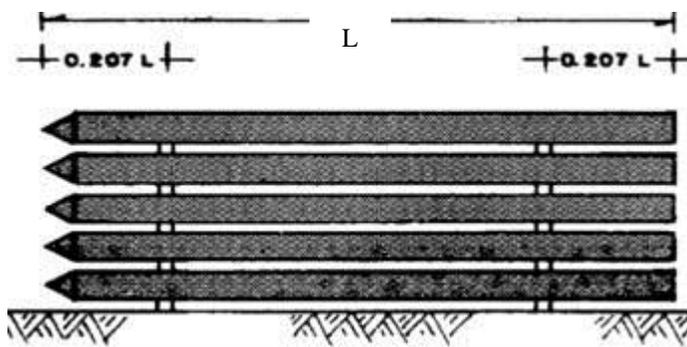


Figura 2.32

Almacenaje de pilotes horizontales

por eso es importante que las distancia entre apoyos de todos los pilotes cuando están entibados.

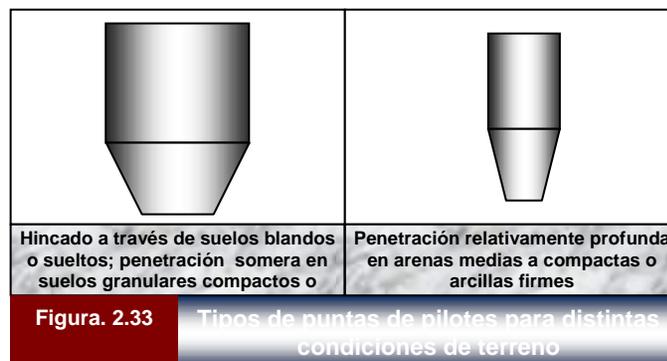
2.4.8 Tolerancias

Los pilotes de concreto precolado deben fabricarse dentro de las siguientes tolerancias en dimensión, o las indicadas en el proyecto, ver tabla 2.6:

Tabla 2.6 Tolerancias en Dimensiones ²³	
Longitud	± 10 mm por cada 3000mm de longitud
Ancho o diámetro	De - 6mm a + 13mm
Cabeza: desviación del plano perpendicular al eje del pilote	± 20mm por cada 1000mm
Cabeza:	± 3mm
Irregularidades en la superficie	
Desviación	1mm por cada 1000mm
Espesor de la pared en pilotes huecos	De - 6mm a + 10mm
Hueco interno	Dentro de ± 10mm de su localización En planta
Recubrimiento	De -3mm a +6mm
Espaciamiento de espiral o estribos	± 13 mm

2.4.9 Puntas para pilotes

Existen distintas formas de puntas para pilotes, dependiendo del suelo por hincar. En la figura 2.33 se muestran puntas recomendadas por Tomlinsom, 1977.



²³ Fuente: Manual de Construcción de Cimentaciones Profundas, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 2001

Cuando las condiciones de hincado son muy severas, las puntas de los pilotes pueden estar sujetas a esfuerzos de compresión altos. En estos casos, es recomendable colocar una punta adicional al pilote. Un tipo común de punta para pilotes, es una sección metálica H, embebida en la punta del pilote.

2.4.10 Proceso de Hincado de Pilotes

La operación de introducir el pilote en el terreno se llama hincado del pilote, esta se lleva a cabo mediante equipo de hincado previamente seleccionado, se detallara mas adelante sobre este aspecto.

Antes de proceder al hincado de pilotes es importante que sobre el terreno estén colocados los puntos donde se va a

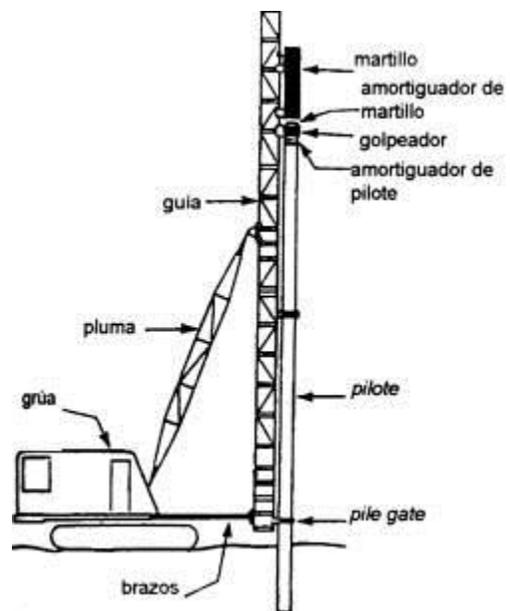


Figura. 2.34 Componentes principales para hincado de Pilotes

proceder con el hincado, dicho trazo se hace a través de la topografía, señalando en el sitio donde se va a hincar cada pilote.

También para realizar exitosamente el hincado de los pilotes, es preciso seleccionar el equipo y accesorios mas eficientes, de acuerdo a cada obra en particular, para que lo pilotes sean hincados dentro de las tolerancias especificadas, sin sufrir daño, en el menor tiempo posible. Los elementos principales que componen el hincado se muestran en la figura 2.34: grúa, guía,

martillo, gorro. Otros elementos como seguidores, perforación previa, chifloneo, también se deben tomar en cuenta.

2.4.11 Guías

Son estructuras que se integran a las plumas de las grúas y que sirven para mantener la alineación del sistema martillo pilote, para que los golpes sean concéntricos, deslizando el martillo de hincado, el dispositivo de disparo y el pilote; su configuración depende del tipo de aplicación.

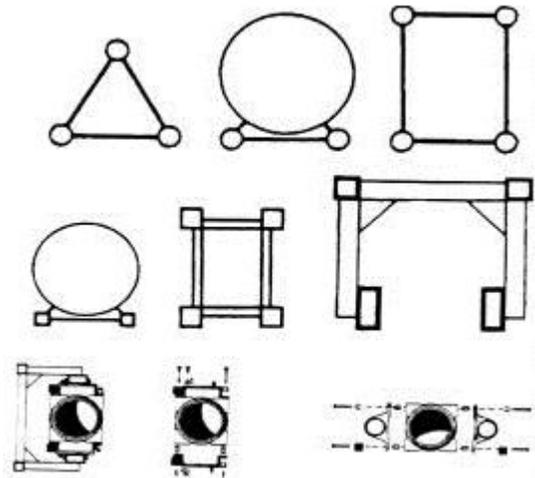


Figura 2.35

Diversos tipos de guías para Pilotes (Delmag)

Existen diversas geometrías que se utilizan como estructura de guía o resbaladera; en la figura 2.35 se muestran algunas. Las más utilizadas son las de tipo cajón, que permiten utilizarse en todas las configuraciones mencionadas más adelante, y las triangulares.

2.4.12 Ayudas al Hincado

a) Perforación Previa

En algunos casos, se efectúa perforaciones previas al hincado de los pilotes cuyo objeto es servir de guía o facilitar el hincado para alcanzar los estratos resistentes o evitar movimientos excesivos en la masa del suelo adyacente.

Para atravesar materiales arcillosos blandos, sensitivos con alto contenido de agua, es practica común realizar las perforaciones sin extraer el material, remoldeandolo enérgicamente mediante rotación dentro del agujero, utilizando una broca en espiral.

El diámetro de la perforación previa puede variar, entre el inscrito dentro de la traza del pilote, y el circunscrito del mismo, dependiendo de la estratigrafía de cada sitio.

Es importante definir la dimensión de la perforación previa, así como el grado de extracción que se requiera, ya que influirán en el comportamiento por fricción del pilote, además de afectar la hincabilidad del mismo.

b) Chiflón de Agua

Es posible utilizar un chiflón de agua (o una mezcla con aire, bentonita o cemento) para ayudar a la penetración de un pilote dentro de un estrato de arena compacta o grava arenosa. El chifloneo es menos efectivo en arcillas firmes o que contengan grava gruesa o boleos.

El chifloneo puede ayudar al hincado de diversas maneras; la presión puede erosionar al suelo en la punta del pilote; adicionalmente, el flujo del fluido utilizado puede reducir la fricción lateral a lo largo del pilote. Sin embargo, el efecto de este sistema en la capacidad de carga del pilote debe ser tomado en cuenta.

Al usar una mezcla que contenga cemento, se reduce la fricción lateral durante el hincado. Al finalizar el endurecimiento de la mezcla puede incrementar la capacidad de carga del pilote.

Es esencial contar con la cantidad suficiente de agua para el chifloneo, como se indica en la tabla 2.7.

Suelo	Gasto l/s
Arena fina	15 – 25
Arena gruesa	24 – 40
Grava arenosa	45 – 600

Se requerirá cuando menos una presión de 500 kPa, y eventualmente mas. Es necesario tener cuidado al chiflonear cerca de cimentaciones existentes o cerca de pilotes hincados a profundidades mas someras que el nivel de chifloneo.

c) Selección del Martillo

En la implementación de los martillo para el hincado de los pilotes es necesario conocer y definir las características de éstos, ya que la utilización de un martillo inadecuado producirá daños estructurales al pilote ocasionando que éste ya no sea utilizable para el proyecto, o un martillo muy pequeño puede no generar la capacidad de carga necesaria para el hincado de los mismos.

Existen varios métodos para determinar la capacidad necesaria de un martillo:

²⁴ Fuente: Manual de Construcción de Cimentaciones Profundas, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 2001.

- **Formulas dinámicas.** Se requiere evitar este tipo de formulas, ya que no son adecuadas para este propósito. El uso de este tipo de formulas es cada vez menos debido a la complejidad de los equipos modernos.
- **Reglas empíricas.** Para una primera aproximación se pueden utilizar como una guía practica, antes de otro tipo de análisis. A continuación se presentan algunas reglas comunes de este tipo, ver tabla 2.8.

Tabla 2.8 Reglas empíricas para determinar energías de hincado ²⁵	
Tipo de pilote	Relación martillo/ pilote (Harris, 1983)
Concreto	$W \sim 0.3 \text{ a } 0.5 P$
Tubo de acero	$W \sim 0.5 \text{ a } 2.0 P$ arena seca $W \sim 2.0 \text{ a } 2.5 P$ arena saturada $W \sim 2.5 \text{ a } 3.0 P$ arcilla
Sección H	$W \sim 2.5 \text{ a } 2.0 P$
W: peso del pistón del martillo. P: peso del pilote	

Energía > 3 N.m por cada kg de pilote.

Estas reglas están basadas en las siguientes hipótesis:

- Martillos diesel de acción sencilla
- Pilotes de punta
- Hincado sin perforación previa

Martillos de doble acción: $W \sim 0.5 \text{ a } 1.0 P$

- **Análisis de ecuación de onda.** Es el mejor método para seleccionar el equipo de hincado. Con esta técnica se puede evaluar la facilidad de un

²⁵ Fuente: Manual de Construcción de Cimentaciones Profundas, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 2001

pilote para ser hincado a una determinada profundidad y obtener su capacidad de carga de diseño; asimismo, pueden establecerse las características de los martillos de hincado, así como el tipo de amortiguador utilizado.

De estos análisis se puede determinar el tipo de martillo adecuado para alcanzar la profundidad y capacidad indicadas, incluyendo los niveles de esfuerzo que se generan durante el hincado.

La forma de realizar este análisis es mediante programas de computadora, Globe and Rauche, 1987, Lowery, 1999 y otros elaboraron programas para este fin.

d) Secuencia de Hincado

El principio del orden de hincado debe ser hacia la línea de menor resistencia: alejándose de un edificio existente o alejándose de otros pilotes ya hincados; hacia un cuerpo de agua (lago, río) para evitar forzar los pilotes que posteriormente se hincan lejos del agua.

Deben tomarse en cuenta los siguientes aspectos constructivos y tácticos:

- a) Transporte de los pilotes del punto de almacenamiento al lugar de hincado
- b) Movimiento mínimo del equipo
- c) Las partes de la estructura que necesiten construirse primero

d) Posibilidad de usar los pilotes ya hincados como soporte temporal del equipo.

e) Instalación del Pilote

Después del retiro y transporte de los pilotes de las camas de colado al lugar de hincado es conveniente:

- Colocar marcas a una separación máxima de 100cm, a todo lo largo del pilote, con el fin de determinar con facilidad el numero de golpes necesarios para cada metro de hincado; además de servir de guía para ir chequeando que se ha llegado a la profundidad requerida. Con respecto al criterio de rechazo, cuando se ha hecho una adecuada exploración del suelo donde se apoyara el pilote en el caso que sea por punta, algunos autores proponen que para evitar un sobrehincado del pilote establece un numero de golpes de 3 a 5 para hincar 1 cm, si no penetra se puede establecer que el pilote ha alcanzado la longitud requerida.
- Colocarlo en el punto correcto de su ubicación o en la perforación previa, si existe, en los planos, y como se había mencionado anteriormente ubicar dichos puntos a través de la topografía.
- Orientar las caras del pilote, si es requerido.
- Acoplar la cabeza del pilote al golpeador del martillo.

Colocar en posición vertical o en el ángulo requerido, si se trata de pilotes inclinados, tanto el pilote como la guía del martillo, corrigiendo la posición de la grúa, la pluma y la guía, hasta lograrlo.

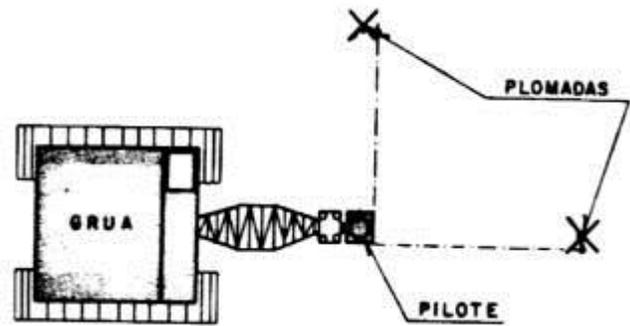


Figura 2.36

Posicionamiento vertical de un pilote con ayuda de plomadas

- Para lograr la verticalidad del pilote se emplean dos plomadas de referencia colocadas en un ángulo de 90° teniendo como vértice el pilote, ver figura 2.36.
- Accionar el disparador del martillo, con lo cual se inicia propiamente el hincado del pilote.

La instalación de pilotes de concreto debe efectuarse de tal manera que se garantice la integridad estructural del pilote y se alcance la integración deseada con el suelo, en forma tal que el pilote pueda adecuadamente cumplir con su objetivo.

Los martillos de hincado pesados con baja velocidad de impacto, son más efectivos que los martillos ligeros con alta velocidad.

La localización se define generalmente cuando el pilote se coloca en su posición de hincado. El tratar de corregir la posición una vez hincado a menudo da lugar a flexión excesiva y a daños en el pilote. Es casi imposible corregir la

verticalidad una vez comenzado el hincado, sin que se generen esfuerzos flexionantes.

Durante el proceso de hincado de los pilotes es indispensable llevar un registro en donde se anote el número de golpes del martillo, necesario para hincar un tramo de pilote, sobre todo en los últimos metros, con el fin de poder determinar la energía de rechazo especificada para pilotes de punta y conocer la variación de la adherencia en los pilotes de fricción, de tal forma, suspender el hincado por haber alcanzado la capacidad de carga requerida.

f) Cuidados Generales

1. Para reducir los esfuerzos de hincado, es recomendable usar un pistón pesado con baja velocidad de impacto (carrera corta), para obtener la energía de hincado deseada, en vez de un pistón ligero con una alta velocidad de impacto (carrera larga). Los esfuerzos de hincado son proporcionales al peso y velocidad de impacto del pistón.
2. Reducir la velocidad del pistón, o la carrera del mismo, al principio del hincado, cuando se encuentren suelos de baja resistencia.
3. Si se espera un hincado difícil, es conveniente proteger la cabeza del pilote por medio de placas amortiguadoras ancladas al acero de refuerzo del pilote. Estas placas amortiguadoras se les denomina “casquetes”, los cuales están integrados por una estructura monolítica de acero en forma de caja. En la parte superior se coloca el amortiguador del martillo o sufridera,

que puede ser de madera, material plástico o trozos de cable de acero y sobre ella una placa metálica. Ver figura 2.37. En la parte inferior, que es la parte del contacto entre el martillo y el pilote, se coloca un colchón de madera, denominado amortiguador del pilote. Ambos

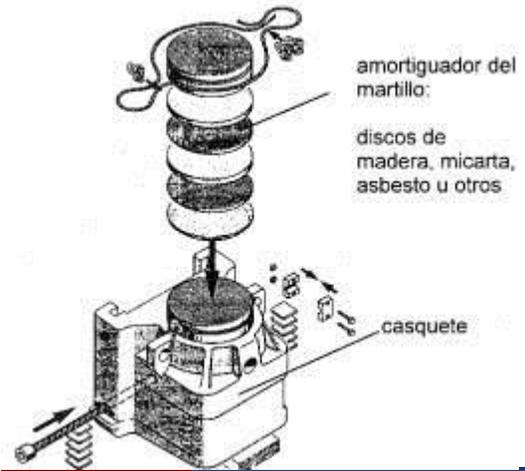


Figura 2.37

Amortiguador de Martillo

amortiguadores deben ser capaces de transmitir la energía del golpe hacia el pilote. El casquete debe ajustarse en la cabeza del pilote, con suficiente holgura para permitir un acomodo adecuado, pero conservando la geometría del pilote, evitando que el golpe del martillo se aplique afuera de su eje.

En la figura 2.38 se muestran diversas combinaciones de amortiguadores. En la tabla 2.9 se muestran algunos tipos de martillos.

4. Al empalmar los pilotes, se debe verificar la verticalidad del pilote a lo largo de cada junta a medida que avanza el hincado.

Tabla 2.9 Tipos de Martillos para hincado de pilotes²⁶

Tipo de Martillo	Marca	Modelo	Capacidad de carga Kg – m	Peso pistón Kg	Peso total Kg
Diesel	APE	D 19 – 32	5.91	1900	3538
		D 30 – 32	9.66	3000	5514
		D 36 – 32	11.59	3600	7491
	BSP	DE 30C	3.73	1361	3447
		De 50C	5.19	2259	4672
	Delmag	D2	25	2.5	359
D4		50	379	617	
D5		125	499	1238	
Aire / vapor	BSP	200	2	22	156
		300	4	31	306
		500N	16	91	1143
	Conmaco	50	207	2268	4808
		65	269	2948	5489
		50E5	345	2268	4990
Hidráulicos	BSP	HH 3	360	3000	5250
		HH 5	600	5000	7250
		HH 7	840	7000	9250
	DCP	HPH 1200	120	1040	3000
		HPH 2400	2.4	1900	6000
	DKH - Pilemer	4	480	4000	8000
5		600	5000	9000	
7		840	7000	10000	
vibratorios	APE	50	H	0/1980	60
		100	H	400/1670	60
		150	H	400/1800	80
	ICE	1412	H	400/1200	100
		812	H	400/1600	50
		612	H	400/1200	40
	MKT	V-36	H	1600	80
		V-30	H	1600	80
		V-20	H	1650	40

²⁶ Fuente: Manual de Construcción de Cimentaciones Profundas, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 2001

A continuación se mencionaran brevemente dos tipos de hincado de pilotes, los cuales requieren técnicas y equipos especiales para la colocación de los mismos en condiciones diferentes.

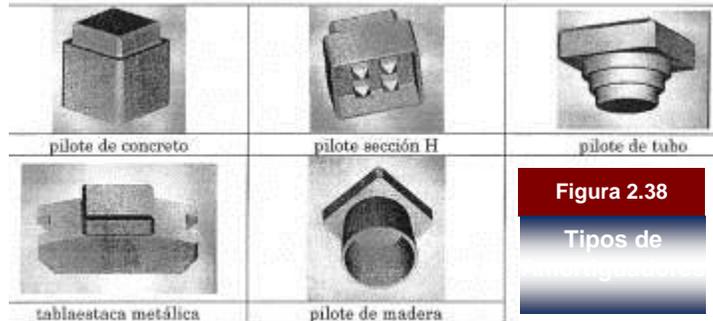


Figura 2.38

Tipos de

pilotes

2.4.13 Pilotes Inclinaados

Cuando es necesario hincar pilotes inclinados, figura 2.39, debe revisarse la posible interferencia con los pilotes adyacentes; este riesgo aumenta con la longitud del pilote, la flexibilidad del mismo y el

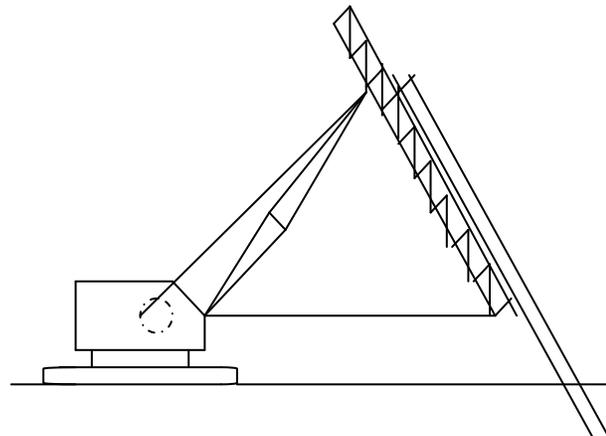


Figura 2.39

Hincado de pilotes inclinados

ángulo de inclinación. La energía de hincado del martillo se ve disminuida con la inclinación del pilote, como se muestra en la figura 2.40.

Para una mejor comprensión del gráfico 2.40, explicamos a continuación el cálculo efectuado para dos tipos de ángulos de inclinación, y obtener así, sus respectivas energías de hincado.

Para $\alpha = 15^\circ$ y $\mu = 1.0$

$$\begin{aligned} \text{Energía de hincado (\%)} &= \frac{\cos \alpha - \mu \operatorname{sen} \alpha}{\cos \alpha + \mu \operatorname{sen} \alpha} * 100 \\ &= \frac{\cos(15) - (1)\operatorname{sen}(15)}{\cos(15) + (1)\operatorname{sen}(15)} * 100 \\ &= \mathbf{0.58\% \text{ (para } \alpha = 15^\circ)} \end{aligned}$$

Para $\alpha = 35^\circ$ y $\mu = 1.0$

$$\begin{aligned} \text{Energía de hincado (\%)} &= \frac{\cos(35) - (1)\operatorname{sen}(35)}{\cos(35) + (1)\operatorname{sen}(35)} * 100 \\ &= \mathbf{0.18\% \text{ (para } \alpha = 35^\circ)} \end{aligned}$$

Tal como muestran los resultados, a medida que aumenta el ángulo de inclinación, disminuye el porcentaje de energía de hincado.

2.4.14 Hincado en Agua

El hincado en agua puede realizarse utilizando módulos flotantes ver figura 2.41 (a) barcazas simples (b) o auto – elevables (c).

Esta ultima opción se utiliza cuando el recorrido de mareas o las corrientes de agua impiden el hincado con barcazas flotantes.

Para la ubicación de los puntos de hincado de pilotes, así como para el auxilio de las maniobras, es frecuente utilizar estructuras que se apoyan en el suelo o roca del fondo, conocidas como escantillón.

Casi todos los pilotes para estructuras marítimas y fluviales pueden ser hincado desde la superficie; sin embargo, en algunos casos, es preferible hincarlos debajo del agua.

Esto elimina el uso de seguidores, que añaden peso al sistema.

Algunos martillos hidráulicos pueden usarse bajo el agua.

La central hidráulica se encuentra generalmente en una barcaza, y las mangueras y cables se extienden bajo el agua. En estos casos, es posible utilizar también martillos hidráulicos vibratorios.

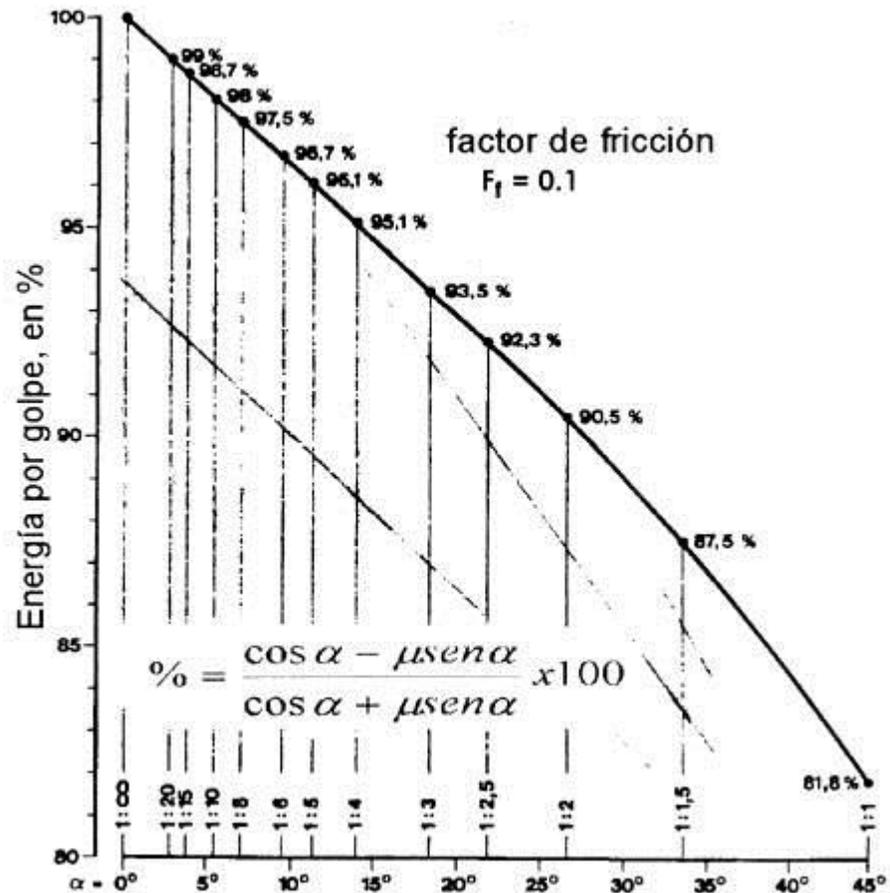


Figura 2.40

Reducción de la energía de impacto con la inclinación del pilote (→) (Delmag)



Figura 2.41 Diferentes tipos de torres para la construcción de pilotes en agua

2.5 PROCESO CONSTRUCTIVO DE MICROPILOTES

Como se mencionó anteriormente estos elementos pueden ser empleados de acuerdo con los siguientes objetivos:

- a) Para recalces de obras existentes
- b) Como cimentaciones profundas
- c) En consolidación de terrenos y cimentaciones de elementos de carga mediante inyecciones
- d) Estabilización de excavaciones mediante una pantalla de micropilotes

Los micropilotes son un sistema constructivo patentizado por lo que la información acerca de ellos no es muy accesible, sin embargo, en este capítulo se explicará de forma general el proceso constructivo y en el capítulo tres, se detallará algunas de las técnicas empleadas en la aplicación de estos elementos en recalces y anclajes.

La construcción de los micropilotes puede describirse a través de los siguientes pasos:

- Trazo
- Perforación
- Introducción de tubo de acero
- Inyección de Vaina y Bulbo

2.5.1 Trazo

Este paso es idéntico que el empleado para la construcción de pilas y pilotes colados en el sitio. Ver ítem 2.2.1.

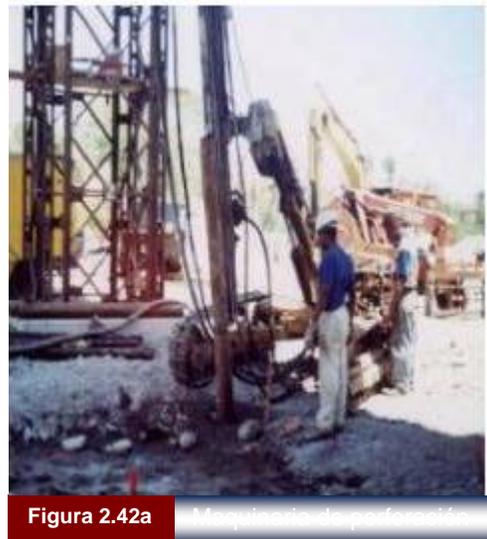


Figura 2.42a

Maquinaria de perforación



Figura 2.42b

Dig Beaver

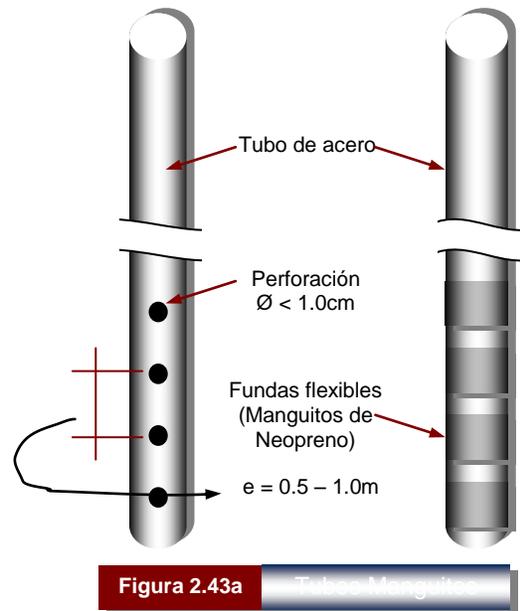
2.5.2 Perforación

Ésta se realiza de forma manual o mecanizada a través de barrenos manipulados directamente por obreros o a través de barrenos conectados a maquinarias como: bobcats, “big Beaver”, u otro tipo de maquinaria (ver figura 2.42a y b).

Los diámetros frecuentemente empleados para la perforación de estos elementos oscilan entre 10 a 25cm.

2.5.3 Introducción de tubo de acero

Este tubo de acero es colocado en la excavación previamente realizada, el cual posee perforaciones laterales en una longitud determinada que servirá para la inyección del bulbo, y por tanto, esta sección se ubicará desde el nivel de desplante del micropilote. Estos orificios o perforaciones laterales son espaciados entre 0.5 a 1.0m dentro de la longitud



considerada para la inyección del bulbo y su diámetro es menor a 1cm. Se cubren con fundas de hule flexible llamadas: “manguitos” cuyo material es a base de neopreno; el objeto de estos dispositivos es impedir que el mortero de



la vaina ingrese al interior del tubo de acero; ésto se explica en el siguiente paso. En la figura 2.43a se muestra los tubos de acero (o tubos manguitos) y en la figura 2.43b la instalación de los mismos. Este tubo deberá estar separado del fondo de la excavación para evitar la corrosión del mismo.

2.5.4 Inyección de Vaina y Bulbo

Una vez colocado el tubo de acero, se inicia la etapa de inyección de la vaina, la cual está conformada por un mortero de baja resistencia que cubrirá el área anular entre el suelo y el tubo; la arena que forma parte del mortero, es tamizada por la malla #4. El revenimiento de este mortero oscila entre 3" a 4", sin embargo, es necesario aumentar su trabajabilidad para poder realizar la inyección, por lo que se utilizan aditivos fluidificantes para aumentar el revenimiento a 8". Para realizar la inyección de la mezcla del cemento, arena, agua y fluidificante es necesario hacerla a través de una máquina especial llamada: "Bomba de Morteros", sin embargo, es poco frecuente que las empresas constructoras cuenten con este equipo; en su defecto, utilizan un equipo similar denominado: "Bomba de Lodos", la cual solamente permite mezclas de agua y cemento, sin embargo se tiene el riesgo de que se ocasionen fracturas por contracción, debido al alto contenido de cementante. Para colar la vaina se cubre el tubo de acero en la parte superior, y posterior a ello, se inicia el vertido del mortero entre el espacio comprendido del tubo y las paredes de la excavación hasta cubrirlo completamente. Cuando el mortero comienza a fraguar, aproximadamente dos horas después del vertido, comienza la etapa de inyección del mortero de alta resistencia para generar el bulbo.

Para ello, se utilizan mangueras que se introducen en el tubo de acero y se conectan a una bomba de inyección; ésta impulsa el mortero fino a una presión no menor de 25 PSI (medida en la boquilla), el cual sale por los orificios

laterales, fracturando la vaina y pasando hasta el suelo circundante. Los “manguitos” o fundas flexibles evitan que el mortero inyectado a presión regrese al tubo, ya que genera un sello desde afuera hacia dentro del mismo.

La presión de inyección deberá ser capaz de hacer fisuras tanto en la vaina



Figura 2.44

Inyección de Mortero y Bulbo

como en el suelo circundante para poder incrementar el diámetro del micropilote, es decir, se forme el bulbo requerido para alcanzar la capacidad de carga establecida para el elemento. Cuando se ha finalizado la etapa de inyección, se llena el interior del tubo con mortero de alta resistencia para protegerlo de la corrosión. En la figura 2.44 se muestra la etapa de inyección de un micropilote.

El control de calidad en la construcción de cualquier obra es indispensable, y entre los aspectos más importantes a considerar en los procesos constructivos de cimentaciones profundas se describen en el siguiente ítem.

2.6 CONTROL DE CALIDAD

El control de calidad es una actividad indispensable en la construcción de cualquier obra, la cual debe ser ejecutada por el mismo constructor y ser el nexo entre éste y la supervisión.

La calidad es un conjunto de propiedades y características de un producto o servicio que le dan la aptitud de satisfacer los requisitos expresados o tácitos, por lo tanto, el control de la calidad estará basado en las normas, reglamentos y documentos aplicables al contrato así como a las especificaciones propias del mismo.

Para llevar el control de calidad, el constructor deberá destinar la cantidad de recursos necesarios para formar la Unidad de Control de Calidad, la cual garantizará en todo el desarrollo de la obra, que se realicen los correctos procedimientos constructivos, ensayos y documentos requeridos por las especificaciones técnicas del contrato.

Esta unidad estará formada por un ingeniero a cargo de la misma, quien deberá poseer la experiencia necesaria para dicho cargo, así como por una brigada topográfica, inspectores y laboratoristas que verificarán todas las condiciones necesarias para la recepción y conformidad de la obra ejecutada.

A continuación se explican los elementos básicos que deben ser registrados para llevar a cabo el plan de control de calidad.

a) Acero de refuerzo

El acero de refuerzo debe satisfacer los requisitos de calidad establecidos en la norma ASTM A615 del tipo lingote, para varillas lisas, varillas corrugadas, que se emplean para el refuerzo del concreto, además de la prueba de doblado establecida en la misma y por consiguiente, cumplir con las características físicas y químicas que se establecen en dichas normas.

1) Características Físicas y Mecánicas

Se refieren a la resistencia a la tensión, al diámetro, peso unitario, dimensiones y espaciamiento de las corrugaciones, y doblado.

Las varillas de acuerdo a esta norma se clasifican conforme a su límite de fluencia mínimo, en dos grados, tal como muestra tabla 2.10:

Tabla 2.10 Clasificación del Acero	
Grado	f_y
40	2800
60	4200

f_y = Limite de fluencia

En la tabla 2.11 se presentan los números de designación para barras corrugadas, pesos nominales, dimensiones nominales y requisitos de corrugado según lo establecido por la norma ASTM A 615. Además en la tabla 2.12 se presentan los valores mínimos de resistencia a fluencia, así como los valores de máxima resistencia a la tensión para varillas de grado 40 y 60, como también los porcentajes mínimos de elongación.

Tabla 2.11 Número de designación para barras corrugadas, pesos nominales, dimensiones nominales y requisitos de corrugado, según norma ASTM – A 615

N° de designación de barra	Peso Nominal Kg/m	Dimensiones nominales			Requisitos de corrugado en mm		
		Diámetro mm	Área de la Sección Transversal cm	Perímetro en mm	Espaciamiento Promedio máximo	Altura Promedio mínima	Garganta Máxima en 12.5% del perímetro nominal
3	0.560	0.952	0.71	29.9	6.7	0.38	3.5
4	0.994	1.270	1.29	39.9	8.9	0.51	4.9
5	1.552	1.588	2.00	49.9	11.1	0.71	6.1
6	2.235	1.905	2.84	59.9	13.3	0.96	7.3
7	3.012	2.222	3.87	69.9	15.5	1.11	8.5
8	3.973	2.540	5.10	79.9	17.8	1.27	9.7
9	5.059	2.865	6.45	90	20.1	1.42	10.9
10	6.403	3.226	8.19	101.4	22.6	1.62	11.4
11	7.900	3.581	10.06	112.5	25.1	1.80	13.6
14	11.381	4.300	14.52	135.1	30.1	2.16	16.5
18	20.238	5.733	25.81	180.1	40.1	2.59	21.9

Tabla 2.12 Requisitos de tensión, fluencia y elongación según norma ASTM – A 615

	Grado 40	Grado 60
Máxima resistencia a la tensión valor mínimo PSI. (MPa)	70, 000 483	90, 000 621
Limite de fluencia mínimo PSI (Mpa)	40, 000 276	60, 000 414
Elongación en 8 pulgadas % mínimo		
3	11	9
4, 5, 6	12	9
7	11	8
8	10	8
9	9	7
10	8	7
11	7	7
14	-	7

En lo que respecta al doblado de las varillas, la norma ASTM A 615 establece los requerimientos para el ensayo de las mismas, las cuales se detallan en la tabla 2.13

Tabla 2.13 Especificaciones del diámetro del pin para el ensayo de doblado, según norma ASTM – A 615

Numero de designación de barra	Diámetro del vástago para ensayo de doblado	
	Grado 40	Grado 60
3, 4, 5	4d*	4d*
6	5d*	5d*
7, 8	5d*	6d*
9, 10, 11	5d*	8d*

* d = diámetro de la varilla

2) Características químicas

Deberá verificarse que en el análisis de la colada el contenido de fósforo no exceda de 0.05% y que en el análisis del producto terminado no exceda de 0.0625%.

3) Muestreo

Para los ensayos de tensión, doblado y determinación de las características dimensionales y de las corrugaciones, se deben tomar tres muestras de cada diámetro por cada diez toneladas o fracción o por cada embarque o entrega, lo que sea menor.

4) Una muestra para cada determinación

Para los análisis químicos de la colada y del producto terminado, se debe tomar una muestra de la colada durante el vaciado y en varillas representativas de dicha colada, respectivamente.

b) Agua

El agua para la fabricación de los lodos de perforación y del concreto deberá ser limpia, fresca y libre de materia orgánica e inorgánica, ácidos y álcalis, en suspensión o solución, y de cualquier sustancia que pueda causar efectos deletéreos en el concreto, en cantidad tal que puedan afectar la calidad y durabilidad del lodo de perforación o del concreto. Se podrá obtener de fuentes públicas o de pozos, pero no de las excavaciones. No deberá utilizarse agua no potable para elaborar concreto, a menos que se cumpla con las siguientes condiciones:

- Selección de las proporciones del concreto debe basarse en mezclas de concreto utilizados de las mismas fuentes.
- Los cubos de mortero para pruebas, hechos con agua no potable, no deben tener resistencias que varíen a los 7 y 28 días, en más de un 10% de la resistencia de muestras similares hechas con agua potable o destilada. La comparación de muestras idénticas, excepto por el agua de mezclado, elaborados y probados de acuerdo con la norma ASTM C-109 "Método de prueba para esfuerzos de compresión de morteros de cemento hidráulico".

En la tabla 2.14 se presentan valores que establecen los límites permisibles de sales e impurezas que deben contener las aguas necesarias para la elaboración de lodos de perforación y el concreto.

Tabla 2.14 Valores característicos y límites máximos tolerables de sales e impurezas para Aguas no Potables²⁷.

Impurezas	Límites en ppm	
	Cemento rico en calcio	Cemento sulfato resistente
Sólidos en suspensión:		
En aguas naturales (limos y arcillas)	2000	2000
En aguas recicladas (finos de cemento y agregados)	50000	35000
Cloruros, como CL*		
Para otros concretos reforzados en ambiente húmedo o en contacto con metales, como aluminio, hierro galvanizado y otros similares***	700	1000
Sulfatos, como SO ₄ *	3000	3500
Magnesio, como Mg ⁺⁺ *	100	150
Carbonatos, como CO ₂	600	600
Dióxido de carbono, disuelto como CO ₂	5	3
Álcalis totales, como Na ⁺	300	450
Total de impurezas en solución	3500	4000
Grasa y aceites	0	0
Materia orgánica (oxígeno consumido en medio ácido)	150	150
Valor del PH	No menos de 6	No menor de 6.5

* Las aguas que excedan los límites enlistados para cloruros, sulfatos y magnesio, podrán emplearse si se demuestra que la concentración calculada de estos compuestos en el agua total de la mezcla, incluyendo el agua de absorción de los agregados u otros orígenes, no excede dichos límites.

*** Cuando se use cloruro de calcio (CaCl₂) como aditivo acelerante, la cantidad de este deberá tomarse en cuenta para no exceder el límite de cloruros que se muestran en la tabla.

c) Agregado fino

Material conocido como arena, que pasa por la malla 9.52mm (3/8") y se retiene en la malla 0.15mm (# 100).

El agregado fino esta formado por el material natural, natural procesado, una combinación de ambos o artificial.

Las normas que rigen en nuestro medio la calidad de los agregados finos son:

ASTM C – 33 y ASTM C – 136.

²⁷ Basado en manual de cimentaciones Profundas. Norma Mexicana NOM – 122 – 1982 y ASTM C – 94.

c-1) Granulometría

Deberá satisfacer la granulometría mostrada en la tabla 2.15 de acuerdo a la norma ASTM C – 33.

Tabla 2.15 Requisitos granulométricos del agregado fino ASTM C – 33

Malla	Material retenido
	%
9.5 mm (3/8")	0
4.75 mm (N° 4)	0 – 5
2.36 mm (N° 8)	0 – 20
1.18 mm (N° 16)	15 – 50
0.60 mm (N° 30)	40 – 75
0.30 mm (N° 50)	70 – 90
0.15 mm (N° 100)	90 – 98

El módulo de finura debe estar comprendido entre 2.30 y 3.10, con una tolerancia de ± 0.20 , con respecto al valor del módulo de finura empleando en el diseño del proporcionamiento del concreto. El retenido parcial del peso total en cualquier malla no debe ser mayor de 45%. Pueden aumentarse los porcentajes del retenido acumulado del peso ensayado en las mallas N° 50 y N° 100 a 95 y 100% respectivamente, siempre y cuando el contenido de cemento sea mayor de 250 kg/cm³ para concreto con aire incluido, o mayor de 300 kg/m³ para concreto sin aire incluido, o bien, supliendo la deficiencia del material que pase por estas mallas, mediante la adición de un material finamente molido y aprobado.

NOTA: se considera concreto con aire incluido, aquel que tiene un contenido de aire mayor de 3% fabricado con un cemento o aditivo inclusor de aire.

c-2) Sustancias Nocivas

En la tabla 2.16 se establecen los límites máximos de sustancias nocivas en agregados finos.

Tabla 2.16 Límites máximos de sustancias nocivas en agregados finos²⁸	
Concepto	Material retenido*
Grumos de arcillas y partículas deleznales	0.3
Carbón y lignito:	
En concreto aparente	0.5
En otros concretos	1.0
Materiales finos que pasan la malla N° 200 en concreto:	
Sujeto a abrasión	3.0**
En otros concretos	5.0**
Partículas de baja gravedad específica	1.0*

* En masa de la muestra total, en %

** En el caso de material fino que pasa la malla N° 200, si este es producto de la desintegración de rocas, los porcentajes límites se incrementan a 5 y 7%, respectivamente. Los materiales que rebasen estos límites deben estar sujetos a la aprobación del usuario.

d) Agregado Grueso

Material conocido como grava, que es retenido en la malla 4.76mm (N° 4), constituido por cantos rodados, triturados o procesados, rocas trituradas, escoria de alto horno, escorias volcánicas, concreto reciclado o una combinación de ellos u otros, y cuya composición granulométrica varía dentro de los límites de la tabla 2.17; basados en la norma ASTM C – 33 (tabla 2 de dicha norma).

La normativa que rige el empleo de los agregados en las mezclas de concreto es la norma ASTM C 33.

²⁸ Fuente: Manual de Construcción de Cimentaciones Profundas, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 2001

d-1) Granulometría

Para pilas y pilotes el agregado máximo usual es 19mm (3/4"). En la tabla 2.17, se dan los requisitos granulométricos para gravas desde 25mm (1") hasta 9mm(3/8").

Cuando se tengan agregados gruesos fuera de los límites antes indicados, deberán procesarse para que satisfagan dichos límites. En el caso de aceptar que los agregados no cumplan dichos límites, deberá ajustarse el proporcionamiento del concreto para compensar las deficiencias granulométricas; por lo tanto, deberá demostrarse que el concreto fabricado tiene un comportamiento adecuado.

Tabla 2.17 Granulometría para el agregado grueso²⁹.

Tamaño máximo nominal	Porcentaje que pasan la malla							
	37.5 (1 1/2")	25.0 (1")	19.0 (3/4")	12.5 (1/2")	9.5 (3/8")	4.75 (N° 4)	2.36 (N° 8)	1.18 (n° 16)
mm								
25.0 a 12.5	100	90 a 100	20 a 55	0 a 10	0 a 5	-	-	-
25.0 a 9.5	100	90 a 100	40 a 85	10 a 40	0 a 15	0 a 5	-	-
25.0 a 4.75	100	95 a 100	-	25 a 60	-	0 a 10	0 a 5	-
19.0 a 9.5		100	90 a 100	20 a 55	0 a 15	0 a 5	-	-
19.0 a 4.75		100	90 a 100	-	20 a 55	0 a 10	0 a 5	-
12.5 a 4.75			100	90 a 100	40 a 70	0 a 15	0 a 5	-
9.5 a 2.36				100	85 a 100	10 a 30	0 a 10	0 a 5

d-2) Sustancias Nocivas

En el agregado grueso deberá satisfacer lo que se indica en la tabla 2.18

²⁹ Norma ASTM C – 33 Tabla 2.

Tabla 2.18 Límites máximos de contaminación y requisitos físicos de calidad del agregado grueso en por ciento³⁰

Elementos	A	B	C	D	E	F	G	
							Sulfato de sodio	Sulfato de magnesio.
Región de intemperismo moderado.								
No expuestos a la intemperie: zapatas de cimentación, columnas, vigas y pisos interiores con recubrimiento.	10.0	-	-	2.0	1.0	50	-	-
Pisos interiores, sin recubrimiento	5.0	-	-	2.0	1.0	50	-	-
Expuestos a la intemperie: muros de cimentaciones, muros de retención, pilas, muelles y vigas.	5.0	6.0*	8.0		0.5	50	12	18
Sujetos a exposición frecuente de humedad: Pavimentos, losas de puentes, andadores, patios, pisos de entrada y estructuras marítimas.	4.0	5.0	6.0	2.0	0.5	50	12	18
Expuestos a la intemperie concretos arquitectónicos.	2.0	3.0	4.0**	2.0	0.5	50	12	18
Región de intemperismo apreciable								
Losas sujetas a tráfico abrasivo: losas de puentes, pisos, andenes y pavimentos.								
Concreto arquitectónico	4.0			2.0	0.5	50	-	-
Otras clases de concreto	8.0			2.0	1.0	50	-	-

A. Total de terrones de arcilla y partículas deleznable

B. Partículas de roca sílice con masa específica menor de 2.4

C. Suma de los conceptos anteriores.

D. Material fino que pasa la malla 0.075 (N° 200)E Carbón y lignito.

F. pérdida por abrasión.

G. Pérdida en la prueba de sanidad (intemperismo acelerado).

d-3) Coeficiente volumétrico

El agregado grueso debe tener un coeficiente volumétrico no menor de 0.15, conforme al método de prueba de la norma NOM C – 164.

e) Cemento

e-1) Tipos de cemento

La norma ASTM C–150 establece cinco tipos de cementos como ya mencionamos en el capítulo anterior. En la siguiente tabla 2.19 se presenta un resumen de los tipos de cemento y sus usos.

³⁰ Fuente: Manual de Construcción de Cimentaciones Profundas, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 2001

Tabla 2.19 Tipos de cementos según la norma ASTM y la norma canadiense CSA³¹

Tipos de cemento	Descripción y aplicaciones
Tipo I o normal	Este tipo es para uso general. Entre sus usos se incluyen pavimentos y aceras, edificios de concreto reforzado, puentes, etc.
Tipo II o moderado	Se usa cuando sean necesarias precauciones contra el ataque moderado por los sulfatos, como en las estructuras de drenaje, donde las concentraciones de sulfatos en las aguas subterráneas sean algo mas elevadas que lo normal, pero no muy graves.
Tipo III o de rápido endurecimiento	Este tipo de cemento permite obtener con rapidez elevadas resistencias, usualmente en una semana o menos. Se usa cuando se tienen que retirar los moldes lo mas pronto posible, o cuando la estructura se debe poner en servicio rápidamente.
Tipo IV o de bajo calor de hidratación	Es para usarse donde el grado y la cantidad de calor generado se debe reducir al mínimo.
Tipo V o resistente a los sulfatos.	Este tipo de cemento se usa solamente en concreto sujeto al efecto intenso de los sulfatos.

En la tabla 2.20 se detallan otros tipos de cemento Portland con características especiales.

Tabla 2.20 Cemento Pórtland con características especiales³²

Tipo de cemento	Características
Cemento con inclusores de aire	En la especificación ASTM C 175 se incluyen los tres tipos de cemento con inclusores de aire, con los nombres de tipos IA, IIA, y IIIA. Corresponden en composición a los tipos I, II y III, respectivamente de la especificación ASTM C 150; sin embargo, tienen pequeñas cantidades de materiales inclusores de aire mezclados con la escoria durante la manufactura.
Cemento portland blanco	El cemento blanco se fabrica de acuerdo a las especificaciones ASTM C 150 y C 175, la diferencia principal entre el cemento blanco y el gris es su color, y se usa principalmente en elementos arquitectónicos como paneles prefabricados, para fachadas, recubrimientos de terrazos, de estuco, pintura para cemento y para concreto decorativo.
Cemento Pórtland de escoria de altos hornos	Estos cementos pueden usarse en las construcciones ordinarias de concreto, cuando las propiedades específicas de otros tipos no se requieren. Sin embargo, como condiciones opcionales pueden ser de bajo calor de hidratación (MH), moderada resistencia a los sulfatos (MS), o ambas; el sufijo adecuado puede añadirse a la designación del tipo.

sigue...

³¹ Regidos por la norma ASTM C – 150

³² Ídem a la anterior

Cementos Pórtland puzolánicos	Los cementos Pórtland puzolánicos incluyen cuatro tipos (IP, IP-A, P y P –A) el segundo y el cuarto contienen un aditivo inclusor de aire, como se especifica en la norma ASTM C 595. Se usan principalmente en estructuras hidráulicas grandes como pilas de puentes y presas.
Cemento para mampostería	Los cementos para mampostería se hacen de acuerdo con los requisitos de las especificaciones ASTM C91 o CSA A8. Son mezclas de cemento Pórtland, aditivos para incluir aire y materiales suplementarios, seleccionados por su facilidad de producir manejabilidad, plasticidad y de retener el agua a los morteros para mampostería.

f) Aditivos

El aditivo es un material diferente al agua, de los agregados y del cemento, que se emplea como componente del mortero o concreto y que se agrega a la mezcla inmediatamente antes o durante el mezclado, para modificar algunas de las características del concreto. Hay aditivos químicos y aditivos minerales.

Las normas que tratan sobre el empleo de aditivos están la ASTM C 260, ASTM C 309, ASTM C 494a y ASTM 618.

g) Inclusiones de Aire

Cuando se prevea que los agregados puedan reaccionar con los álcalis del cemento, o que el concreto estará sometido a condiciones climáticas severas y extremas, o a exposición severa en medios de alto contenido de sulfatos, es recomendable la inclusión de aire en el concreto, en determinados porcentajes que dependen del tamaño del agregado que se este usando en la fabricación del concreto. Este aditivo, generalmente liquido, se incorpora durante el proceso de revoltura mediante el agua de mezclado y debe satisfacer los requisitos de la norma ASTM C 260.

h) Aditivos Minerales

Estos aditivos generalmente se presentan pulverizados, con finura mayor que la del cemento, y sirven para mejorar las propiedades físicas del concreto fresco, especialmente cuando se está usando agregados de granulometría diferente.

Estos aditivos se clasifican en tres tipos:

- Los químicamente inertes
- Los puzolánicos
- Los cementantes.

Los químicamente inertes son: la bentonita, la cal hidratada, el talco, los suelos cuarzosos y los suelos calizos.

Los puzolánicos son: los materiales silíceos o sílico-alumínicos, que en sí no poseen o poseen poco valor cementante, pero que finamente pulverizados y en presencia de la humedad reaccionan con el hidróxido de calcio, a temperaturas normales, formando un compuesto que posee propiedades cementantes.

Entre los puzolánicos se encuentran las cenizas y vidrios volcánicos, las tierras diatomáceas y algunas lutitas. Los cementantes son los cementos naturales, cales hidráulicas, los cementos de escoria (mezclas de escoria de fundición con cal) y escorias de fundición de hierro granulado. Los aditivos minerales deben satisfacer la norma ASTM C 618.

i) Membranas de Curado

La membrana de curado es un líquido que se aplica a la superficie del concreto terminado, con el objeto de evitar la evaporación del agua y así garantizar su presencia para la reacción con la misma. Deben satisfacer los requisitos de la norma ASTM C 309. Ver tipos de aditivos químicos en tabla 2.21.

j) Concreto

El concreto es un material compuesto, formado esencialmente por un medio cementante en el cual están embebidas partículas o fragmentos de agregados y aditivos, si es el caso. En concretos de cemento hidráulico, el cementante, lo forma una mezcla (pasta) de cemento y agua.

En la tabla 2.22 se detalla un listado de normas que rigen el control de calidad del concreto, las cuales son las que más son utilizadas en nuestro medio como son las ASTM y ACI.

1) Proporcionamiento

El proporcionamiento de los constituyentes de la mezcla se efectúa de acuerdo a la norma ACI 211.5R, en el entendido de que se están usando materiales que satisfagan los requisitos de calidad exigidos en las normas respectivas.

Tabla 2.21 Tipos de aditivos químicos³³

Características	Observaciones
Reductores de agua	Disminuyen la cantidad de agua de mezcla requerida para producir concreto de una consistencia dada.
Retardantes de fraguado	Prolongan el tiempo de fraguado y el desarrollo de resistencia del concreto, sin modificar necesariamente el contenido de agua de la mezcla
Acelerantes de fraguado	Acortan el tiempo de fraguado y el desarrollo de la resistencia del concreto, sin modificar necesariamente la cantidad de agua de la mezcla.
Retardantes y reductores de agua	Prolongan el tiempo de fraguado y reducen la cantidad de agua de mezcla requerida para producir concreto de una consistencia dada
Acelerantes y reductores de agua	Acortan el tiempo de fraguado y el desarrollo de resistencia del concreto y disminuyen la cantidad de agua de mezcla requerida para producir concreto de una consistencia dada.
Superreductores de agua	Disminuyen la cantidad de agua de mezcla requerida para producir concreto de una consistencia dada, en una cantidad considerablemente mayor que los reductores de agua normales.
Superreductores de agua y retardantes	Prolongan el tiempo de fraguado y reducen la cantidad de agua de la mezcla requerida para producir concreto de una consistencia dada, en una magnitud mayor que los retardantes y reductores de agua normales.

2) Fabricación

La fabricación del concreto debe cumplir con el reglamento ACI 304.11R de acuerdo al tamaño de la obra, el concreto podrá ser fabricado en obra o premezclado en una planta y transportarlo al sitio mediante camiones mezcladores y/o agitadores, de conformidad con las norma ASTM C 94.

Colocación.

La colocación deben cumplir con el reglamento ACI 304.1R.

³³ Fuente: Manual de Construcción de Cimentaciones Profundas, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 2001

La consolidación debe hacerse por vibración, de conformidad con la norma ACI 309.1R, con excepción de las pilas coladas en el lugar, en las que el concreto se coloca con tubería tremie y no requiere vibración.

3) Curado

El curado consiste en mantener un contenido satisfactorio de humedad y temperatura en el concreto recién colado, para que se puedan desarrollar las propiedades requeridas. Debe efectuarse de conformidad con el reglamento ACI 308.1R y puede efectuarse mediante:

Curado con agua:

- Por anegamiento o inmersión
- Rociado de niebla o aspersion
- Costales, mantas de algodón y alfombras húmedas
- Tierra húmeda o Arena y aserrín húmedos
- Paja o henos húmedos.

Materiales selladores:

- Película plástica. La película debe cumplir con los requisitos de la norma ASTM C 171.
- Papel impermeable. Debe cumplir con los requisitos que establecen las normas ASTM C 171.
- Membranas de curado. Deben cumplir con la especificaciones de la ASTM C 309.

Curación a vapor:

- A alta presión. Debe cumplir con los requisitos establecidos en el reglamento ACI 516 R.
- A baja presión. Debe cumplir con los requisitos de la norma ACI 517–2R.

Tabla 2.22 Normas ASTM para el control de concreto

Norma	Descripción
ASTM C 31/C 311	Prácticas estándar para elaborar y curar especímenes de prueba en campo
ASTM C 33	Especificaciones estándar para agregados del concreto
ASTM C 39	Métodos de prueba estándar para especímenes de concreto sometidos a esfuerzos de compresión
ASTM C 94	Especificaciones estándar para la elaboración de concreto mezclado in situ
ASTM C 109/C 109	Métodos de prueba estándar para morteros de cemento hidráulico sometidos a esfuerzos de compresión
ASTM C 138	Métodos de prueba estándar para unidades de peso, rendimiento y contenido de aire en concreto
ASTM C 143	Métodos de prueba estándar para hundimientos de concretos
ASTM C 171	Especificaciones estándar para materiales de curado en concreto
ASTM C 172	Practica estándar para muestreo de mezcla de concreto fresco
ASTM C 173	Pruebas estándar para el contenido de aire en concretos por el método volumétrico
ASTM C 231	Métodos de pruebas estándar para contenidos de aire en concretos por el método de presión
ASTM C 617	Práctica estándar para especímenes cilíndricos de concreto en campo
ACI 211.5R	Practica estándar para la selección de la proporción de concretos normales y pesados.
ACI 214-89	Practicas recomendadas por el ACI para evaluación de los resultados de pruebas de esfuerzos hechos a concretos.
ACI 304.11R	Guía para medir, mezclar, transportar y colocar concreto
ACI 308	Práctica estándar para curado del concreto
ACI 309-1R	Práctica estándar para la consolidación del concreto
ACI 516 R	Curado a vapor por altas presiones: práctica moderna y propiedades de
ACI 517-2R	Curado acelerado de concretos a presión atmosférica

4) Control de la Calidad del Concreto

Para el control de calidad del concreto, mediante el muestreo y ensaye de especímenes cilíndricos estándar de 15cm de diámetro por 30.48 cm de altura, se deberán satisfacer con los requisitos de las normas ASTM C 39, C 617, C 143, C31, C 172 Y C 138.

Para la evaluación de los resultados de control de calidad se seguirán los requisitos de la norma ACI 214.

5) Lodos de perforación

Como anteriormente se mencionó, se utilizan para la estabilización de las paredes de perforación, enfriar las herramientas de perforación y arrastrar, mediante circulación continua, los recortes hacia la superficie.

Generalmente se utiliza agua potable y arcilla bentonítica para formar los lodos de perforación, sin embargo también se utiliza aceite y polímeros, así como agua de mar en zonas costeras.

El control de calidad está basado en el seguimiento de las propiedades como densidad, viscosidad, agua de filtrado y contenido de arena de acuerdo con los métodos de prueba que establecen las siguientes normas:

- **ASTM D 4380:** Métodos de prueba para la densidad de lodos bentoníticos
- **ASTM D 4381:** Método de prueba para el contenido de arena por volumen de lodo bentonítico.

- **ACI 336.1 y ACI 336.1R:** referencia de especificaciones para la construcción de pilares perforados y comentarios.

Las propiedades que debe satisfacer un lodo de perforación pueden resumirse en la tabla 2.23

Tabla 2.23 Propiedades requeridas para Lodos de Perforación³⁴		
Propiedades	Rango de resultados a 20° C	Método de Ensaye
Densidad del lodo antes del colocado, a 30cm del fondo de la perforación, Kg/m ³		
Lodos minerales (bentonita) Diseño por fricción Diseño por punta	máximo (1.36x10 ³) máximo (1.12x10 ³)	Balanza de Lodos ASTM D 4380
Lodos con polímero Diseño por fricción Diseño por punta	máximo (1.02x10 ³) máximo (1.02x10 ³)	
Viscosidad Marsh, (s/l) Lodos minerales (bentonita) Lodos con polímeros	27 a 53 42 a 95	Cono Marsh y copa
Contenido de arena en volumen % antes del colado, a 30cm del fondo de la perforación		
Lodos minerales (bentonita) Diseño por fricción Diseño por punta	20 máximo 4 máximo	ASTM D 4381
Lodos con polímeros Diseño por fricción Diseño por punta	1 máximo 1 máximo	
PH durante la excavación	7 a 12	ASTM D 4972

5-a) Dosificación

Debe de dosificarse para el estrato de suelo más crítico que se encontrará en la excavación y se correlacionará con la velocidad mínima necesaria, de acuerdo con la tabla 2.24.

³⁴ Fuente: Manual de Construcción de Cimentaciones Profundas, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 2001

Tabla 2.24 Relación entre el tipo de suelo y su tendencia al colapso³⁵

Tipo de suelo	Tendencia al Colapso	
	Suelo Seco	Suelo con agua
Arcilla	No	No
Limo	Usualmente no	No algo
Arena limosa	Algo	Apreciable
Arena fina, húmeda	Apreciable	Apreciablemente alta
Arena gruesa	Apreciablemente Alta	Alta
Grava arenosa	Alta	Muy alta
Grava	Muy alta	Muy alta

Nota:**No** : indica que la superficie es estable, pero no indefinidamente**Algo** : indica que el descascamiento se puede producir en cualquier momento después de que se expone a la superficie.**Apreciable** : indica que el colapso puede ocurrir en cualquier momento**Alta y muy alta** : indican que la excavación fallará a menos que se proteja

Luego debe determinarse la fracción de suelo no coloidal necesario para la estabilidad de las paredes. Posteriormente se debe escoger la viscosidad Marsh en función del tipo de suelo de acuerdo a la tabla 2.25

Tabla 2.25 Viscosidad Marsh para algunos tipos de suelos³⁶

Tipo de suelo	Viscosidad Marsh s / 946cm ³	
	Excavación en seco	Excavación con nivel freático
Arcilla	27 – 32	-
Arena limosa, arena arcillosa	29 – 25	-
Arena con limo	32 – 37	38 – 43
Fina a gruesa	38 – 43	41 – 47
Y grava	42 – 47	55 – 65
Grava	46 – 52	60 – 70

Posteriormente se establecen los límites de control aplicables según tabla 2.26.

³⁵ Fuente: Manual de Construcción de Cimentaciones Profundas, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 2001

³⁶ Ídem anterior

Luego se determina si se requieren agentes de control como barita, polímeros, controladores de pérdida de fluidos, entre otros, para finalmente dosificar los materiales.

Tabla 2.26 Límites de control para las propiedades del lodo, para diseño³⁷

Función	A*	B	C	D	F	G	H
	%	Kg/m ³		Centipois	lb/pie ²		%
Soporte	>3 – 4	> 1.030	> 1.030	-	**	-	> 1
Sellado	>3 – 4	-	-	-	-	-	1
Arrastre de recortes	>3 – 4	-	-	-	> 21 – 15		-
Desplazamientos del concreto	> 15	< 1.250	< 1.250	< 20	-	-	< 23
Separación de los no coloides	-	-	-	-	-	-	<30
Bombeo	-	-	-	-	-	Variable	-
Limpieza física	<15	-	< 1.250	-	-	-	<25
Límites	>3 – 4 <15	> 1.030 < 1.250	> 1.030 < 1.250	< 20 -	> 21 – 15 -	-	> 1 < 25

Con respecto a la fabricación del lodo, el tiempo que se toma para la hidratación completa de la bentonita depende del método de mezclado. Se considera que el mezclado es satisfactorio si la resistencia mínima del gel, determinada con el viscosímetro rotacional es de 36dinas/cm². Los lodos preparados con mezcladores de alta velocidad resultan mejor hidratados y con mayor resistencia al cortante que cuando se usan mezcladores de baja velocidad.

³⁷ Fuente: Manual de Construcción de Cimentaciones Profundas, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 2001

6) Verificación del Producto Terminado

Entre las normas que pueden mencionarse para el control de calidad para el producto terminado están:

ASTM C 39: Métodos de prueba estándar para la compresión de especímenes de concreto

ASTM C 42: Métodos de prueba para obtener y probar núcleos de vigas de concreto.

ASTM C 174: Métodos de prueba para medir longitudes de núcleos de concreto.

ASTM C 597: Métodos de prueba para velocidad de pulso en el concreto.

ASTM C 803: Métodos de prueba para la resistencia a la penetración del endurecimiento del concreto.

ASTM C 805: Método de prueba del número de rebotes en el concreto endurecidos.

ASTM C 1040: Métodos de prueba para densidad de concretos endurecidos y no endurecidos por métodos nucleares.

6-a) Métodos Directos

Son los métodos utilizados para la verificación de la calidad de un elemento pero a través de la destrucción de una pequeña área del mismo. Entre los métodos aplicados comúnmente se describen en la tabla 2.27

Tabla 2.27 Métodos Directos³⁸

Método	Descripción
Ensaye del concreto endurecido	<p>El muestreo se realiza con una broca de diamantes accionada por una perforadora a rotación.</p> <p>Para muestrear el concreto endurecido se recurre a la extracción de corazones. El muestreo debe hacerse hasta que el concreto tenga el endurecimiento suficiente para permitir la extracción del corazón sin alterar la adherencia entre el mortero y el agregado grueso. Se considera que para obtener corazones sanos el concreto debe tener como mínimo, 14 días de edad. Este ensayo debe realizarse conforme a la norma ASTM C 42.</p>
Circuito de Televisión	<p>Aprovechando la perforación se acostumbra observar el agujero mediante un circuito de televisión, lo que permite la observación directa de las paredes y del fondo. Tiene la desventaja de que únicamente se pueden detectar las fallas muy remarcadas, dejando dudas en cuanto a contaminación y segregación del concreto, las cuales no son severas pero sí importantes para el comportamiento del elemento.</p>
Resistencia a la Penetración	<p>Conocida como prueba de Windsor; esta prueba estima la resistencia del concreto a partir de la profundidad de penetración de una varilla de metal dentro del concreto, con una cantidad de energía generada mediante una carga de pólvora estándar. El principio es que la penetración es inversamente proporcional a la resistencia del concreto a la compresión, pero la relación depende la dureza del agregado. La resistencia a la penetración debe correlacionarse con la resistencia a compresión de especímenes estándares del mismo concreto o con la de corazones extraídos del mismo concreto. La norma que lo rige es ASTM C – 803.</p>
Prueba de Extracción	<p>Este método mide la fuerza requerida para extraer una varilla de acero previamente colado con el extremo agrandado y embebido. Debido a su forma, el ensamblaje de la varilla de acero se extrae junto con un trozo de concreto con la forma aproximada de un tronco de cono. La resistencia a la extracción se calcula con la relación de la fuerza al área idealizada del cono truncado, y es cercana a la resistencia a la compresión de cilindros estándar o con la de corazones, para una amplia gama de condiciones de curado y de edad. La norma que rige a este método es ASTM C900.</p>

³⁸ Fuente: Manual de Construcción de Cimentaciones Profundas, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 2001

6-b) Métodos Indirectos

Se entienden como tales a los métodos que no son destructivos. En la tabla 2.28 se resumen algunos de ellos.

Tabla 2.28 Métodos Indirectos³⁹	
Método	Descripción
Prueba ultrasónica de velocidad de pulsación	<p>El principio de esta prueba es que la velocidad del sonido en un material sólido, v, es una función de la raíz cuadrada de la relación de un módulo de elasticidad, E, a su densidad, es decir: $v = f (gE/\gamma)^{0.5}$, donde “g” es la aceleración de la gravedad y “γ” la densidad del concreto. Esta relación se usa para determinar el módulo de elasticidad del concreto si se conoce la relación de Poisson; es por lo tanto, un modo de verificar la calidad del concreto. Consiste en la emisión de una vibración generada y la captación de ella mediante un receptor. Por medio de un osciloscopio se registra el tiempo que transcurre entre la emisión y la recepción de la onda, a fin de determinar la distancia recorrida, conociendo la velocidad de propagación.</p> <p>La norma que rige este método es ASTM C 597.</p>
Cross hole	<p>Consiste en la emisión de una vibración que se genera dentro de un tubo lleno de agua que se coloca fijo en el armado, previo al colado. La captación de esta onda se realiza por medio de un receptor colocado al mismo nivel del emisor pero en otro tubo. La operación se repite a lo largo del elemento, obteniéndose una gráfica en la cual se aprecia el tiempo de propagación de las ondas captadas. Cada anomalía detectada se caracteriza por una disminución drástica de la amplitud de onda captada y en un incremento del tiempo de recorrido. Para la ejecución de este método de verificación se requiere que previamente sean colocados tubos metálicos a lo largo de todo el elemento. De la cantidad de éstos dependerá la precisión de la verificación.</p>
Martillo Schmidt	<p>Sirve como índice para verificar la uniformidad y calidad relativa del concreto endurecido. Consiste de la siguiente forma: la masa del resorte cargado tiene una cantidad fija de energía que se imparte a ella, extendiendo el resorte a una posición fija; esto se logra al presionar el pistón contra una superficie suave de concreto que tiene que ser soportada firmemente; al soltar, la masa rebota del pistón y la distancia recorrida por la masa, expresada como porcentaje de la extensión inicial del resorte, se conoce como número de rebote y se indica por un aditamento móvil en una escala graduada. El número de rebote es una medida arbitraria, ya que depende de la energía almacenada en el resorte y del tamaño de la masa. Para esta prueba es necesario tomar de 10 a 12 lecturas del área a probar. La norma que lo rige es ASTM C 805.</p>
Rayos Gamma	<p>Se basa en el fenómeno de absorción de un haz de rayos gamma por el material que atraviesa. Si N representa el número de fotones gamma detectados después de atravesar un material de espesor “x” y densidad “γ”, se tiene: $N = N_0 e^{-k\gamma/x}$ donde: N_0 es el número de fotones emitidos en una unidad de tiempo y es función de la actividad de la fuente radioactiva, y k es el coeficiente que depende de la energía de radiación usada y de la naturaleza del material auscultado. La norma que rige a este método es ASTM C 1040.</p>

³⁹ Fuente: Manual de Construcción de Cimentaciones Profundas, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 2001

Ahora que se han descrito los aspectos básicos que corresponden al control de calidad, se detalla a continuación, los puntos a considerar para la supervisión durante el proceso constructivo de las cimentaciones profundas.

7) Supervisión

La supervisión durante la construcción de las cimentaciones profundas debe garantizar que éstas se realicen de acuerdo a especificaciones de construcción y que éstas estén dentro de las tolerancias aceptables según tabla 2.29; en caso de presentarse una desviación excesiva, debe proporcionar la información necesario para la aplicación de medidas correctivas.

Tabla 2.29 Tolerancias aceptadas en la fabricación de pilas⁴⁰	
Traslapes de acero de refuerzo	Menor al 50% en una sección
Separación del acero de refuerzo tanto en el sentido longitudinal como en el transversal.	Mayor de 20cm
Acero de refuerzo en extremos	Sin dobleces y recubrimiento
Recubrimiento del acero de refuerzo	Mayor de 7.0cm; con ademe metálico recuperable mayor de 14.0cm
Diámetro interior de tubo tremie	Mayor de 10 veces el tamaño máximo de agregados del concreto y menor de 12"
Unión entre tramos de tubo tremie	Impermeable cuando se introduzca en agua
Revenimiento del concreto	Mayor de 18.0cm
Tamaño máximo de agregado del concreto	¾"
Excentricidad radial con relación al trazo de la pila medido en la plataforma de trabajo	15% del diámetro de la sección de la pila; en suelos con presencia de boleo se acepta el 20%
Desviación horizontal con relación al eje de inclinación proyectado	2% de la longitud total de la pila o pilote; en suelos muy heterogéneo se acepta el 4%.

⁴⁰ Fuente: Manual de Construcción de Cimentaciones Profundas, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 2001

7-a) La supervisión de la construcción de pilas y pilote colados in situ incluye

- Corroborar su localización
- Vigilancia durante la perforación
- Verificación de la verticalidad de la perforación y de las dimensiones del fuste y de la campana, si las hubiere
- La confirmación de la profundidad de desplante y de las características del material en que se apoyará el elemento
- Revisión del acero de refuerzo y que cuente con los elementos rigidizantes necesarios para su manejo
- Verificación de la calidad de los materiales de construcción
- Vigilancia del izado, manejo y colocación del acero de refuerzo

Durante la excavación se debe verificar y registrar los siguientes elementos:

- Información general: fecha, condiciones atmosféricas, identificación individual, equipo utilizado y personal.
- Localización topográfica de la pila al inicio y al termino de la excavación
- Verticalidad y dimensiones de la excavación a intervalos regulares.
- Limpieza del fondo y de las paredes de las excavaciones y del ademe permanente o perdido, si lo hubiere, con la herramienta adecuada
- Calidad del lodo bentonítico si se requiere

7-b) Colado del concreto

Después de haber inspeccionado y aprobado la excavación, se puede proceder a colocar el acero de refuerzo y el concreto. Entre los aspectos que se deben verificar y registrar se tiene:

- Identificación de hora de inicio y terminación de colado, así como la fecha
- Calidad del concreto. Proporcionamiento, revenimiento, resistencia, agregado máximo, hora de mezclado, hora de salida, hora de llegada, hora de inicio de descarga, hora de finalización de la descarga, volumen colado, identificación del o de los camiones. Se deberá tomar una muestra de tres cilindros por cada 10 m^3 de concreto para ensaye a la edad de 7, 14 y 28 días, o en el caso del empleo de varios camiones, tomar 2 muestras por cada camión para ensayar a los 7 y 28 días.
- Que el método de colocación y posicionamiento del tubo o canaleta de descarga del concreto sean los correctos y su altura de caída no exceda de 1.50m. Se debe llevar un registro del embebimiento del extremo del tubo tremie en el concreto. No usar tubería que tenga elementos que se atoren por dentro ni por fuera.
- Observar la condición de las paredes del agujero o del ademe de acero que estará en contacto con el concreto fresco y anotar la posición del nivel freático detrás del ademe.

- Observar si el acero de refuerzo está limpio y colocado en su posición correcta y si el diámetro, longitud y espaciamiento de las varillas longitudinales y de los estribos es el adecuado.
- Realizar pruebas en el concreto fresco tales como revenimiento
- La supervisión debe estar pendiente de que el concreto no se contamine con el suelo debido a desprendimientos de las paredes o a extrusión
- Verificar topográficamente la localización final de la pila terminada
- Verificar la verticalidad, la cual tiene una tolerancia permisible dentro del 1 y 2% de la longitud final de la pila, pero sin exceder el 12.5% del diámetro de la pila

7-c) Supervisión de pilotes hincados

- Que el tipo de pilote sea el especificado
- Que las dimensiones, forma del acero de refuerzo sean las especificadas
- Que se sigan los procedimientos adecuado de manejo y almacenamiento
- Que la calidad del concreto sea la especificada
- La verticalidad de los pilotes hincados a intervalos regulares durante su instalación. Esto se puede hacer verificando la alineación de las cabezas de hincado y de la parte visible del pilote, por medio de un nivel de albañil colocado contra la cara del pilote y del cabezal.
- La estabilidad y alineación de las resbaladeras y grúas
- El número de golpes

- Desplazamiento del pilote bajo los golpes a distintas profundidades
- Localización, hora y duración de cualquier interrupción durante el hincado
- Elevación del terreno natural y de la punta del pilote
- Cualquier comportamiento errático o no usual del pilote, anotando la hora y la elevación de la punta
- Posible emersión de los pilotes adyacentes
- Tolerancias aceptadas en la fabricación de pilotes. Ver tabla 2.30

Tabla 2.30 Tolerancias aceptadas en la fabricación de pilotes⁴¹	
Cimbra longitudinal	± 1.0cm por cada 3.0m de longitud
Cimbra transversal	± 1.0cm en cualquier sentido
Desviación del eje del pilote	Menor de 0.3cm por cada 3.0m de longitud
Revenimiento del concreto	Mayor de 12.0cm
Tamaño máximo de agregado del concreto	¾"
Retiro del pilote de su cimbra	Cuando el concreto alcance el 50% de su f'c
Traslapes de acero de refuerzo	Menor al 50% en una sección
Acero de refuerzo en extremos	Sin dobleces y recubrimiento
Recubrimiento del acero de refuerzo	Mayor de 2.5cm y menor de 5.0cm
Hincado del pilote	Cuando el concreto alcance el 70% de su f'c
Excentricidad radial con relación al trazo del pilote medido en la plataforma de trabajo	25% de la diagonal mayor de la sección del pilote
Desviación horizontal con relación al eje de inclinación proyectado	2% de la longitud total del pilote; en suelos muy heterogéneos se acepta el 4%

7-d) Supervisión de Micropilotes

La supervisión de micropilotes incluye los siguientes aspectos:

- Corroboración de su localización

⁴¹ Fuente: Manual de Construcción de Cimentaciones Profundas, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 2001

- Protección del agujero, entendiendo como tal el cuidado de su estabilidad durante la perforación y durante la colocación del tubo de acero y el colado de vaina y núcleo con mortero y lechada respectivamente.
- Verificación de la verticalidad de la perforación
- La revisión del tubo de acero, en cuanto a limpieza; que esté libre de óxido al interior del tubo que estará en contacto con la lechada. Revisión de las uniones de los tramos de tubo en los cuales van soldados; verificar la calidad de la soldadura.
- Verificar la calidad de los materiales de construcción, calidad de arena, que el porcentaje de finos no exceda de 5%; calidad de tubos de acero que no estén dañados.
- Colado de vaina y núcleo: información general que debe registrarse: fecha, condiciones atmosféricas, identificación del micropilote, hora de inicio y de terminación del colado.
- Verificar la presión de la inyección de la lechada en el interior del micropilote.
- Verificar que en el colado de la vaina con mortero, la cabeza del tubo esté cubierta para evitar que penetre el mortero en el núcleo del micropilote.
- Volumen de lechada inyectada en el núcleo de cada pilote.

CAPITULO III. METODOS CONSTRUCTIVOS Y SUS APLICACIONES EN LAS CIMENTACIONES PROFUNDAS

3.1 INTRODUCCIÓN

Cuando se ha construido sin tener la información suficiente sobre las características del subsuelo donde se desea construir, existe gran posibilidad de que ocurran asentamientos diferenciales en las edificaciones; esto puede provocar la ruptura de la superestructura, de la subestructura o ambas. Para evitar que las estructuras continúen asentándose hasta el punto de colapso, se utilizan algunas técnicas de recimentación tales como: los micropilotes, los cuales tienen mayor demanda por su versatilidad para realizar su proceso constructivo, y los pilotes, los cuales se aplican con menor frecuencia por las restricciones que una estructura ya construida impone para su colocación.

Este capítulo describirá los sistemas constructivos empleados para las recimentaciones, entre ellos se pueden mencionar: recalce con micropilotes, para los cuales se detallará la técnicas italiana, española, francesa y alemana, también se describirá la recimentación con pilotes, así como otros sistemas que sirven para la estabilización de taludes a través de anclajes, o como el sistema Soil Nailing y Manta Ray. Para estos sistemas se detallarán sus aplicaciones, metodología constructiva, ventajas y desventajas. Cada técnica o sistema se acompaña de gráficas para la mejor comprensión de su proceso constructivo y los mecanismos que los conforman.

3.2 DEFINICIÓN DE RECALCE

Recalce es la reparación de una cimentación existente cuando ésta no tenga la capacidad de soportar una estructura con adecuada seguridad o sin asentamientos excesivos.

3.3 TÉCNICAS PARA RECIMENTAR CON MICROPILOTES

3.3.1 Introducción

La recimentación a través de micropilotes tiene mucha aplicación en nuestro país debido a la versatilidad del método, por ello, se dan a conocer diferentes técnicas de construcción donde se menciona las ventajas y limitaciones que posee cada una de ellas.

3.3.2 Técnica Italiana

En esta técnica existen dos tipos de procesos constructivos de micropilotes, los cuales son: los micropilotes denominados “Palo Radice” o pilotes raíz y los micropilotes llamados: “Microtrevi”.

3.3.3 Micropilote Palo Radice

Este fue desarrollado en 1950, el cual era un tipo de pilote muy delgado (con diámetro comprendido entre 10 a 25cm), colado en el lugar. Los pasos para la construcción de este elemento son los siguientes:

- a) Trazo.** Así como se explicó en el ítem 2.2.1, de igual forma se realiza el trazo para este elemento.
- b) Perforación.** Este proceso es idéntico al utilizado en construcción de micropilotes. Ver ítem 2.5.2
- c) Introducción de tubería de acero.** Este tubo es colocado en la excavación previamente realizada, con el propósito de que realice la función de ademe temporal para evitar la contaminación del mortero durante el colado. Luego se introduce el acero de refuerzo, el cual está formado por refuerzo longitudinal y transversal, y cuyo diámetro y espaciamiento lo define el estructurista en función de las cargas que la estructura impone.
- d) Colado del micropilote.** Una vez colocado el ademe temporal y el acero de refuerzo, se introducen tubos tremie de pequeño diámetro (ver figura 3.1) para iniciar el colado. El concreto se deposita mediante una tolva colocada en la parte superior de la tubería tremie.
- e) Retiro del ademe temporal.** Este ademe se retira gradualmente, después de finalizado el colado, para retirarlo se le aplica aire a presión, para evitar el arqueado del mortero dentro del tubo de ademe y así prevenir cualquier discontinuidad del micropilote.

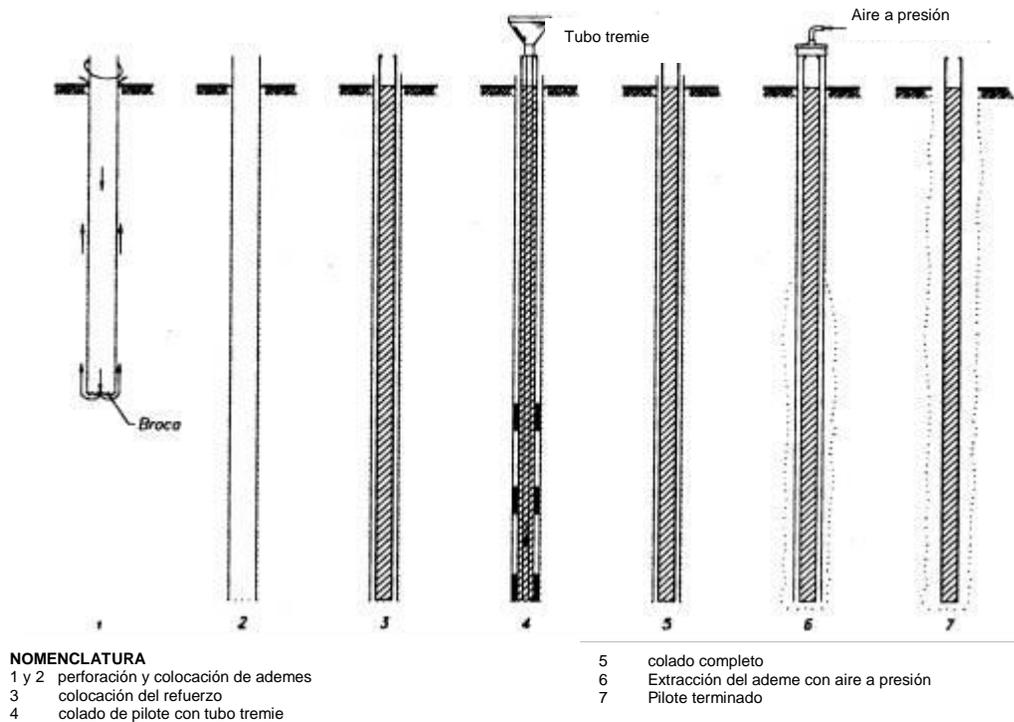


Figura 3.1

Procedimiento de Colado de Micropilote a través del Método Palo Radice

3.3.4 Micropilote Microtrevi

El trazo es idéntico al utilizado en el proceso constructivo de pilas y pilotes in situ. Ver ítem 2.2.1.

a) Perforación. Se realiza utilizando una tubería de acero que lleva en la punta una broca desechable tipo Drag (ver figura 3.2) cuya salida tiene una válvula de no retorno. Esta tubería se introduce en el suelo a rotación y presión empleando agua o lodo con ayuda de una máquina convencional de perforación. Cuando se va introduciendo la tubería, ésta va perforando y con la presión del agua o lodo, va desalojando el material excavado hacia la

superficie del terreno. Esta tubería queda en la excavación cuando ha llegado a la profundidad de diseño.

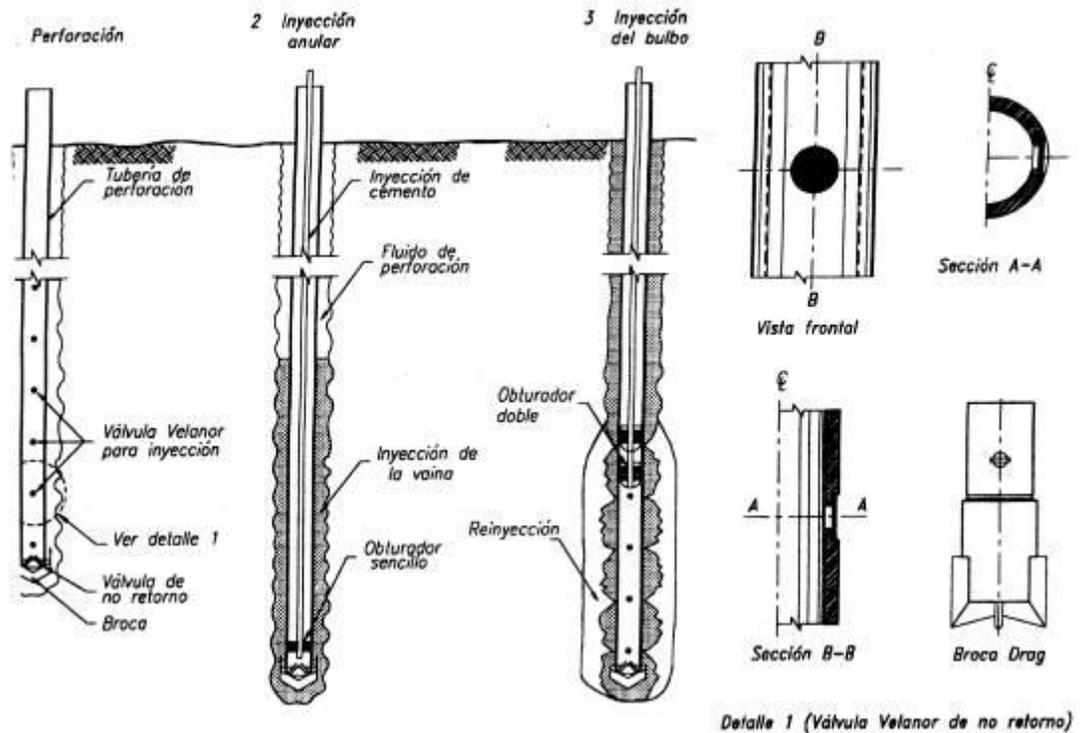


Figura 3.2

Metodología de Perforación

- b) Introducción de Tubo de Acero.** Esta tubería queda introducida cuando se hace el proceso de perforación, la cual se realiza con tramos de tubería roscados, en los cuales lleva obturaciones en los laterales del tubo, con válvulas circulares de neopreno que sirven para la inyección del bulbo. Esta tubería funciona como acero de refuerzo del cimiento.
- c) Proceso de colado.** Una vez que el tubo se encuentra en la profundidad de diseño, se llena con lechada el espacio anular entre la tubería y el barreno.

Cuando ha fraguado la vaina, se introduce el tubo de inyección con doble empaque para inyectar cada una de las ventanas laterales, en un proceso ascendente. Una vez que se han aplicado las etapas de inyección necesarias para incrementar su diámetro, se llena el interior del tubo con mortero para protegerlo de la corrosión.

3.3.5 Técnica Española

El trazo es idéntico al utilizado en la construcción de pilas y micropilotes descritos en el ítem 2.2.1

a) Perforación. Esta se realiza con barrenos manipulados directamente por obreros o a través de máquinas como: bobcats, “big beaver”; esta perforación tiene entre 10 a 20cm de diámetro; a medida que se realiza la perforación se introduce un ademe metálico. Ver figura 3.3

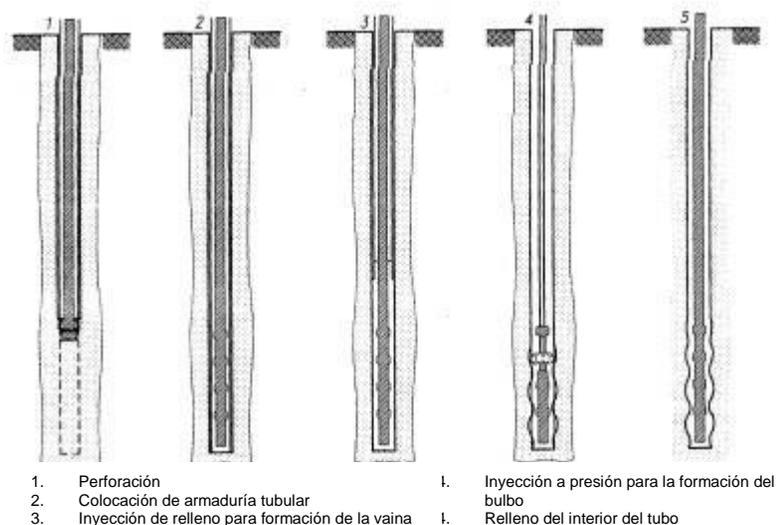


Figura 3.3

Metodología de Perforación de la Técnica Española

b) Introducción de acero de refuerzo. Cuando se ha llegado a la profundidad de diseño en la perforación, se introduce el tubo con las aberturas laterales que servirán para la inyección del bulbo.

a) Colado de Micropilote. Luego de colocar el tubo hasta la profundidad de diseño, se realiza el colado de la vaina y simultáneamente el retiro del ademe metálico. Cuando ha fraguado la vaina, aproximadamente dos horas después del vertido de la lechada, se inicia la etapa de inyección de lechada a presión, de manera idéntica al caso descrito en micropilotes Microtrevi. Ver ítem 3.11

La función que realiza el ademe metálico, más que estabilizar la excavación, es lograr una mejor calidad en el mortero de la vaina.

3.3.6 Técnica Francesa

Su procedimiento es similar en cuanto a las técnicas anteriores en lo que se refiere a trazo, perforación y colocación del tubo.

En el proceso de instalación del tubo de acero, éste va envuelto en una funda de tela, siendo su principal objetivo, el evitar la contaminación del mortero de la vaina con el lodo de perforación. Luego de haber colado y fraguado la vaina, antes de que alcance una alta resistencia, se procede a la inyección del bulbo, quedando en el fondo de la perforación, el tubo de acero con la funda de tela. Ver figura 3.4.

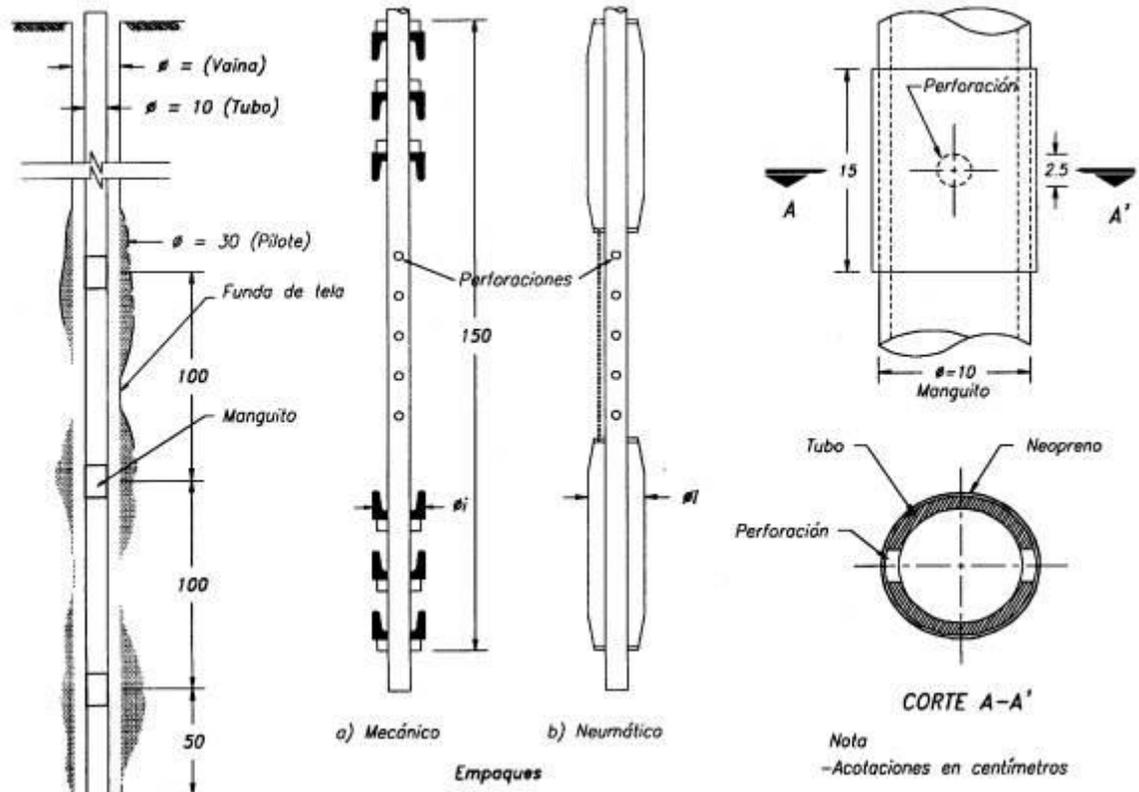


Figura 3.4

Micropilote Tradicional

Nota:
Unidades en centímetros

3.3.7 Técnica Alemana. Micropilote Gewi

El procedimiento consiste en realizar el trazo, luego en hacer una perforación con ademe metálico al igual que lo descrito en la técnica española. Ver ítem 3.3.

a) Introducción de acero de refuerzo

Después de introducir el ademe metálico y de haber llegado a la profundidad establecida, se introduce el refuerzo, que es una barra sólida de acero con los coples de cuerda izquierda y centradores. Adherida a la barra lleva una doble manguera, para la posterior inyección. Ver figura 3.5.

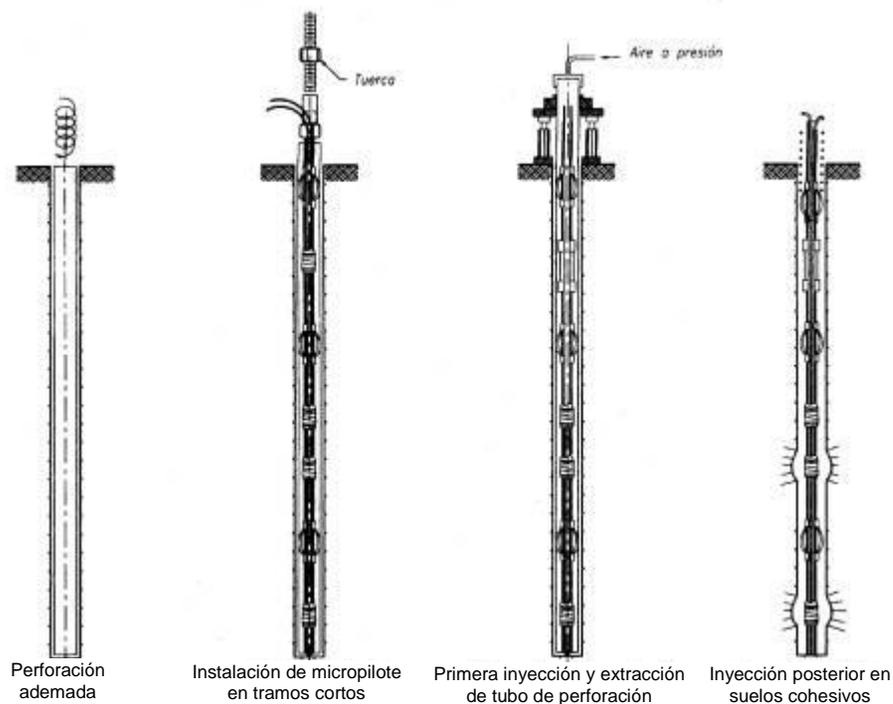


Figura 3.5

Micropilote Gewi

b) Colado de micropilote

Luego de colocada la barra sólida de acero, se inicia la etapa de colado de la vaina y simultáneamente el retiro del ademe metálico para luego realizar la inyección del bulbo. El llenado de la vaina se hace desde la superficie y una de las mangueras funciona como salida del aire atrapado. Una vez endurecida la vaina, se procede al inyectado por la manguera con válvulas de inyección.

3.4 RECALCE CON PILOTES

Como se mencionó anteriormente, el recalce con pilotes no se utiliza mucho debido a que el procedimiento constructivo es muy complejo y requeriría

mucho tiempo para su ejecución; es por ello que se mencionaran brevemente algunos de los métodos empleados para la recimentación de estructuras con este tipo de cimentación profunda.

Los procedimientos comúnmente empleados en el recalce con pilotes son dos: primero, construcción de nuevas cimentaciones en pequeños pozos excavados debajo de las cimentaciones adyacentes a la existente transfiriendo la carga de la antigua a las nuevas cimentaciones por medio de vigas de acero o concreto reforzado.

En el método de los pozos requiere la excavación de un pequeño agujero debajo de una parte de la cimentación existente. Se construye un nuevo cimiento profundo en el agujero o se introduce en el suelo pilotes de tubo por medio de gatos hidráulicos que reaccionan contra la cimentación existente. Los tubos en tramos de 60 cm se introducen en el suelo y después se excava el interior usando una barrena o chorro de vapor. La nueva cimentación se hace por secciones, de manera que la cimentación antigua no se encuentre nunca sin soporte (ver figura 3.6 a y c).

El segundo método comprende el hincado de pilotes o la construcción de una nueva cimentación, lo mas próxima posible a la cimentación antigua (ver figura 3.6 b). Esto es necesario cuando la cimentación antigua es pequeña o débil y es imposible excavar un pozo debajo de ella. La carga se transfiere de la cimentación antigua a la nueva por medio de vigas transversales que se colocan debajo de la cimentación antigua o a través de ella.

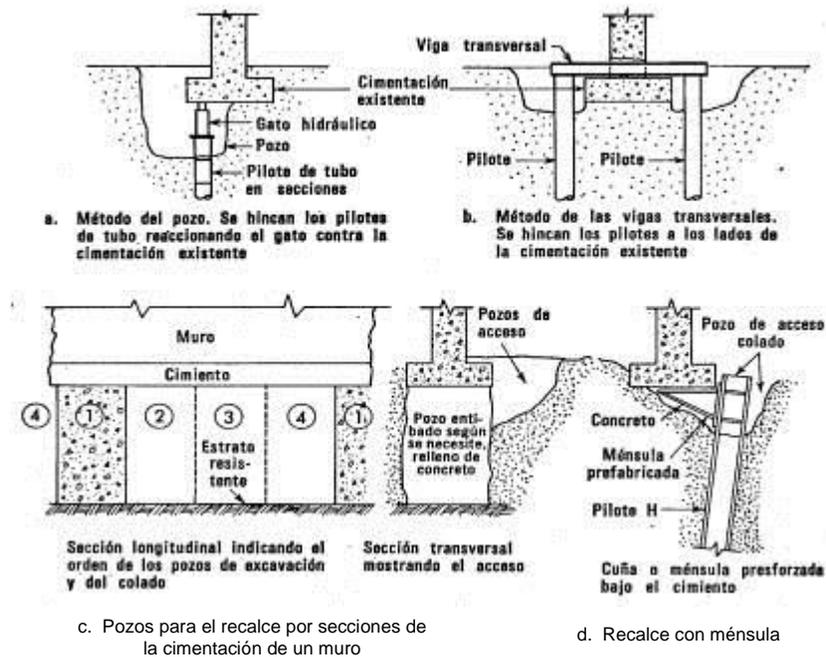


Figura 3.6

Métodos para el recalce de una cimentación con pilotes

Las grapas o abrazaderas fuertemente atornilladas a pernos que se dejan embebidos en el concreto o soldadas a una columna de acero, permiten colocar vigas transversales por arriba del cimiento.

En un sistema de ménsulas (ver figura 3.6 d), se emplea un pequeño pilar o pilote de perforación, reforzado para resistir el momento flector. El pilote o pilar se coloca inmediatamente adyacente a la cimentación y termina 60 cm por debajo de ella. Se construye una ménsula de acero o de concreto reforzado debajo de la cimentación antigua y se acuña o preesfuerza para que tome la carga. Los miembros de acero deben recubrirse con concreto para protegerlos de la corrosión.

La transferencia de la carga de la cimentación antigua a la nueva va acompañada de algún asentamiento. Este se puede eliminar colocando gatos

que al accionarlos reaccionen contra la cimentación antigua apoyándose en la nueva, hasta que la nueva cimentación soporte toda la carga. El asentamiento se evita manteniendo los gatos hasta que la nueva cimentación se haya deformado por efecto de la carga. Después que el movimiento de la nueva cimentación ha cesado se reemplazan los gatos por cuñas de acero que se recubren después con concreto. Este método se conoce con el nombre de métodos de ensayo previo para el recalce.

3.5 SISTEMA DE ANCLAJE

3.5.1 Definición

Los anclajes son barras de altas características mecánicas empotradas en el terreno y en el muro o elemento que se quiere mantener. Posteriormente estos anclajes son postensados para evitar desplazamientos del muro (el tiempo para realizar el postensado es 28 días, es decir, cuando el concreto ha obtenido su resistencia de diseño).

El objetivo de un sistema de anclaje es restablecer 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 (esto si se emplea este tipo de cimentación), reestablecer el equilibrio en taludes inestables o aumentar la seguridad de laderas o cortes preexistentes.

El empleo y aplicación de anclaje se ve beneficiado por:

- El desarrollo de técnicas de perforación e inyección cada vez mas eficientes.

- Las mejoras en la calidad de los aceros con el consecuente aumento de su durabilidad
- La demanda originada por la construcción de excavaciones en grandes áreas y a mayor profundidad, incluso bajo el nivel freático.

3.5.2 Ventajas de la aplicación de los anclajes

El anclaje constituye un sistema constructivo versátil que permite:

- a) Adaptarlo a condiciones geotécnicas muy variadas
- b) Utilizar la capacidad del suelo o roca donde se instala como medio de soporte
- c) Ocupar menos espacio durante su instalación, comparado con el que se requiere en sistemas equivalentes.
- d) Mantener la estabilidad de taludes y cortes en situaciones especiales donde llega a constituir la única solución posible.
- e) Es posible aplicarlo para estabilizar taludes y muros que han fallado.

3.5.3 Limitaciones

Este tipo de sistemas presenta también limitaciones en cuanto a las condiciones del medio donde se instalan, las cuales se deben a:

- a) La forma de trabajo de los sistemas de anclaje
- b) Los procedimientos constructivos empleados para colocarlos.
- c) La existencia de ambientes agresivos.

- d) Requiere un conocimiento detallado de las condiciones estratigráficas locales y de las propiedades ingenieriles de los materiales existentes, lo que implicaría mayores costos de exploración y muestreo, así como pruebas de campo y de laboratorio.
- e) La existencia de ductos, tuberías y túneles representan obstáculos para la construcción de los anclajes. Además debe considerarse que en ocasiones la penetración de anclas puede invadir terrenos ajenos por lo que es necesario contar con el respectivo permiso de los vecinos que se verán afectados; de preferencia que sea por escrito.
- f) Desde el punto de vista constructivo, la instalación de un anclaje requiere de personal experimentado y especializado, así como el uso de equipo diseñado especialmente para este tipo de trabajo.

3.5.4 Aplicaciones típicas de anclas

En la figura 3.7 se ilustran las diferentes aplicaciones que tiene un sistema de anclaje.

Dependiendo del material en donde se utilizan, sus aplicaciones se agrupan de la siguiente manera:

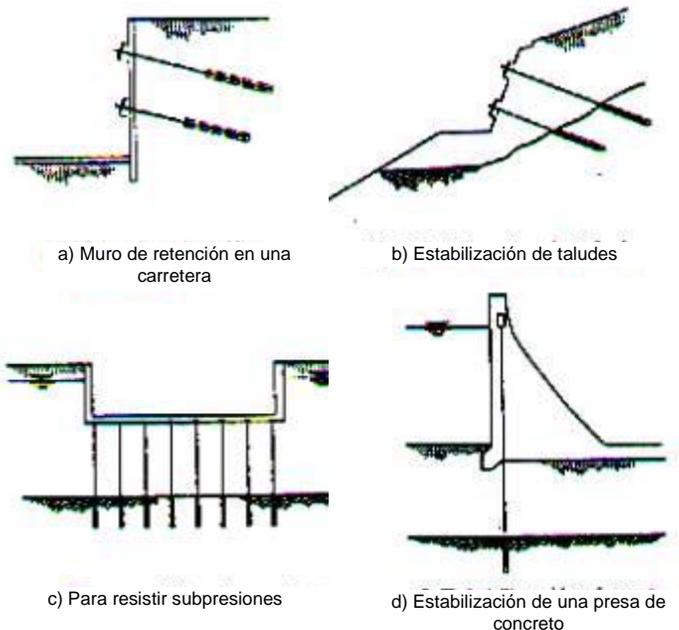


Figura 3.7 Aplicaciones de anclas y sistemas de anclajes

3.5.5 Anclas en suelos

Los anclajes en suelos se emplean: (ver figuras de la 3.8 a 3.9):

- Como elementos de retención o soporte lateral en excavaciones profundas.
- Para equilibrar los momentos de volteo en las cimentaciones de estructuras esbeltas como torres de transmisión, tanques, chimenea, atraques de puentes, cimentaciones de muros de contención, etc
- Como elementos para prevenir expansiones o para compensar subpresiones en losas de fondo o en piso de excavaciones.
- Como soporte de túneles.
- Para proporcionar fuerzas de reacción en prueba de pilotes
- Para preconsolidar suelos inestables e incrementar así su capacidad de carga.

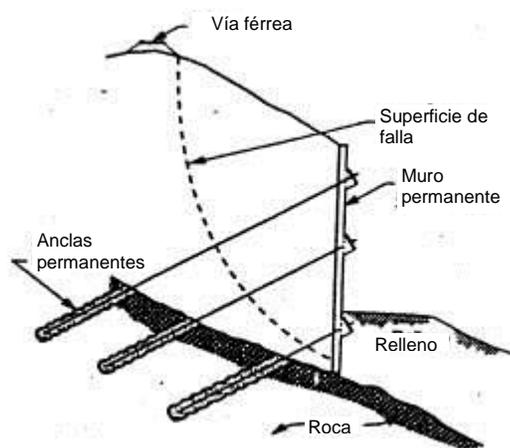


Figura 3.8 Ejemplo de un muro anclado para estabilizar un deslizamiento

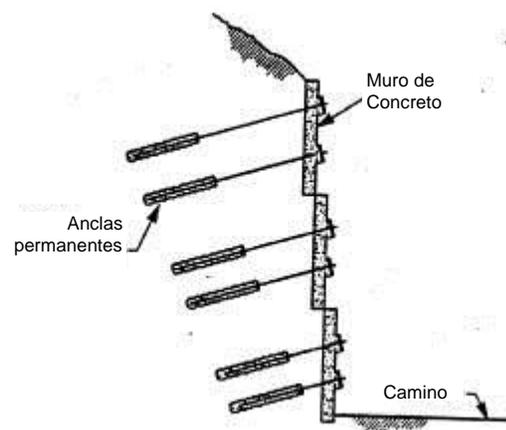


Figura 3.9 Muro de retención anclado

3.5.6 Anclas en rocas

- a) Para proteger y estabilizar formaciones rocosas y taludes
- b) Como soporte en galerías, cavidades en rocas, en sustitución de puntales troqueles o armaduras.
- c) En túneles
- d) En presas de gravedad o de arco, para compensar los momentos de volteo.
- e) En atraques de puentes y en las cimentaciones de estructuras esbeltas.
- f) Para consolidar galerías y socavaciones en minas.

En las figuras 3.10 a 3.11 se ilustran algunos ejemplos de la aplicación de los sistemas de anclajes en roca.

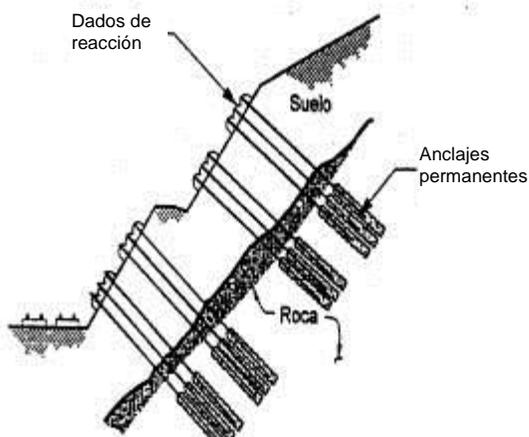


Figura 3.10 Estabilización de un corte con anclas embebidas en roca.

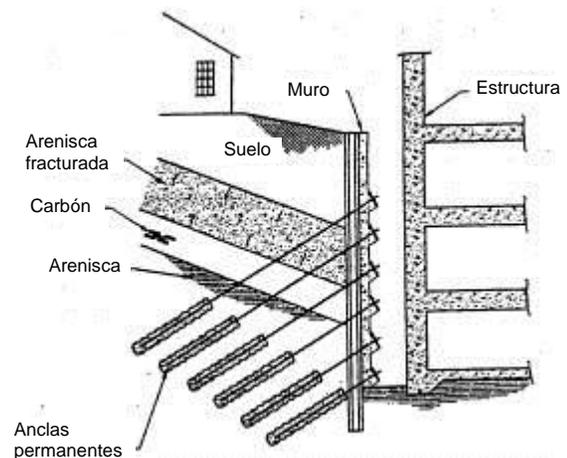


Figura 3.11 Uso de anclas para estabilizar un corte en rocas estratificadas de diferentes calidades

3.5.7 Anclas en ambientes Marinos o Fluviales

- Para proteger estructuras costeras.
- Para estabilizar terrenos ganados al mar o a las corrientes fluviales.
- Para proteger taludes marginales y canales de navegación.
- Para reforzar instalaciones fluviales o marinas existentes.

Para ilustrar algunas de las aplicaciones de los sistemas de anclajes en ambientes marinos o fluviales, en las figuras 3.12 y 3.13 se muestran ejemplos de este tipo de sistemas.

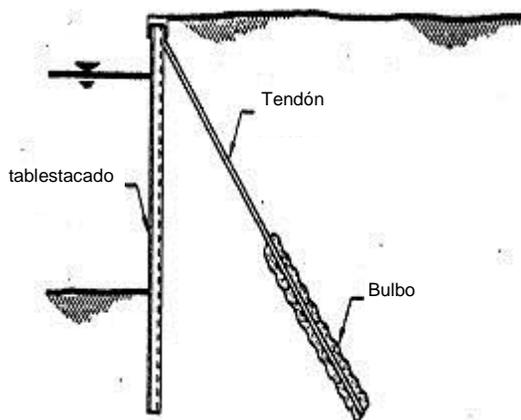


Figura 3.12

Tablestacado en un muelle

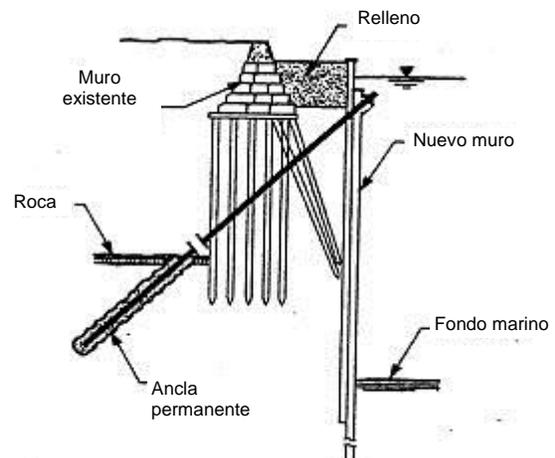


Figura 3.13

Anclas usadas en la renovación y Profundización de un muelle

3.5.8 Descripción de los sistemas de anclaje

Los sistemas de anclaje se pueden utilizar en una gran variedad de materiales, desde macizos rocosos hasta en suelos cohesivos. En algunos casos, el tipo de ancla que debe emplearse depende en buena medida de las características y

propiedades del medio donde se instalen, de las particularidades y necesidades de cada proyecto y de consideraciones económicas. Algunos de estos sistemas de anclaje solo se pueden utilizar en rocas mientras que otros se han diseñado específicamente para emplearse en materiales blandos como arcillas. Además existen sistemas que se pueden adaptar para ser usados en diversos tipos de materiales.

3.5.9 Partes constitutivas de un ancla

A continuación se describen las partes de la que esta constituida el sistema de anclaje.

Barreno para alojar el ancla. El barreno se perfora en la cara del talud donde se va a colocar el ancla. Debe tener el diámetro suficiente para que penetren libremente y con facilidad las varillas o torones, además de permitir la entrada del mortero que circunda al ancla. Debe existir un espacio suficiente entre las varillas o torones y la pared del barreno para permitir que se desarrollen las fuerzas de adherencia entre el mortero y las varillas o torones y además para permitir que se desarrollen las fuerzas de fricción entre el mortero y el terreno circundante.

Parte de un ancla. Un ancla de tensión consta de tres partes principales:

1. **Bulbo de inyección.** (define la longitud de anclaje). Queda en el fondo del barreno y se extiende una longitud suficiente para que se desarrollen las fuerzas de diseño; el terreno que circunda al bulbo esta sometido a

esfuerzos cortantes en la interfaz bulbo-suelo que equilibran a las fuerzas de tensión en torón o barra. Dentro de este bulbo se inyecta mortero a presión (lechada principal), con el objeto de incrementar los esfuerzos dentro del mismo y en el terreno circundante. El bulbo de inyección queda cerrado por un obturador que permite la presurización, y al mismo tiempo, lo aísla de la parte exterior del barreno.

2. **Longitud libre.** Es la longitud del barreno en la cual no se aplica mortero o lechada a presión, por lo cual también se le denomina lechada secundaria. La longitud libre se puede rellenar con mortero de menor calidad que el que se utiliza en el bulbo de inyección; suele colocarse vaciándolo por gravedad. En la zona comprendida por la longitud libre no hay transferencia de cargas entre el ancla y el terreno circundante.
3. **Longitud de tensado.** Es la longitud expuesta que se requiere para tensar el ancla o para efectuar pruebas de carga. La función de la lechada principal es transferir la fuerza de anclaje al medio circundante; la lechada secundaria se coloca después del tensionado para proteger el ancla contra la corrosión.

En la figura 3.14 se muestran las partes que constituyen un ancla, en la figura 3.15 se ilustran anclas compuestas.

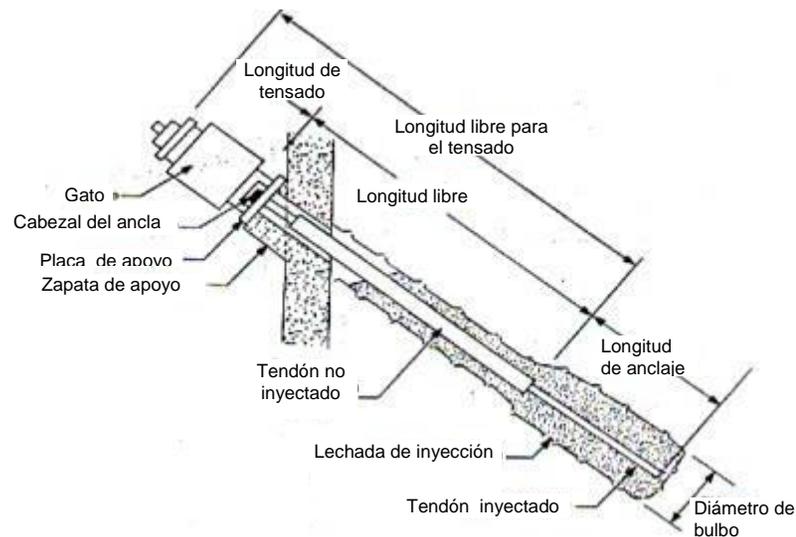


Figura 3.14

Principales componentes de un ancla

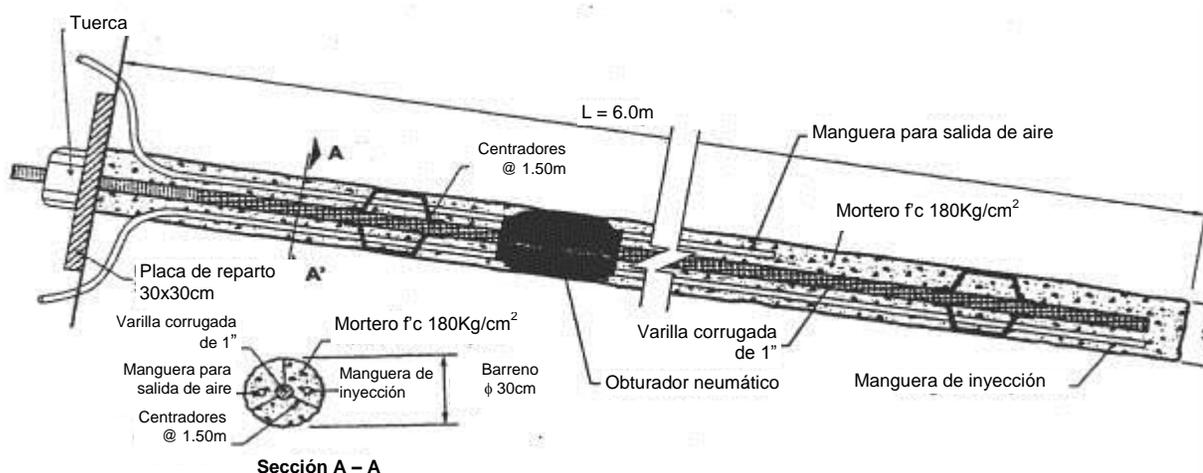
3.5.10 Dispositivos auxiliares

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

1. **Funda de protección.** Es un tubo liso, generalmente de PVC, dentro del cual se alojan los torones o las barras, en la longitud libre del barreno, según se muestra en la figura 3.15. Esta funda comienza en la boca del barreno y termina conectada firmemente al obturador; se rellena con lechada secundaria o bien, con grasa, para evitar la corrosión de las barras o los torones.
2. **Tubo de inyección.** Es un tubo provisto de manguitos (una serie de agujeros cubiertos por bandas de hule), como se ilustra en la figura 3.15; el tubo de inyección se coloca en el centro del barreno 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.

3. **Obturador.** Su función es sellar y aislar el tubo de inyección del resto del barreno. Esta es 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.
4. **Separadores.** Se trata de placas de material plástico con perforaciones circulares de sección circular o sección tipo estrella ver figura 3.15. El tubo manguito pasa por la perforación central de los separadores y las barras o torones por las perforaciones a su alrededor. Se colocan dentro del tubo de inyección, a distancias suficientes para evitar que las barras se toquen entre si durante su manejo y para evitar que toquen al tubo de inyección.
5. **Opresores.** Su función es oprimir los cables o torones para evitar movimientos no deseados durante su instalación ver figura 3.15.



a) Ancla de barra

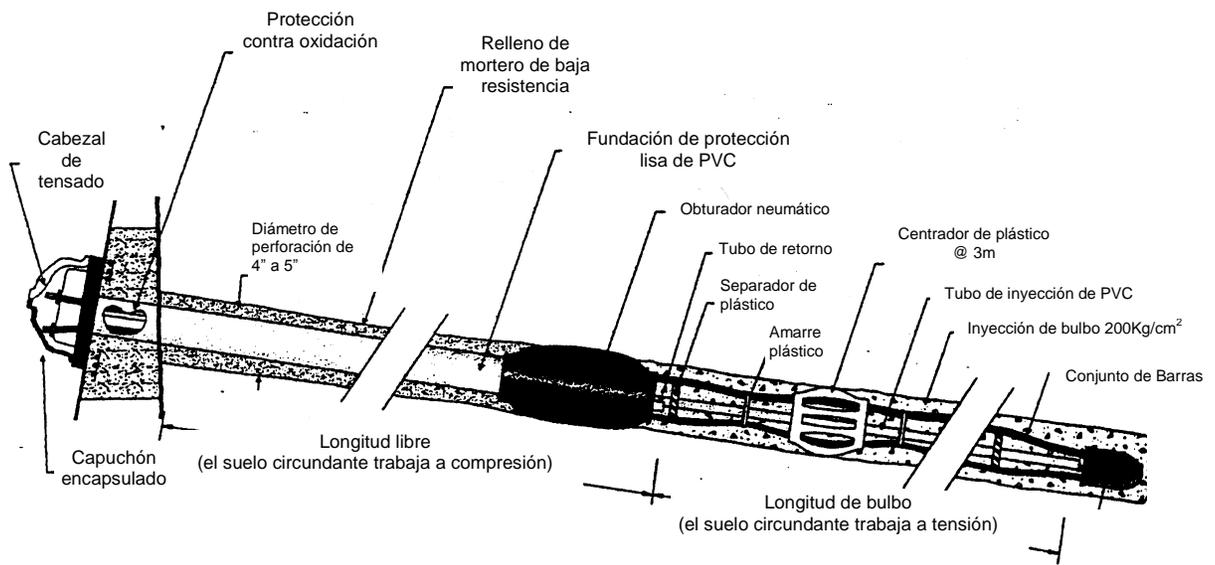


Figura 3.15

Anclas de barra de acero y torones

3.5.11 Clasificación general de las anclas

a) Según su vida útil

Un primer criterio de clasificación de los sistemas de anclaje se basa en su vida útil; así, puede clasificarse como temporales o permanentes. En las figuras 3.16 a 3.18 se muestran comparativamente varias soluciones de anclajes temporales y permanentes para diferentes problemas geotécnicos.

- **Anclajes temporales.** Se utilizan para estabilizar taludes o cortes verticales en excavaciones que después se cierran o bien que después se sostiene con otras estructuras de carácter permanente. En el caso de excavaciones para cimentaciones de edificios, el anclaje ofrece una solución en donde las deformaciones del corte son, en general, menores que las que se obtienen con troqueles o puntales. La vida útil de un ancla temporal es de algunos meses, cuando mucho un par de años.

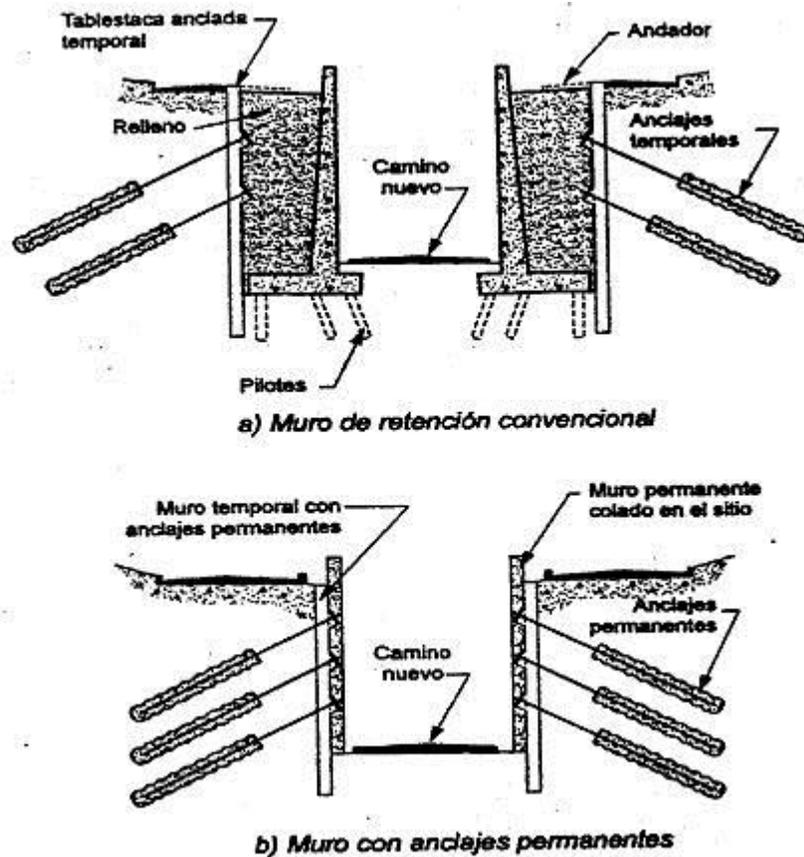


Figura 3.16

Comparación entre dos soluciones posibles a la construcción de un nuevo camino (anclas temporales o permanentes)

- **Anclajes permanentes.** La permanencia de un sistema de anclaje debe garantizarse protegiendo los elementos degradables (aceros y morteros o lechadas de inyección) contra el ataque de agentes agresivos.

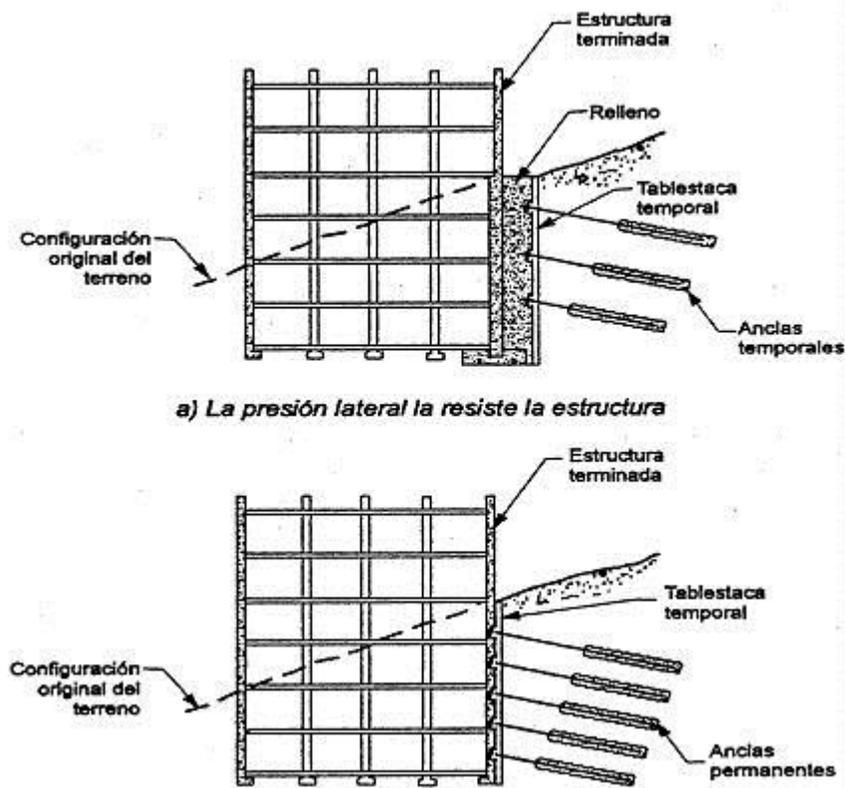


Figura 3.17

Comparación entre dos posibles soluciones de anclaje en edificaciones.

b) Según su funcionamiento

Desde el punto de vista de su funcionamiento, las anclas se pueden clasificar en activas o pasivas. Las primeras se conocen comúnmente como anclas de tensión y las segundas como anclas de fricción. Las diferencias en el funcionamiento se reconocen explícitamente en el diseño pues mientras las anclas de tensión son fuerzas actuantes, cuya proyección a lo largo de la superficie de deslizamiento es de sentido contrario a las que provocan el deslizamiento, las de fricción contribuyen a aumentar las fuerzas resistentes.

- **Anclas de fricción.** Son elementos pasivos que proporcionan fuerzas externas para lograr la estabilidad de taludes. Las anclas de fricción trabajan cuando el suelo o roca que las circunda sufre desplazamientos o deformaciones, no antes; de ahí que se les clasifique como elementos pasivos de refuerzo.
- **Anclas de tensión.** Proporcionan activamente fuerzas externas para lograr la estabilidad de taludes o excavaciones. Las anclas de tensión comienzan a trabajar cuando se aplican fuerzas axiales mediante dispositivos especiales, por lo que se les clasifica como elementos activos de refuerzos.

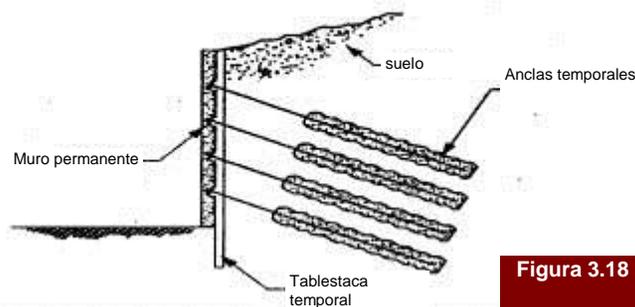
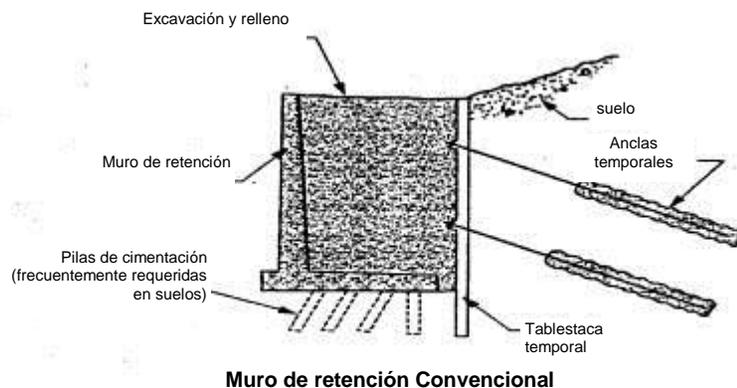


Figura 3.18 Soluciones de retención empleando anclas temporales o permanentes

c) Según la presión de inyección

La presión de inyección que se aplica en el bulbo depende del tipo de material en el que se perfora el barreno y constituye el factor limitante de su magnitud. De ahí que las anclas también puedan clasificarse como de presión alta, intermedia, o baja. En la figura 3.19 se ilustran algunas de estas anclas.

Anclas de alta presión. Se utilizan en rocas, gravas o en suelos arenosos compactos. La presión de inyección excede 10 kg/cm^2 con el objeto de lograr optimizar la transferencia de carga del ancla al medio circundante. Este efecto se logra por el incremento de esfuerzos normales en la vecindad del bulbo inyectado y del incremento de diámetro producido en el mismo. Los barrenos pueden no requerir ademe y suelen perforarse con brocas helicoidales o ademes del mismo tipo. La inyección se efectúa con el sistema de manguitos.

- **Anclas de baja presión con bulbo recto.** Se instalan en rocas, suelos cohesivos o en materiales arenosos o con gravas. La perforación se puede efectuar empleando una diversidad de técnicas de perforación e inyección; la presión generalmente no excede de 10 kg/cm^2 y se requiere de un obturador. Se utilizan en prácticamente cualquier tipo de suelo o roca fisurada.

El barreno puede requerir ademe, dependiendo de las condiciones del medio. La lechada inyectada en el bulbo aumenta y mejora la transferencia

de carga pues la fuerza máxima de anclaje depende básicamente de la resistencia friccionante que se moviliza en la interfaz entre la lechada y el medio circundante.

- **Anclas con inyección posterior.** En estas anclas se efectúa una primer etapa de inyección por gravedad, posteriormente, se reinyecta el bulbo sucesivamente, dejando uno a dos días entre cada etapa de reinyección. Las reinyecciones se llevan a cabo con un tubo sellado instalado junto al tendón. El tubo esta provisto de válvulas check a lo largo de la longitud del tubo de inyección. La lechada reinyectada fractura la lechada inicial vaciada por gravedad para ensanchar el bulbo. El tubo de inyección suele estar provisto de obturadores para aislar cada válvula. Como alternativa puede emplearse también un sistema de tubos manguitos para efectuar las reinyecciones.
- **Anclas con reinyección posterior.** Se usa en suelos cohesivos de baja plasticidad. En suelos granulares o en rocas las reinyecciones se aplican para mejorar la transferencia de carga entre el bulbo inyectado y el material circundante.

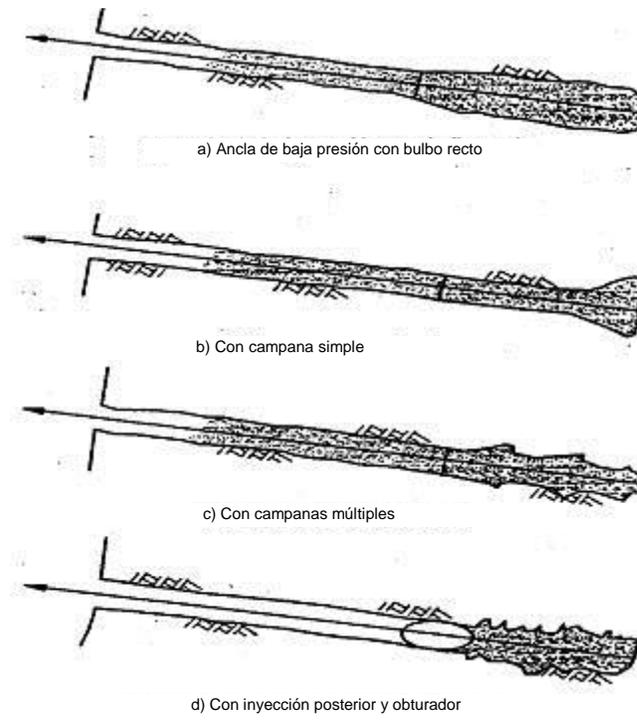


Figura 3.19

Anclas de presión y con campana

d) Según la forma del fuste

Las anclas con ensanchamientos en el fondo o a lo largo de la excavación tienen por objeto aumentar su capacidad; sin embargo, su uso está limitado por su dificultad constructiva que requieren un nivel elevado de especialización y supervisión.

- **Anclas con campana de fondo.** Los barrenos, generalmente de gran diámetro y sin ademe, se rellenan con lechadas de arena y cemento o bien con concreto colado por gravedad.

- **Anclas con campana múltiple.** Se utilizan en suelos cohesivos rígidos o en rocas débiles. El espaciamiento entre las campanas se selecciona para minimizar la posibilidad de fallas por cortante a lo largo de la superficie perimetral de las campanas.

3.5.12 Aspectos de Construcción

3.5.12.1 Procedimiento constructivo

Las operaciones de anclaje deben planearse tomando en cuenta las dificultades de accesos en ciertos lugares, la necesidad de habilitar andamios, malacates y sistemas para el suministro de refacciones y materiales, así como los movimientos del equipo entre los puntos de la perforación. Es muy importante tener en cuenta que todas estas actividades deben condicionarse a la seguridad del personal.

A continuación se hace una breve descripción de las actividades para la construcción de un sistema de anclaje.

a) Trabajos Preliminares

- **Medidas iniciales.** Son todas aquellas actividades que deben efectuarse antes de iniciar un proyecto de anclaje y sin las cuales no es posible realizarlo. Incluye la construcción de acceso al sitio del proyecto y el desmonte del predio, así como la ubicación y colocación de puntos de control topográfico.

Ubicación de puntos de anclaje y de bancos de nivel para el control topográfico.

Para ello se requiere la participación de topógrafos con el objeto de alcanzar la precisión requerida. Los puntos de anclaje se señalan en el terreno mediante estacas metálicas y los bancos de nivel con mojoneras debidamente empotradas dentro del terreno. Para la construcción de mojoneras se recomienda emplear mampostería de concreto.

- **Cortes previos en taludes o excavaciones.** Antes de la instalación del sistema de anclaje puede requerirse efectuar cortes para perfilar el talud de acuerdo con el proyecto. La secuencia de los cortes, así como las dimensiones de los mismos, deben ajustarse rigurosamente a las indicaciones y recomendaciones del estudio geotécnico. Cualquier cambio en la secuencia y geometría de los cortes deberá consultarse con los asesores geotécnicos del proyecto.
- **Instalación de drenes.** Esta actividad depende de la secuencia de otras actividades como la ejecución de cortes previo a la construcción de estructuras de retención. Asimismo, el tipo, cantidad y distribución de los drenes individuales influyen en la selección del procedimiento constructivo idóneo.

b) Habilitación de anclas

La secuencia para habilitar un ancla depende de su tipo. Antes de su habilitación es necesario disponer en la obra de todos los elementos constructivos del ancla. Como ejemplo, a continuación se presenta la secuencia recomendada para instalar anclas constituidas por torones:

- 1. Puntas ojivales de acero (cabezas de bala).** Los extremos de los torones o barras se unen a la cabeza mediante resinas epóxicas. Para tal efecto las ojivas deben estar provistas de barrenos para introducir en ellos los extremos de los torones o barras. Posteriormente se vierte resina epóxica con lo cual los torones o barras quedan solidamente unidos a las puntas ojivales. En anclas permanentes deben evitarse las uniones con soldadura pues los efectos térmicos reducen la capacidad de los torones. Los diámetros de estas puntas varían entre 4 y 6 pulg; las puntas de acero no deben tener oxido y para garantizarlo, deberían limpiarse y pulirse con esmeril. Después de la limpieza se aplicara antioxidante. Las cabezas de bala permiten la instalación del cuerpo del ancla en cualquier tipo de suelo, incluyendo materiales granulares o roca fracturada, garantizando que el torón esté libre de partículas de suelo antes de la inyección de morteros.
- 2. Habilitación de torones.** Normalmente se utilizan conjuntos de seis y, en diseños especiales, hasta doce torones. Usualmente cada cable esta

formado por siete hilos con alma de acero. Los cortes deben hacerse con discos cortadores, nunca con soplete.

- 3. Limpieza de los torones.** También deben estar libres de óxido por lo cual también deberían limpiarse con cepillos de alambre o, de ser necesario, con esmeril.

- 4. Fijación de los torones a las puntas de acero.** Una vez terminada la limpieza, se podían unir a las puntas cónicas.

- 5. Colocación de separadores.** Los torones ya ligados a la punta cónica se extienden en toda su longitud sobre una superficie preferiblemente plana. Los separadores se hacen pasar entre los torones hasta las posiciones preestablecidas y se fijan con alambro.

- 6. Colocación de la manguera de inyección primaria.** El tubo de inyección se pasa en medio de los torones atravesando los separadores. Esta manguera está provista de manguitos a través de los cuales se aplica la lechada de inyección primaria. Esta está constituido por manguera de poliducto de $\frac{3}{4}$ pulg. de diámetro y debe llegar hasta el fondo del bulbo, a unos 10cm

de separación del extremo superior de la punta ojival. Si se prevén reinyecciones se utilizara un tubo de manguitos de PVC de 1 pulg de diámetro.

- 7. Colocación del obturador.** El obturador se inserta por el extremo libre y se lleva hasta la distancia prevista, es decir, hasta alcanzar la longitud libre del ancla. En su extremo inferior se fija la manguera de retorno de la inyección primaria, la cual permite el desalojo de aire e impurezas del bulbo inyectado.
- 8. Colocación de la manguera de inyección secundaria.** También pasa a través del centro de los separadores, desde el extremo libre de los torones hasta el extremo inferior del obturador.
- 9. Engrasado de torones.** La longitud libre de los torones dentro de la funda de protección debe engrasarse.
- 10. Colocación de la funda de protección.** Abarca la longitud libre del ancla y esta constituida por un tubo liso de PVC. Su diámetro debe ser suficiente para contener los torones, la manguera de inyección y la manguera de

retorno. Su extremo inferior debe quedar fijamente ligado la obturador y su extremo superior atraviesa la placa de apoyo.

c) Perforación e instalación

- **Perforación.** La selección de la perforadora depende del tipo de materiales que se encuentren en el sitio y de las condiciones locales en la obra; puede ser necesario perforar localmente a través de boleos, lo cual se realiza con un martillo neumático a rotoperCUSión, desplazando con aire los detritos hacia la boca del barreno. Si el medio circundante esta constituido por rellenos inestables, estos deberán cementarse con una lechada gruesa de baja resistencia para perforar posteriormente.
- **Instalación de anclas.** El ancla habilitada se transporta a la boca del barreno y se inserta manualmente dentro del mismo. Esta operación debe llevarse a cabo cuidadosamente, evitando en todo momento daños a las componentes del ancla habilitada. Para llevarla a cabo es necesario que el barreno este limpio y seco.
- **Inyección del bulbo.** Para realizar la inyección del bulbo es necesario inflar el obturador y garantizar que se realiza el sello entre la longitud libre y el bulbo mismo. Se introduce el mortero controlando la inyección con un manómetro en la boca del barreno, la presión de inyección influye

directamente en la capacidad del ancla. La resistencia del mortero varia entre 120 y 220 kg/cm².

- **Habilitación del cabezal del ancla.** Incluye el colado de la zapata de apoyo, la colocación de la placa de apoyo, de cuñas de alineamiento, de los torones y de cuñas de sujeción y/o tuercas.
- **Tensado inicial.** Para tensar un ancla se utiliza un gato hidráulico que sujeta los extremos del cable y, apoyado sobre el cabezal, permite aplicar controladamente la fuerza de tensión requerida. El tensado se lleva a cabo después de que ha ocurrido el fraguado del bulbo. Primero se aplica la carga de asiento, colocando un gato en el cabezal del ancla; después se aplica la carga de trabajo, normalmente 1.2 veces la carga de diseño, siguiendo la secuencia de una prueba de carga simple.
- **Inyección secundaria.** El mortero de menor calidad y resistencia pero de mayor deformabilidad que el de la inyección primaria. Su función es proteger la longitud libre, ocupando espacio entre la funda lisa y las paredes del barreno. Se cura por gravedad después del tensado.

d) **Protección y mantenimiento**

- **Protección externa.** Los componentes del cabezal de tensado se pintan con pintura epóxica anticorrosiva y además se engrasan con productos grafitados. Todo el conjunto queda encapsulado por un capuchón de PVC.

- **Mantenimiento.** Este tipo de habilitado de anclas permite la revisión de la tensión del elemento. En caso de contar con tubos manguitos también es posible post-inyectarlas. Su mantenimiento se reduce únicamente a la revisión periódica del capuchón y del cabezal de reacción.

3.6 SOIL NAILING

El soil nailing es una técnica de refuerzo de suelos in situ, que se ha utilizado desde los años 70, principalmente en países como Francia y Alemania, para la contención de las excavaciones y estabilización de taludes. El concepto de soil nailing consiste en reforzar el suelo, con inclusiones pasiva (anclas), para incrementar la resistencia global del suelo en el sitio y que la fricción entre el suelo y las anclas restrinjan los desplazamientos del suelo antes y después de la construcción (ver figura 3.20).

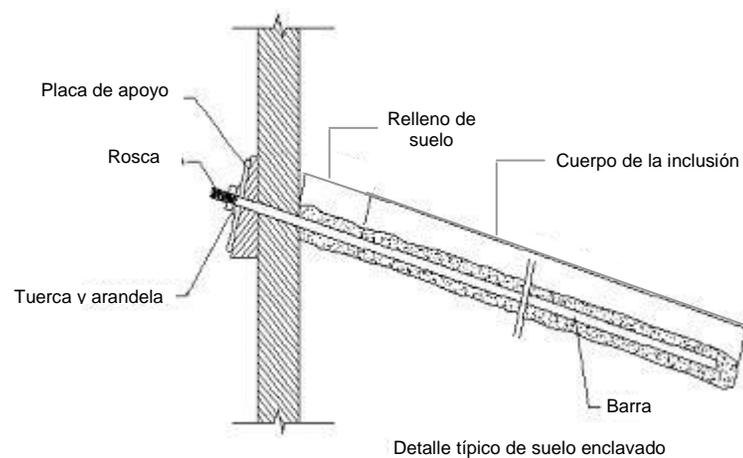


Figura.3.20

Esquema que muestra como esta
constituido el Soil Nailing

Esta técnica surgió como una extensión del nuevo método de tuneleo austriaco, que combina concreto lanzado reforzado y la colocación de anclas, para proporcionar un sistema de soporte flexible para la construcción de excavaciones subterráneas.

La fuerza de tensión movilizada en las anclas induce un incremento aparente de esfuerzos normales a lo largo de la superficie potencial de falla, incrementando la resistencia al corte del suelo. Las anclas colocadas a través de una superficie potencial de falla pueden tomar el cortante y momento flexionante al desarrollar la resistencia pasiva.

El Soil Nailing se utiliza primordialmente para contención temporal de excavaciones, de la misma manera que el anclaje.

En la tabla 3.1 se resume la factibilidad de aplicación de Soil Nailing para diferentes materiales.

Tabla 3.1, Aplicación del soil nailing en diferentes suelos ⁴²	
Aplicable	No aplicable
Arcillas Suelos granulares Roca alterada, depósitos de piemonte Suelos heterogéneos y estratificados	Arcillas plásticas blandas Suelos orgánicos, turba Suelos granulares sueltos ($N < 10$), y/o Suelos saturados

3.6.1 Tecnología, procedimiento constructivo y componentes

La principal componente de un sistema de retención con Soil Nailing son el suelo in situ, las anclas de tensión y el recubrimiento de la superficie. La economía del sistema depende fundamentalmente de la tecnología utilizada

⁴² Fuente: Manual de Construcción Geotécnica. Tomo I, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 2002.

(elementos estructurales y proceso de instalación de las inclusiones) y la velocidad de la construcción que se logre.

Las inclusiones son generalmente anclas formadas por barras de acero u otros elementos metálicos, que puedan resistir esfuerzos de tensión, cortante y momentos flexionantes, ya sea que se coloquen perforaciones previas, inyectadas a lo largo de toda su longitud, o hincadas dentro del suelo. Las anclas no son preesforzadas pero se colocan en espaciamientos muy cerrados para generar una cohesión aparente anisotrópica en el suelo.

Las anclas se pueden clasificar de la siguiente manera:

- Anclas hincadas
- Anclas inyectadas
- Jet nails
- Anclas protegidas contra la corrosión
- Anclas lanzadas.

A continuación se describirá brevemente los tipos de anclas mencionadas anteriormente:

a) Anclas hincadas. Son empleadas comúnmente en Francia y Alemania, y son barras o perfiles metálicos de diámetros entre 15 y 46mm, de acero dulce con resistencia a la fluencia de 3500 kg/cm^2 . Se colocan con espaciamientos cerrados (2 a 4 anclas por m^2) y crean una masa de suelo

reforzado suficientemente homogénea. Las anclas se hincan en el suelo, con la inclinación de proyecto, utilizando un martillo neumático o hidráulico de vibropercusión, sin perforación previa. Esta técnica de instalación es rápida y económica (4 a 6 por hora); sin embargo, esta limitada por la longitud de las barras (máximo 20 m) y la heterogeneidad del suelo (por ejemplo presencia de boleos).

- b) Anclas inyectadas.** Son barras de acero entre 15 y 46 mm de diámetro, con una resistencia a fluencia de 4200 kg/cm^2 . Se colocan en perforaciones (10 a 15cm de diámetro) con una separación vertical y horizontal que varia entre 1 y 3m, dependiendo del tipo de suelo en que se coloquen. Las anclas comúnmente se inyectan por gravedad o con presiones bajas. Se pueden utilizar varillas corrugadas para incrementar la adherencia ancla-inyección.
- c) Jet Nailing.** Son inclusiones compuestas hechas con suelo inyectado con una barra central de acero, que puede ser entre 30 y 40 mm de diámetro. Las anclas se instalan utilizando un martillo con vibropercusión de alta frecuencia (hasta 70 Hz) y luego se inyecta la lechada de cemento durante la construcción, mediante un canal longitudinal a la barra, de unos cuantos milímetros de diámetro, con una presión suficiente para causar el fracturamiento hidráulico del suelo alrededor. En suelos granulares se han

usado presiones relativamente bajas (40 kg/cm^2). El ancla se protege contra la corrosión usando un tubo metálico. Esta técnica provoca una compactación y mejoramiento del suelo alrededor del ancla, que incrementa significativamente la resistencia a la tensión de la inclusión. En la tabla 3.2 se presentan valores típicos de cargas a la tensión para diferentes suelos.

Tabla 3.2, Diámetros típicos de jet Nails y resistencia a la tensión para diferentes suelos.⁴³

Suelo	Grava	Arena	Limo	Arcilla
Diámetro del bulbo, cm	60	40	30	20
Resistencia ultima a la extracción, T/m	2.62	1.13	0.43	0.15

- **Anclas protegidas contra la corrosión.** Generalmente utilizan un esquema de protección doble, similar al usado en la practica del anclaje convencional. Para aplicaciones permanentes es recomendable utilizar un mínimo de 3.75 cm de recubrimiento, en toda la longitud del ancla. En ambientes agresivos, es recomendable un encapsulamiento completo, que se puede alcanzar con un tubo corrugado de plástico o acero, inyectado en el suelo.
- **Anclas lanzadas.** Consiste en disparar directamente al suelo, utilizando un lanzador de aire comprimido, anclas de 25 y 38 mm de diámetro, con longitudes de 6 m o más. Las anclas se lanzan a velocidades de 320

⁴³ Fuente: Manual de Construcción Geotécnica. Tomo I, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 2002.

km/hora, con una transferencia de energía de hasta 100 kJ. Durante la penetración, el suelo alrededor del ancla se desplaza y se comprime. Se utiliza actualmente para la estabilización de taludes, aunque también se emplean para contención de excavaciones.

3.6.2 Cubierta o revestimiento

El recubrimiento de la cara de las estructuras de Soil Nailing no es un elemento de capacidad de carga estructural, si no que asegura la estabilidad local del suelo entre los niveles de refuerzo y protege la superficie expuesta a los efectos de la corrosión y el interperismo. Generalmente consiste en una capa delgada de concreto lanzado (entre 4 y 6 pulgadas de espesor), que se construye de arriba hacia abajo, conforme se avanza en el proceso de excavación. El recubrimiento y las anclas se colocan inmediatamente después de cada etapa de excavación, para restringir la descompresión del suelo y prevenir el deterioro de las propiedades mecánicas y característica de las resistencia de corte del suelo. En algunas ocasiones se han utilizado paneles prefabricados o colados en sitio, como sustituto del concreto lanzado, buscando satisfacer aspectos estéticos o de durabilidad.

Cabe mencionar que el revestimiento con concreto lanzado no siempre se emplea en el sistema Soil Nailing, puede aplicarse cuando se tiene condiciones en la que el suelo es suelto o cuando sea necesario estabilizar las paredes de excavaciones.

Dependiendo de la aplicación las siguientes cubiertas han sido utilizadas:

- **Malla de alambre soldado**

La malla de alambre soldado puede utilizarse para aplicaciones temporales y permanentes. Es utilizada en estratos de roca intemperizada o en suelos granulares fuertemente cementados, donde la erosión de la superficie no se considera significativa. Para aplicaciones permanentes, el galvanizar la malla es necesario generalmente.

- **Concreto lanzado**

El lanzado de concreto es ampliamente utilizado tanto para estructuras temporales como permanentes. El lanzado provee una capa superficial continua y flexible que puede rellenar vacíos y grietas de la superficie excavada. Para aplicaciones permanentes, siempre se refuerza con malla de alambre soldado con el espesor necesario con capas sucesivas de lanzado, cada una de 2 a 4 pulg. (5 a 10 cm) de espesor.

Aplicaciones temporales han sido construidas utilizando malla de alambre soldado o fibras de refuerzo y concreto lanzado. El colocar la malla de alambre soldado o las fibras de refuerzo tiene el fin de dar mayor flexibilidad a la estructura y reducir la propagación de rajaduras. La durabilidad del lanzado depende en gran medida de mantener la relación agua / cemento alrededor de 0.4 y utilizar una inclusión de aire adecuada.

3.6.3 Procedimiento de construcción

A continuación se presenta una breve descripción sobre el proceso constructivo del sistema Soil Nailing. En el se detalla por pasos la forma como se desarrolla dicho proceso el cual fue aplicado a un determinado proyecto.



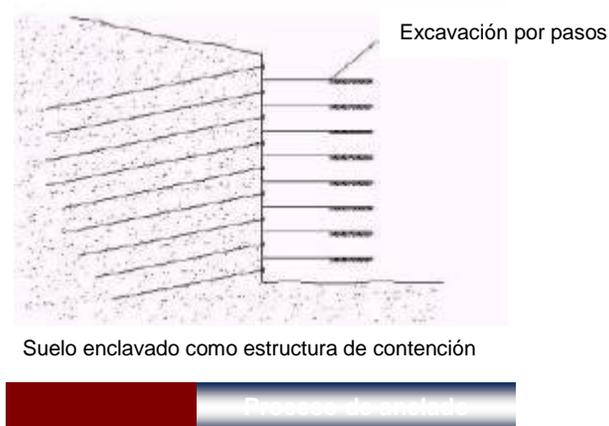
- a) Se realiza un corte inicial en el cual el suelo pierde su estabilidad, pero no a tal punto en el cual las inclusiones no lo puedan estabilizar, como se aprecia en la figura.3.21.
- b) Se perforan los huecos donde se ubicarán las barras de refuerzo con un equipo de perforación mecánico para garantizar el ángulo de inclinación para el cual han sido diseñados. Ver figura 3.22.
- c) Las barras del refuerzo son instaladas en ubicaciones predeterminadas con la longitud e inclinación especificadas, utilizando los métodos de perforación y colocación de lechada apropiados para el suelo en el cual serán construidos. Ver figura 3.22.



- d) Se coloca una superficie de concreto lanzado. como puede observarse en la figura 3.23.



- e) El proceso se repite para todos los niveles subsecuentes. Figura 3.24



Es necesario aclarar que la aplicación del sistema de concreto lanzado no es exclusivo en la implementación de la técnica de Soil Nailing, si no además es aplicable a otros sistemas de anclajes.

3.6.4 Criterios de Aplicación

Las ventajas y desventajas de la técnica soil nailing se presentan a continuación:

Ventajas

- Se pueden alcanzar economías entre 10 y 50 por ciento, comparado con muros anclados.
- El equipo de construcción es fácilmente transportable, pequeño y se puede adaptar para que sea silencioso.
- Los métodos de construcción pueden ser rápidos y flexibles, acoplándose a las variaciones en las condiciones de suelo, geometría del proyecto y ritmo de trabajo, ya que no es necesario esperar el tensado de las anclas.
- Se requieren pequeños desplazamientos para movilizar el refuerzo, menores a los necesarios para excavaciones ademadas.
- El sistema es flexible en su totalidad, y puede tolerar movimientos horizontales y verticales grandes.
- El sistema de refuerzo es redundante: una ancla débil no provocara la falla de un talud completo.

Desventajas

- El suelo debe ser suficientemente resistente para que se puedan mantener estables cortes entre 1 y 2.4 m de alto, al menos por unas horas durante la

instalación del refuerzo. En este caso, no es necesario que el suelo tenga alguna cohesión o cementante.

- En caso de existir un flujo de agua fuerte hacia la cara de la excavación, no sería posible colocar el concreto lanzado.
- En arcillas muy blandas no es aplicable este sistema.
- Es necesario tomar precauciones con las interferencias subterráneas en forma temporal o permanente.
- En ocasiones, es necesario colocar elementos de constricción fuera de los límites de propiedad de la obra.

3.7 PROCESO CONSTRUCTIVO MANTA RAY

El reforzamiento de los suelos en el sitio, es utilizado para consolidar el terreno, con el objetivo de permitir taludes con ángulos mas pronunciados para prevenir movimientos a lo largo de los planos de fallas pre-existentes.

Así como para reforzar el suelo después de que un corte en el suelo ha sido realizado.

En función de costos es mas efectivo ayudar al suelo a soportarse así mismo que construir un muro tradicional.

3.7.1 Muros Manta Ray

Estos consisten en la utilización de anclajes que se incorporan en el lado de la retención con el objetivo de cambiar artificialmente las propiedades del suelo,

especialmente el ángulo de fricción interna aparente, para generar estabilidad entre las superficies críticas de un suelo.

3.7.2 Sistema de Anclajes Manta Ray

La instalación completa consiste en un ancla Manta Ray, una o dos barras roscadas y sus acoples apropiados. Después que el ancla ha sido hincada a la profundidad necesaria, el instalador utiliza un gato hidráulico para halar el ancla, haciendo que rote 90° grados, sin provocar perturbación alguna en el suelo Fig. 3.25, continuándose el proceso de tensión, controlándolo mediante manómetro hasta alcanzar la tensión deseada en el ancla.

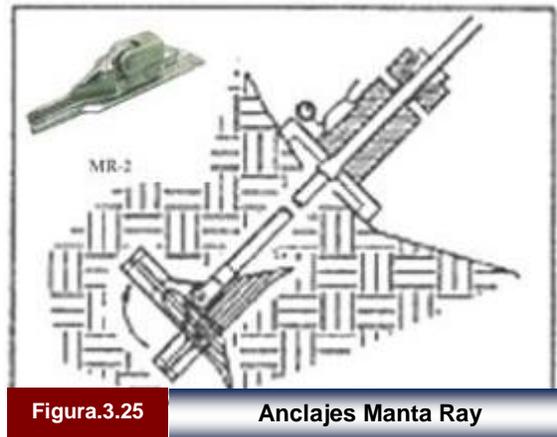


Figura.3.25

Anclajes Manta Ray

Existen diferentes métodos para diseñar muros Manta Ray entre ellos tenemos:

- Método de Davis
- Método de Davis Modificado
- Método Alemán
- Método Francés
- Método Kinematico

3.7.3 Formula de Diseño de Peck

La formula de peck es una versión simplificada, desarrollada a partir de datos obtenidos en proyectos de estabilización de taludes existentes o en proceso de construcción, en los cuales se han normalizado los diagramas de la presión existentes en el suelo y observando los efectos en los diferentes tipos de suelos. Ver figura 3.26.

$$P_a = (0.5-0.65) K_a \cdot r \cdot H.$$

Diagrama De Peck'S

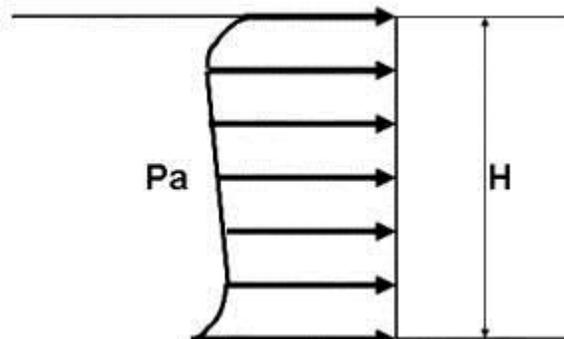


Figura.3.26

Diagrama de Peck

$$P_a = F_s \cdot K_a \cdot r \cdot H$$

F_s = Factor Aceptable del Suelo (0.45-0.65)

K_a = Coeficiente de presión lateral en el terreno.

r = Densidad del suelo (T/m³).

H = Altura del Muro (m).

3.7.4 Pasos para la colocación del Sistema de Anclaje Manta Ray de manera manual

Paso 1:

La varilla del ancla es atornillada dentro del perno de enganche y luego se le introduce la varilla que sirve de guía

**Paso 2:**

Un hombre al nivel del suelo y utilizando un martillo Jack Hammer estándar introduce la MANTA RAY en el terreno a un ángulo y profundidad deseada

**Paso 3:**

El instalador retira la varilla de guía y enrosca la barra de instalación al final de la varilla del ancla



Paso 4:

Se coloca la máquina para tensionar el ancla sobre la barra de instalación

**Paso 5:**

A través de un gato hidráulico se tensiona la barra de instalación y se hace girar el ancla bajo la tierra a un ángulo de 90° grados en su posición fija y posteriormente se realiza una prueba para medir la capacidad de tensión requerida del ancla.

**Paso 6:**

Se quita la maquina para tensionar y se le enrosca un sujetador en la varilla del ancla y luego queda listo para anclarlo



3.7.4.1 Ventajas

- Reducción de costos de un 10 a un 30 por ciento comparado con los sistemas de muros de retención tradicionales.
- Equipo de construcción silencioso y portátil a pequeña escala.
- Método de construcción flexible y rápido, adaptable a las variaciones en las condiciones del suelo y al proceso del trabajo.
- El asentamiento en la superficie es mitigado tensionando los anclajes.
- El sistema completo es flexible y puede tolerar grandes movimientos horizontales y verticales.
- El sistema de reforzamiento es redundante, un anclaje débil no ocasiona la falla de todo el muro.

3.7.4.2 Desventajas

- El suelo debe ser lo suficientemente fuerte para resistir cortes de 1 a 2m de altura, como para que permanezcan estables por algunas horas mientras se lleva a cabo el reforzamiento.
- No pueden existir flujos de agua desde la superficie de la excavación ya que esto imposibilita la aplicación del concreto lanzado.
- No es aplicable en suelos altamente arcillosos.
- Pueden ocurrir interferencias con construcciones cercanas.

3.8 TÉCNICA DE CONSTRUCCIÓN DE MICROPILOTES EMPLEADA EN EL PAÍS

Una de las técnicas de construcción de micropilotes empleadas en el país es la del denominado Drillo Fast, el cual esta compuesto por un tubo de hierro negro liviano liso de 2.5" de diámetro más una varilla de ¼" colocada en forma de espiral en la parte que constituye la longitud del bulbo (ver figura 3.27). Este tubo también es llamado



Figura. 3.27

Tubo Manchete

Tubo Manchete, y en su interior se coloca una varilla corrugada roscada #10



Figura 3.28 Perforadora Neumática Track Drill

grado 60 como refuerzo y bandas de hule llamadas también válvulas antirretorno o manguitos.

El procedimiento inicia con la ubicación de los puntos en el terreno, donde posteriormente se instala el equipo de perforación, luego se procede a la excavación con una perforadora

denominada Track Drill (ver figura 3.28), hasta alcanzar la profundidad de diseño. El siguiente paso es colocar el tubo de hierro negro liso de 2 ½" dentro de la excavación, teniendo el cuidado que éste quede centrado y alineado dentro de la perforación, dejando un espacio adecuado para la colocación del motero de la vaina. Una vez instalado el tubo se deposita el mortero de la vaina



Figura. 3.29 Colado de la vaina

por gravedad y cuya función es proteger la armadura contra la corrosión y sellar la perforación para conseguir la presión de inyección necesaria; la resistencia de este mortero es de $f_c' = 100 \text{ kg/cm}^2$.

Luego de realizado el colado de la vaina se deja un tiempo de fraguado, el cual puede

variar entre 1a 4 horas antes de proceder a la inyección del núcleo, esto con el propósito de que la vaina se fracture y permita formar el bulbo del micropilote (ver figura 3.29). Luego se procede a la inyección del micropilote con lechada, la cual posee una resistencia a la compresión de $f_c' = 210 \text{ kg/cm}^2$; para este proceso se emplea una bomba de inyección y una manguera central con un obturador de goma que se infla con agua para separar la longitud libre del micropilote y el bulbo, la presión que se emplea es de 4 bar. Como el micropilote es del tipo IGU (Inyección Global Repetitiva) esta se realiza en una sola maniobra de inyección, en la figura 3.30 se puede observar este proceso. La inyección se hace de abajo hacia arriba y se inyecta un determinado volumen por cada metro, luego de haber inyectado el bulbo se procede a rellenar la longitud libre del micropilote con la misma lechada empleada, en la figura 3.31 puede observarse el micropilote después de la inyección. La última etapa del proceso es la colocación del acero de refuerzo dentro del tubo lleno con lechada.



Figura. 3.30 Inyección de Lechada



Figura. 3.31 Micropilote inyectado

Esta es la forma de cómo se realiza el proceso constructivo de micropilotes en El Salvador, y cuya metodología es basada en otras técnicas patentizadas, las cuales son modificadas tanto en su proceso constructivo como el equipo utilizado y adaptadas a nuestro medio.

CAPITULO IV. PROCESO CONSTRUCTIVO DE CIMENTACIÓN PROFUNDA APLICADA A UNA OBRA DE PASO

4.1 INTRODUCCIÓN

El principal objetivo de este capítulo, es dar a conocer cómo se realiza la construcción de las cimentaciones profundas en nuestro país por parte de empresas capacitadas en esta área. Para ello, se describe y analiza la metodología implementada en la construcción de dichos elementos, que en este caso, son aplicados a una obra de paso. El proyecto a analizar se denomina: “Diseño y Construcción de Paso a Desnivel en Intersección Alameda Juan Pablo II – Boulevard Constitución”, el cual se cimentará sobre una batería de pilas que no solo tendrán la función de servir como fundación, sino además como una pantalla de estabilización de taludes apoyados por anclajes, y también como columnas para sostener la losa del túnel.

Como se podrá observar, a medida se avance en la lectura del texto, este tipo de cimentaciones permite generar procesos constructivos versátiles, que contribuyen en la disminución de tiempo de ejecución de obra y reducción de costos, siempre y cuando se respeten las normativas correspondientes para obtener un producto con calidad.

Este capítulo se divide en dos etapas, la primera trata sobre los aspectos generales y descripción del procedimiento constructivo de los cimientos empleados en el proyecto, y en la segunda etapa, se realiza un análisis de los

procesos implementados para la construcción de este tipo de cimentaciones en nuestro país, basándose en las normativas que se aplican a dichas técnicas.

4.2 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO

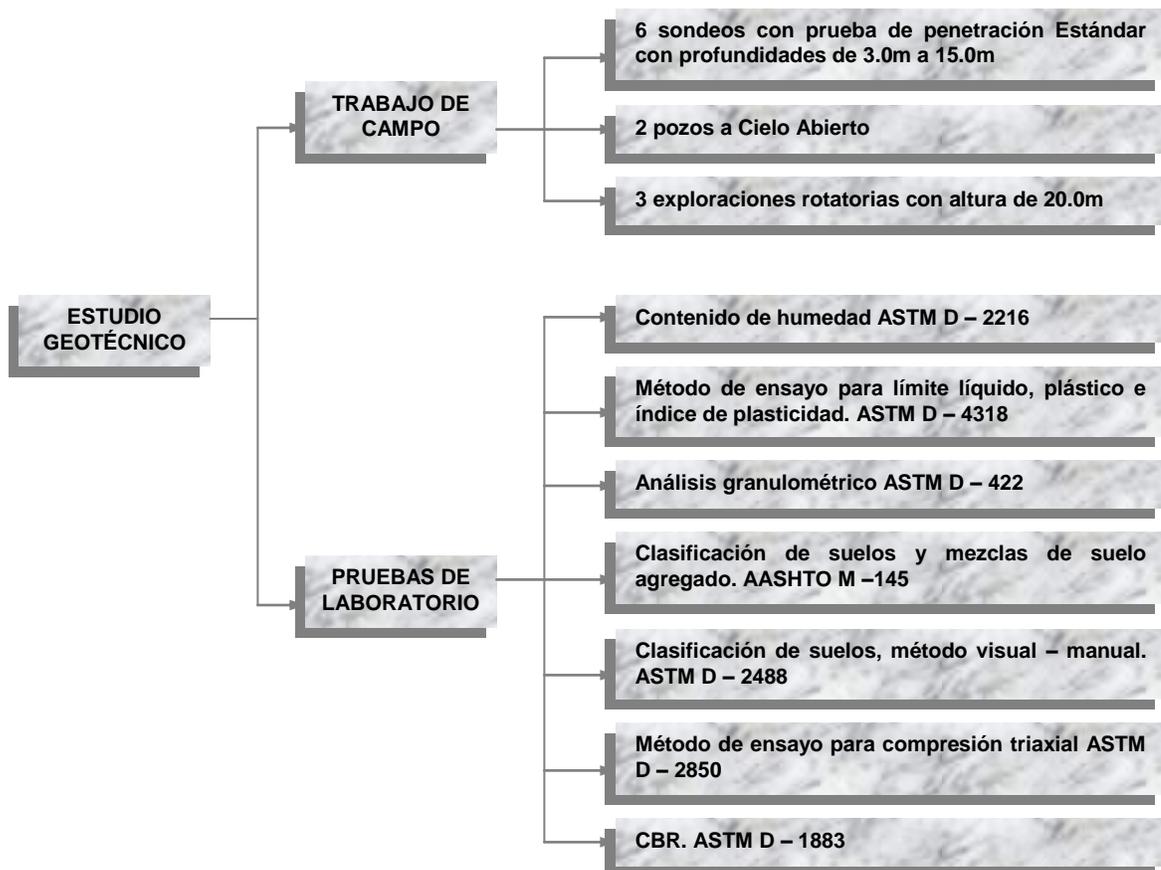
Como se mencionó anteriormente, el proyecto se denomina: “Diseño y Construcción de Paso a Desnivel en Intersección Alameda Juan Pablo II – Boulevard Constitución”. Esta obra consiste en construir un túnel que permita mejorar la fluidez vehicular entre las vías mencionadas. Para ello, se determinó sostener la losa del túnel sobre una batería de pilas, la cual consta de 181 elementos que son del tipo “colados in situ” con diámetro de 80cm y longitud promedio de 12m, separadas a 2.0m entre ejes. Estos elementos no solo tendrán que sostener las cargas provenientes de la losa de rodamiento, sino además, tendrán que servir como una pantalla que confine las paredes de los taludes a medida se realicen las excavaciones del túnel, y finalmente tendrán que trabajar como columnas, los primeros seis metros de cada elemento.

El objetivo principal de esta obra es mejorar la fluidez vehicular entre las vías minimizando las afectaciones al tráfico durante el proceso constructivo, es decir, no debe cerrarse el paso vehicular mientras se ejecute la construcción de la obra.

El proceso constructivo desarrollado en esta obra, referente a los cimientos profundos (pilas) y a los elementos de estabilización (anclas), es el siguiente:

4.3 ESTUDIO GEOTÉCNICO

Para la determinación del tipo de cimentación que se construirá para esta obra de paso, se realizó un estudio geotécnico que puede explicarse a través del siguiente organigrama:



Esquema 4.1 Metodología del Estudio Geotécnico

De acuerdo con los resultados de estas pruebas, se determinó que los suelos que predominan en la zona de sondeo son: arenas limosas, limos arenosos y arenas mal graduadas, asimismo no se registra problemas para la realización

de las excavaciones hasta la profundidad de diseño (12.0m), en el sector de fundación de dichos elementos.

Además se determinó trabajar de acuerdo con los siguientes parámetros:

Parámetros del Suelo Explorado		
Angulo de fricción interna	Para profundidad inferior a 5.00m	30°
	Para profundidad mayor a 5.00m	35°
Cohesión del suelo (c)		1.0kg/cm ²
Peso Volumétrico (γ)		1.7T/m ³

4.4 TRAZO

Con base a la información de planos, se trazan en campo las coordenadas del eje de los pilotes, y se colocan referencias normales y tangentes a la curva del alineamiento horizontal de la vía. Luego se verifican las coordenadas con mediciones simples de campo con el fin



Figura 4.1

de garantizar que su posición respecto a otras estructuras sea la planificada. La ubicación de estas referencias deben permitir una correcta visibilidad, de tal manera que pueda rectificarse el trazo constantemente. Ver figura 4.1.

4.5 EXCAVACIÓN

El equipo de excavación consistió, para el caso del proyecto, en una perforadora Soilmec R-12, como muestra la figura 4.2. Una vez colocada la referencia de cada pila, se procede a ubicar el equipo de perforación;



Figura 4.2 Perforadora Soilmec R-12



Figura 4.3 Inicio de Excavación

ver figura 4.3. Para la excavación se utiliza una broca helicoidal que permite que el mismo instrumento de avance sea el que extraiga el material, ver figura 4.4. En algunos casos, cuando el suelo excavado presenta condiciones de saturación se utiliza un accesorio llamado “balde para limpieza o bucket” para su remoción. Igualmente es posible utilizar un accesorio tipo balde para la excavación de este tipo de suelos.

Con este equipo es posible lograr perforaciones de alrededor de 30cm por minuto bajo condiciones ideales. Al encontrarse roca este rendimiento se ve afectado drásticamente, ya que se recurre a cambiar esta broca por un trepano hasta demoler completamente la roca, sin embargo, esta situación no fue encontrada en esta obra.



Figura 4.4 Broca Helicoidal

4.6 CONTROL DE VERTICALIDAD DE EXCAVACIÓN

Antes de iniciar la excavación se coloca la perforadora en su posición, de acuerdo a coordenadas, y se verifica su verticalidad colocando niveletas en el vástago de la perforadora, en dos direcciones.

Posteriormente se verifica con las líneas guías mostradas en la figura 4.1 que la posición de la barrena sea exactamente en el punto de intersección de las dos líneas, colocándose dos personas alineadas con cada una de las guías e indicándole al operador de la perforadora qué movimientos realizar.

El plomo se lleva a cabo colocando una plomada simple en las paredes de la perforación y verificando que a medida se avanza con la profundidad, la distancia medida en la superficie, de la pared de la excavación al cordel de la plomada sea igual al radio de la sección transversal mayor de la misma.

En cuanto a la verificación de la limpieza, se lleva a cabo con un espejo orientando la luz solar hacia el fondo de la excavación, de tal forma, se repite el proceso de extracción de material hasta que el fondo de la excavación quede sin material suelto.

4.7 ARMADURÍA

Dependiendo de la cantidad de pilas a colocar, las cantidades de acero pueden llegar a ser un poco difíciles de controlar, en cuanto a la asociación de un lote



Figura 4.5

Código de colores

determinado con la armadura de algún pilote en particular. Una forma de asociación es asignándole a un lote determinado de acero un código de color, de tal manera que si algún ensayo a la tensión de acero resulta negativo es posible ubicar en qué armadura de pilote ha sido colocado dicho acero. Ver figura 4.5. La estructura de cada pila consta de 10 varillas de 1" con estribos (aros) de ½" espaciados a cada 30cm. El acero utilizado es de grado 40.

4.8 TRANSPORTE

Para el transporte es necesario tomar provisiones adicionales a las requeridas por diseño en la armadura, ya que durante el izaje ésta se comporta de una forma diferente que a la que estará solicitada durante su servicio, ya que inicialmente se levanta en forma horizontal y la armadura trabaja a flexión por su peso propio. Por lo anterior es necesario la colocación de crucetas adicionales en la armadura para evitar deformaciones permanentes en el acero.

4.9 COLOCACIÓN

a) Orientación (x,y)

Para este proyecto en particular, se tiene cuidado con la colocación de la armadura en el plano horizontal, ya que parte de ésta consiste en bastones que sirven de amarre a



Figura 4.6 Colocación de Armadura

una pantalla de concreto lanzado que formará las paredes del túnel. Para esto, las líneas guías de la figura 4.1 desempeñan un papel importante para la identificación de líneas perpendiculares y paralelas al alineamiento del túnel. Los bastones mencionados se cubren con durapax para evitar que queden embebidos en el concreto y sea fácil su ubicación después de excavado el túnel, ver figura 4.6.

b) Elevación

Para controlar la ubicación en elevación de la armadura se le agregan varillas en forma de “orejas”, como se observa en la figura 4.6, en la parte superior de la armadura, las cuales se atraviesan en la superficie con cuartones para proveer sostén y además evitar que la armadura tope en el fondo de la excavación.

c) Separadores para proveer recubrimiento mínimo

El recubrimiento mínimo requerido se garantiza colocando a los estribos de la armadura unos separadores circulares, cuyo radio es igual al recubrimiento deseado, de tal forma que sean estos los que estén en contacto con las paredes de la excavación y no el acero de refuerzo. Ver figura 4.7.



Figura 4.7 Separadores de Armadura

4.10 COLADO

a) Equipo

Es necesaria una grúa para el izaje de la armadura y para la colocación de una tubería tremie (ver figura 4.8a y 4.8b respectivamente) que se lleva hasta el fondo de la perforación, de tal forma que el colado de la pila sea siempre ascendente y cualquier contaminación pueda ser evacuada en la superficie. Esto es de vital importancia en perforaciones donde se encuentre agua subterránea y/o cuando se utilice lodo de bentonita



Figura 4.8a

para sellar las paredes de la excavación y proteger el concreto que se está colando, no obstante, la bentonita es también un contaminante por lo que el colado se lleva a una distancia determinada sobre la cota final deseada para la eliminación de aquel concreto contaminado. En este proyecto la tubería tremie



Figura 4.8b

desarrolló un papel muy importante, ya que por la longitud de las pilas, la posible segregación durante la colocación del concreto fue controlada gracias a esta tubería, asimismo, se encontró agua en el fondo de la excavación en varias pilas, pero debido a que el tremie permite un colado ascendente, la diferencia de densidades (entre concreto y agua) permitió desalojar sin mayor

problema el agua de la excavación. Como medida de precaución adicional se utilizó una bomba para extraer el agua de las excavaciones, antes de introducir el tremie y colocar el concreto, ya que en algunas zonas era demasiada agua concentrada en el fondo de la excavación; una vez retirada la mayor parte del agua, se procedió a colocar el tremie y a depositar el concreto, siendo éste, el encargado de expulsar el residuo de agua dejado por la bomba achicadora.

4.11 COLOCACIÓN DEL CONCRETO

Para este tipo de estructuras es necesario que el concreto tenga una trabajabilidad adecuada, ya que no es posible vibrarlo más que con movimientos oscilatorios de la tubería tremie. Además, si el concreto es de baja trabajabilidad se corre el riesgo de que la tubería tremie se adhiera al concreto que se está colando y no sea posible su remoción sin extraer el acero de refuerzo o generar discontinuidades en el concreto durante el proceso. Se recomienda que el concreto tenga un revenimiento mínimo de 8" (alcanzado mediante aditivos), lo que fue aplicado en este proyecto. El proceso seguido fue de colocar el concreto directamente desde el camión hasta el embudo del tremie. Este tubo se dejó a 50cm del fondo de la excavación y se mantuvo embebido en el concreto entre 2 a 3m durante el colado. No se aplicó vibración debido a que el concreto utilizado poseía aditivos que hacían el concreto autonivelante, permitiendo así, la compactación del concreto por sí mismo. La resistencia del concreto utilizada en este proyecto fue de 210Kg/cm².

4.12 EXCAVACIÓN DE TÚNEL Y ANCLAJES CON SISTEMA MANTARAY

Una vez realizado el colado de toda la batería de pilas, se lleva a cabo el siguiente proceso:

- Excavación y perfilado de talud
- Perforación para colocación de anclas con barreno manual
- Instalación y colado de ancla
- Colocación de malla de ¼"
- Lanzado de 1ª capa de concreto (5cm de espesor)
- Tensado de ancla y colocación de placa
- 2º lanzado de concreto para completar el espesor total de 10cm.
- Curado

4.13 DESCRIPCIÓN DEL PROCESO CONSTRUCTIVO

La excavación y perfilado del talud, cuya altura total de es de 6.0m, se realizó en secciones de 1.90m de altura utilizando una pala mecánica; luego de perfilado el talud se procedió a la perforación para la instalación de las anclas por medio de un barreno manual de 4" de diámetro, accionado por una bomba hidráulica y manejado por tres auxiliares, los cuales orientaron e inclinaron dicho barreno a un ángulo de 10º aproximadamente, de acuerdo a la dirección de diseño para las anclas. Por medio de una varilla guía se hinca el ancla en el fondo de la perforación con una longitud aproximada de un metro. De acuerdo al programa de diseño utilizado por el constructor para la distribución de las

anclas, éstas deben tener un espaciamiento vertical de 1.50m, y la distancia horizontal varía de acuerdo a la altura del muro.

El siguiente paso fue proporcionarle recubrimiento al ancla con una lechada (con relación de volumen de 2:1, cemento – agua) cuyo propósito es proteger el anclaje contra la corrosión. La colocación es de forma manual a través de un tubo o un canal de lámina.

Después de colocada la lechada, se procedió a la instalación de la malla estructural de diámetro $\frac{1}{4}$ " fijada al muro por medio de pines hechos de varilla corrugada de $\frac{3}{8}$ " y espaciados a 75cm en distancia horizontal y 63cm en vertical.

Una vez instalada la malla se realizó el lanzamiento de los primeros 5.0cm. de concreto. Al transcurrir 24 horas después del lanzamiento de concreto se procedió al tensado del ancla, el cual se divide en dos etapas: en la primera, se tiene como objeto hacer girar el extremo de ésta (cuya extensión es de 30cm), y en la segunda, se aplica una carga de tensado de 15000lb por medio de un gato hidráulico y se coloca en su extremo una placa de lámina negra con la siguiente dimensión: 25cm x 25cm x $\frac{1}{4}$ " y cubierta con una malla en su rostro externo para permitirle adherencia con el concreto. Esta se fija al ancla por medio de una tuerca y utilizando una llave convencional. Luego se retira el gato hidráulico y se procede al siguiente paso. El lanzamiento de la segunda capa de concreto es el paso final del proceso y con el cual se llega a un espesor total de 10.0cm. de muro de retención.

La siguiente secuencia de fotografías muestra el proceso de construcción de anclas:





Figura 4.15 Corte de Ancla excéntrica



Figura 4.16 Placa instalada



Figura 4.17 Colocación de Concreto

4.14 ANÁLISIS DEL PROCESO CONSTRUCTIVO

▪ Construcción de Pilas

En la mayoría de los pasos constructivos de estos elementos se ha logrado cumplir con los requerimientos normativos, sin embargo se ha podido observar ciertas deficiencias y procesos que pueden afectar la seguridad de los resultados esperados como:

- El número de ensayos llevados a cabo para la realización del estudio de suelos no fue adecuado, lo que da lugar a interpolaciones que proporcionan

información que obligan a realizar proyecciones del comportamiento de los suelos, lo que resulta en problemas al momento de realizar la construcción de las pilas, como profundidad adecuada, saturación de suelos en ciertas zonas, obstáculos como boleos, etc.

- Estos elementos están considerados para transmitir las cargas tanto a través de la fricción en su fuste (por fricción) como por apoyo de su base (por punta), sin embargo, durante el proceso de excavación en algunas zonas, se tuvo el problema que había cantidades excesivas de agua en el fondo de la misma. Para solventar este problema, utilizaron bombas achicadoras y luego se procedió a colocar el concreto, de tal manera, éste desalojara las cantidades de agua remanentes por diferencia de densidades; sin embargo, esto ocasiona que exista la posibilidad que el pilote pierda capacidad de carga por punta debido a la presencia de suelos saturados en el fondo del pilote y que en el futuro pueda estar sujeto a asentamientos diferenciales. Esta condición debería haberse detectado en el estudio de suelos, lo que habría permitido una mejor planificación, o en el caso que se debiera a fugas en tuberías circundantes, tuvo que haberse procedido a la identificación de éstas y su consecuente sello.
- Durante el proceso de excavación, el control de la verticalidad se realiza de manera no confiable, ya que solamente se basa en la rectificación visual de la excavación a través de una plomada. De acuerdo a los rangos de tolerancia para el porcentaje de desplome descritos en el capítulo II, se

posee un valor máximo del 2%; para comprobar que la verticalidad oscila dentro de este rango, es necesario conocer la excentricidad real tanto en la superficie como en el fondo de la excavación, solamente de esa forma, puede determinarse con exactitud si dicho parámetro cumple con la norma.

- Durante el proceso de limpieza del fondo de la excavación, el encargado de supervisar dicha actividad, realiza una inspección visual a través de reflejos de luz proyectados por medio de espejos, lo que impide establecer con precisión, si en realidad se ha extraído completamente el material suelto. Debe considerarse que la profundidad de la excavación es de 12m, y por lo tanto, al realizar esta actividad en la forma señalada, se expone la calidad del producto a consideraciones personales de quien lo realiza. Existen casos donde debido a las características del suelo, la limpieza no puede garantizarse completamente, sin embargo pueden buscarse alternativas que permitan estabilizar el material suelto depositado en el fondo de la excavación.
- Debido a la magnitud del proyecto, era necesario realizar pruebas de carga que permitieran verificar la capacidad portante de las pilas, especialmente en las zonas donde se encontró suelos saturados. De acuerdo con entrevistas a profesionales encargados de dicho proyecto, se conoce que la supervisión del mismo, solicitó elaborar dichas pruebas, sin embargo el constructor sostuvo que no eran necesarias, ya que el diseño estructural de las pilas estableció que la capacidad de carga total de cada una de ellas es

de 362T y la requerida por el proyecto era de 66T, estos valores fueron proporcionados por la empresa encargada del diseño de las pilas. Al analizar dicha posición se determina lo siguiente: existe una marcada diferencia entre la teoría y la práctica, es decir, el diseño estructural puede dimensionar la pila de tal forma que ésta tenga una capacidad de carga muy alta como la mencionada anteriormente, pero si durante el proceso constructivo no se cumplieron con las consideraciones tomadas en el diseño, jamás se obtendrá los resultados esperados, por ejemplo, la saturación del suelo indiscutiblemente afectó las propiedades del mismo como lo es la fricción y cohesión, cuyos parámetros son los determinantes al momento de diseñar las pilas, por consiguiente esto afecta la capacidad de carga de la pila y puede ser causa de asentamientos diferenciales. Para eliminar la incertidumbre del posible fallo de las pilas y asegurar la calidad de las mismas, se deduce que en realidad era necesario realizar las pruebas de carga.

- Este tipo de elementos son muy versátiles ya que pueden ser diseñados para trabajar de acuerdo a diferentes tipos de carga y condición. Para este caso, estas pilas no solamente trabajan como cimentaciones profundas, sino que además ayudan a confinar las paredes del túnel y evitar así cualquier desmoronamiento de estas en el lapso comprendido entre la excavación del túnel y el colado de la puntada de concreto entre pilas.

▪ **Construcción del Sistema de Anclajes**

Entre las observaciones que pueden detallarse, referente al proceso constructivo de estos elementos son las siguientes:

- Con respecto a los valores obtenidos del estudio de suelos, el valor de la cohesión se considera muy alto para el tipo de suelo encontrado (arena limosa), por lo que se investigo con el personal encargado de dichas pruebas si existía error con los datos proporcionados, sin embargo mantienen la posición de que dichos valores son los que se obtuvieron de las pruebas triaxiales. Si existe un error en el cálculo del parámetro anteriormente descrito, puede ocasionar problemas de capacidad de carga para los elementos de soporte como las pilas y sistema de anclaje.
- Para la determinación de la longitud de las anclas, el constructor ha utilizado un programa que se basa los siguientes parámetros para determinar dicha longitud: altura de muro, ángulo de fricción, humedad y de acuerdo con lo expresado por personal de la empresa, el programa considera una carga de tráfico basado en el tipo de vehículo de diseño para la vía. Sin embargo se desconoce si se considera sobre carga que pueda generarse debido a las construcciones circundantes al proyecto, asimismo la introducción de otros datos de importancia como lo es la cohesión o peso volumétrico del suelo.
- En el diseño estructural se establece un ángulo de inclinación para la colocación de las anclas; este ángulo es de gran importancia ya que se relaciona con las fuerzas que evitarán el colapso del talud, de acuerdo al

plano de falla de éste. Sin embargo, cuando se lleva a cabo la perforación para la instalación de las anclas, ésta se realiza de forma manual, utilizando un barreno, el cual se direcciona de acuerdo a la capacidad, experiencia y agotamiento del operador, así como a las condiciones del suelo y de las características del barreno. Esto puede ocasionar desviaciones y excavaciones no uniformes, lo que modificaría las condiciones consideradas en el diseño y por tanto su comportamiento, lo que puede agravarse por la falta de una dirección común entre las diferentes anclas que conforman el sistema.

- La perforación que se realiza en el talud para la colocación del ancla debe de sellarse con una lechada para dar recubrimiento al ancla y evitar que se corroa, sobre todo por estar colocadas en suelos ácidos. Sin embargo, el proceso de colocación se hace con una lechada vertida en el hueco mediante un canal de lámina que permite depositarla por gravedad. Con este proceso se tiene el riesgo, debido a la pequeña inclinación de las perforaciones, de que queden colmenas, o aún peor, bolsas de aire atrapadas, con lo que no se lograría generar un recubrimiento uniforme a lo largo de toda la barra del ancla y esta quedaría expuesta a la corrosión.
- La colocación de la placa de apoyo se hace de una forma manual, para ello se emplea una llave convencional, no se le da una fuerza de torsión específica ya que se emplea la fuerza de hombre, lo que no garantiza que todas las anclas queden totalmente fijas, lo que implicaría que no se

desarrolle la fuerza de tensión requerida, otro aspecto importante es que la placa de apoyo debe fijarse cuando el concreto alcance la resistencia requerida, esto es para que la placa de apoyo transmita adecuadamente los esfuerzos de tensión.

- Uno de los problemas observados en la implementación de este sistema, es la modificación a la técnicas en lo referente al equipo y herramientas, y con la expectativa de obtener los resultados que la técnica patentizada produce utilizando maquinaria normada y calificada por estándares de calidad. Es correcto adaptar los equipos y recursos disponibles a las técnicas originales, sin embargo, es necesario tomar en cuenta que al realizar dichas modificaciones, no se obtendrán los resultados esperados basados en las técnicas originales, y por lo tanto, deberá realizarse las correcciones requeridas.
- También es necesario aclarar que la implementación de este sistema permitió realizar un proceso constructivo rápido y seguro, ya que con él se puede construir muros de contención de arriba hacia abajo según se hace el corte, evitando así trabajar con cortes muy altos, ya que permite ir estabilizando por tramos el talud cortado, generando así, seguridad tanto dentro como fuera del proyecto. También este sistema permitió la no interrupción del tráfico que circula sobre estas dos vías.
- La confiabilidad de estos elementos es que conforman un sistema redundante, es decir, que cualquiera de los elementos puede fallar por

capacidad de carga en algún momento y el sistema total no se ve en riesgo de colapso, ya que todos los demás elementos no fallados absorben la carga del elemento que cede.

CAPITULO V. PROPUESTA DE OTROS TIPOS DE CIMENTACIONES PROFUNDAS QUE PUEDEN SER VIABLES EN EL SALVADOR

5.1 INTRODUCCIÓN

A medida avanza la tecnología, también avanza las técnicas constructivas, como es el caso de las cimentaciones profundas, sin embargo en El Salvador, muchas de esas técnicas no han podido implementarse debido a algunos factores como lo son: desconocimiento de la técnica, falta de recurso económico, recurso tecnológico y equipo.

Es por ello que en este capítulo se describirán técnicas y métodos de cimentaciones profundas que no han sido implementadas en El Salvador, o cuyo uso ha sido poco empleado, con el objeto de que en el futuro dichos procesos o técnicas pueden tomarse en cuenta al formular nuevos proyectos.

Dentro de las técnicas que pueden mencionarse están: 1) hincado de pilotes mediante vibración, 2) vibroflotación y columnas de gravas y 3) estabilización química mediante inyección. Además se describirá algunos métodos empleados como complemento para la estabilización de excavaciones en la construcción de cimentaciones profundas como son: tablestacas y muros pantallas.

5.2 TÉCNICAS DE CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES PROFUNDAS

5.2.1 Técnica de Ampliación de la Base

En el capítulo II se detallaron varias técnicas de construcción de cimentaciones profundas, sin embargo algunas de ellas han sido poco usadas en El Salvador, como la ampliación de la base del cimiento profundo, la que consiste en ampliar la base de la pila con una herramienta llamada bote campana (ver figura 5.1), la que es aplicable cuando se realiza la perforación rotatoria. El proceso constructivo se inicia una vez terminada la excavación normal de la pila, introduciendo hasta el fondo de la perforación, donde se expande para que la base de la cimentación profunda se amplíe, con el objeto de aumentar la sección de la base del pilote y asimismo su capacidad de carga por punta.

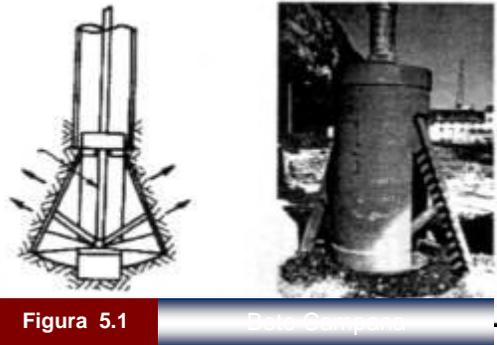


Figura 5.1

Bote Campana

Los botes campana normalmente cortan diámetros base de hasta 3.7m, aunque es posible efectuarlos hasta 7.3m con equipo especial, sin embargo, usualmente no se construyen campanas en fustes menores de 0.60m. Esta técnica se utiliza en suelos cohesivos firmes y no es recomendable aplicarla en suelos bajo nivel freático, perforaciones estabilizadas con lodos y suelos sueltos porque existe gran probabilidad de colapso de la campana.

5.2.2 Vibrohincadores

Otra técnica no utilizada comúnmente para la construcción de cimentaciones profundas es el hincado de los pilotes mediante vibración con vibrohincadores o martillos vibratorios.

Los vibrohincadores son máquinas diseñadas para llevar a cabo el hincado o extracción de tubos o perfiles de acero en suelos friccionantes, con la acción dinámica de un generador de vibraciones, ver figura 5.2.

La operación se inicia con el hincado de un tubo de ademe sujeto al vibrohincador, ubicando el conjunto verticalmente en el sitio indicado y accionando el equipo hasta que penetre a la profundidad de proyecto, mediante la aplicación de vibración, del peso del martillo vibratorio y del tubo.

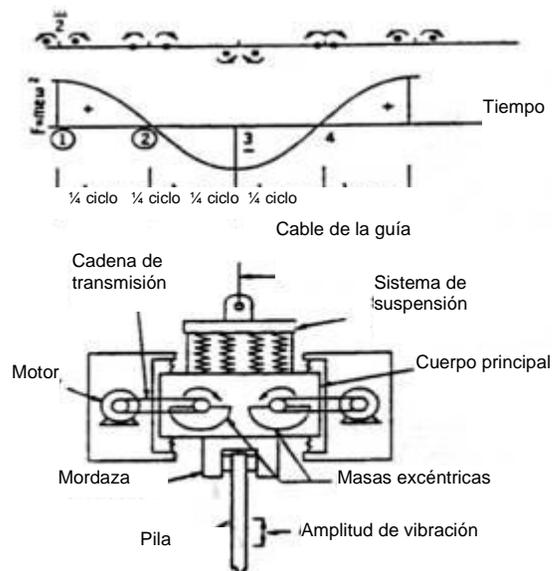


Figura 5.2

Vibrohincadores

5.2.3 Vibroflotación

a) Metodología y Campo de Aplicación

Con este procedimiento se consigue la densificación del terreno en la profundidad y extensión deseada a través de una planificación de los puntos de aplicación, lo que se logra mediante la generación de desplazamiento del suelo por la introducción de un vibrador, ayudado con agua o aire a presión, y su posterior compactación mediante la energía dinámica que aporta el vibrador.

En la Fig. 5.3 podemos ver un esquema de cómo se ejecuta el sistema.

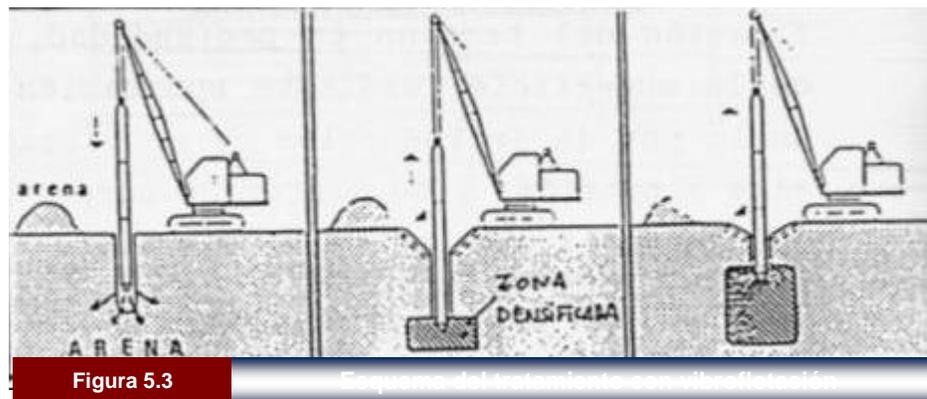


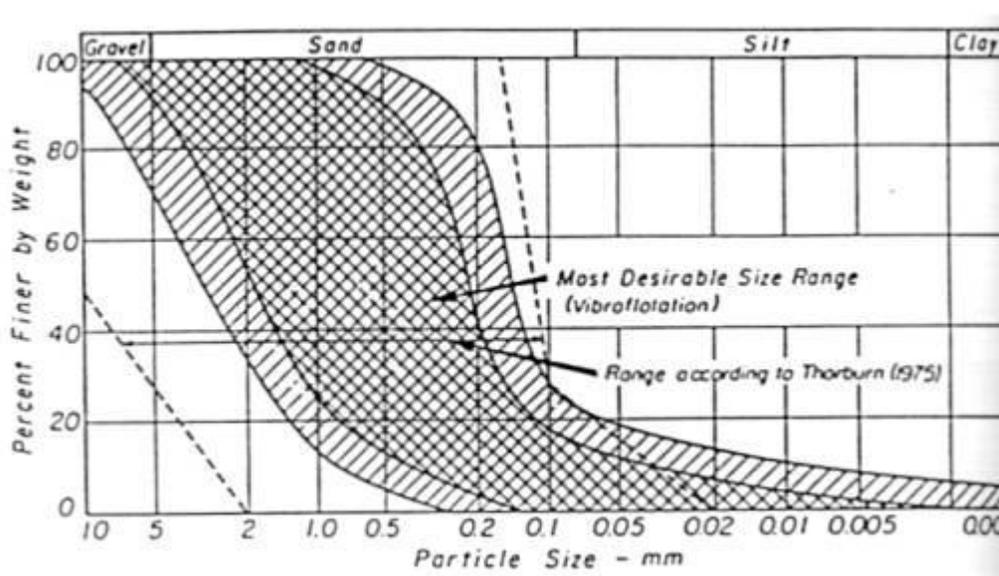
Figura 5.3

Esquema del procedimiento de vibroflotación

En la primera fase el vibrador (unido a prolongadores y colgado de grúa) penetra en el terreno por su propio peso, ayudado por la vibración inducida y por la presión del fluido que se aporta en su punta. Alcanzada la profundidad deseada se mantiene la vibración con la potencia y frecuencia requerida y se induce el movimiento complementario del terreno (ya iniciado en la fase anterior), hasta conseguir densificarlo alrededor del vibrador. En la tercera fase el vibrador se va elevando, manteniendo su aportación de energía al terreno,

hasta densificar el espesor de terreno deseado. Normalmente se mantiene la vibración de 0,5 – 2 minutos en tramos de 30 a 50 cm.

Generalmente, se induce un asentamiento en la cabeza de la perforación, debido a la densificación, por lo que es necesario aportar suelos similares al terreno mejorado. Para su nivelación final, el suelo a tratar, necesariamente ha de ser de tipo granular para conseguir el movimiento inicial (prácticamente una licuefacción, a producir entre la vibración y la aportación de agua a presión) y la densificación vibratoria posterior. En la Fig. 5.4, Mitchell, establece el rango de granulometría del suelo donde es aplicable este sistema.

**Figura 5.4**

Rango de granulometrías de terrenos adecuados para ser densificados por Vibroflotación

El suelo que cumpla con los límites granulométricos señalados puede estar sumergido y será sensible a las vibraciones. En la figura 5.5 se hace una

analogía entre la licuefacción de un depósito natural y la zona de compactación dinámica con vibroflotación.

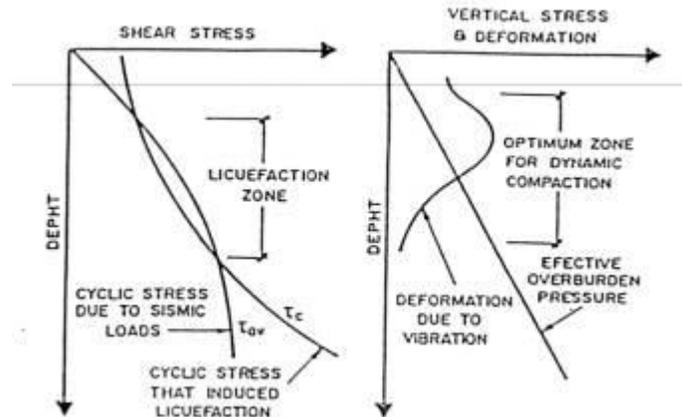


Figura 5.5

Analogía entre la licuefacción de un depósito granular y la zona óptima para compactación dinámica.

Según Thorburn, la licuefacción del suelo es total hasta distancias de 30-55 cm del vibrador, haciéndose nulo el efecto a 2.5m, a causa del amortiguamiento del propio terreno.

5.2.4 Vibro – Sustitución (Columnas de grava)

La vibrosustitución o columnas de grava consiste en el mejoramiento de la capacidad portante del terreno, mediante la rigidización que produce la introducción de columnas de grava en los orificios creados por un vibrador, ver figura 5.6.



Figura 5.6

Equipo empleado para vibrosustitución.

Este tratamiento consiste en la introducción de un relleno granular en el terreno para formar columnas densas de grava, que con el terreno natural crean un sistema integrado de cimentación.

Además, las columnas de grava contribuyen a la reducción de los asentamientos y constituyen excelentes drenes verticales que aceleran la consolidación del suelo bajo la sobrecarga, al favorecer la disipación del exceso de presión intersticial creado en el terreno cohesivo tratado.

a) Tipos de suelo donde se emplean las columnas de grava

La vibrosustitución se aplica en suelos de relleno, cohesivos y mixtos. En la tabla 5.1, se presentan resultados en función del tipo de terreno, utilizando vibrosustitución.

Tipo de terreno	Efectividad relativa
Arena	Excelente
Arena limosa	Excelente
Limo	Buena
Arcilla	Buena
Residuos mineros	Excelente (dependiendo de la graduación)
Rellenos sin control	Buena
Basura	No aplicable

El método de vibrosustitución mejora los suelos potencialmente licuables y suelos arcillosos con problemas de compresibilidad, esto puede observarse en la figura 5.7.

⁴⁴ Fuente: Manual de Construcción Geotécnica. Tomo II, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 2002.

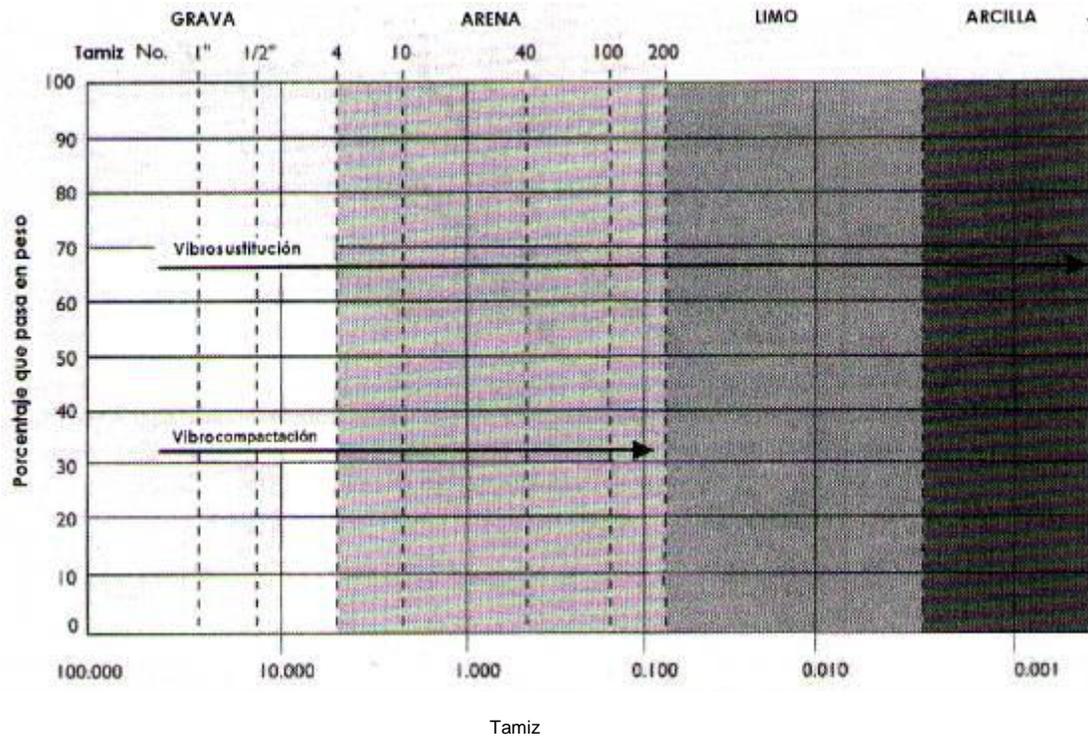


Figura 5.7

Distribución granulométrica en la que se aplica la vibrosustitución y vibrocompactación

b) Descripción de la técnica

Los dos métodos más comunes son: vibrosustitución por vía húmeda y vibrosustitución por vía seca. A este último método se le llama vibrodesplazamiento.

El método de vibrosustitución por vía seca, se utiliza para mejorar suelos finos blandos, creando perforaciones mediante el desplazamiento del terreno producido por las fuerzas horizontales impartidas por el vibrador, ayudado por aire comprimido en cada punto del tratamiento.

Los procesos de vibrosustitución por vía húmeda y vibro-desplazamiento implican la realización de la perforación por medio de agua y aire a presión, respectivamente, hasta una profundidad específica, alimentando la perforación con grava, a partir de esta profundidad se empieza a introducir y extraer el vibrador, la frecuencia utilizada es de 30 Hz, por lo que la grava se empieza a densificar y adherir al suelo circundante.

c) Vibrosustitución por vía húmeda

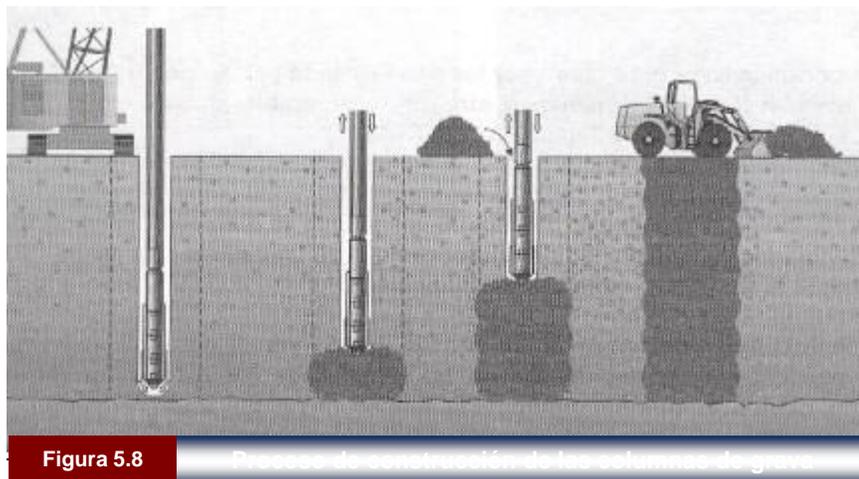
A continuación se detalla el proceso constructivo de las columnas de grava por el método de vibrosustitución por vía húmeda.

1. **Penetración:** Asistido por la inyección de agua, el vibrador oscilante penetra por el peso propio hasta la profundidad deseada, según las características del terreno. El agua provoca un flujo hacia el exterior, removiendo y arrastrando las partículas de arcilla y creando un espacio anular alrededor del vibrador y del tubo de suspensión.
2. **Sustitución:** Una vez alcanzada la profundidad a mejorar, se procede al relleno de grava por tramos de unos 50 cm, siendo compactada y penetrada, por la vibración, en las paredes del terreno natural. El movimiento del vibrador en ascenso y descenso, sumado a ello las fuerzas horizontales de la propia vibración y el flujo de agua a presión por las boquillas superiores, no permiten que se desarrolle el efecto de arqueado entre las paredes de la

perforación, el relleno y el vibrador, este efecto aumentaría la resistencia a la penetración del vibrador.

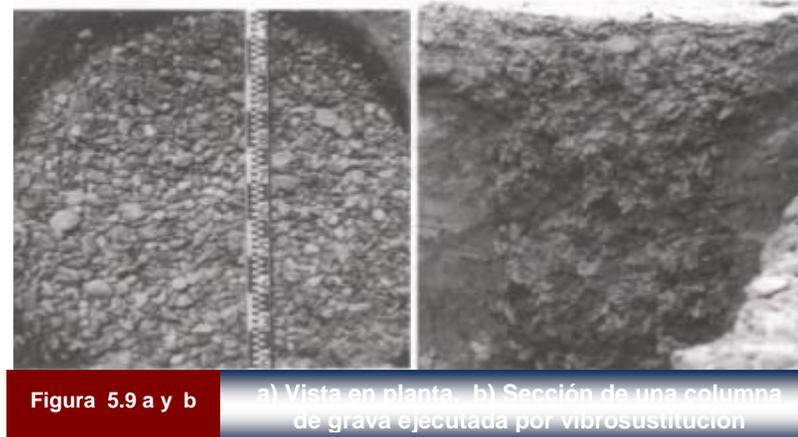
3. **Terminado:** Cuando finaliza cada escalón de ascenso y relleno, se detecta por la resistencia al bajar el vibrador, lo que se mide por el consumo de corriente eléctrica (amperios).

Este proceso de ascenso y relleno se repite hasta alcanzar la superficie del terreno, obteniéndose una columna de grava compactada, ver figura 5.8.



Si las paredes del suelo son inestables, el flujo de agua y el movimiento de la grava remueven el material fino y permiten a la grava expandirse hasta alcanzar el equilibrio. Es por ello que el diámetro de las columnas varía en su altura, coincidiendo en los estratos más blandos con los diámetros mayores. Los diámetros normales de las columnas de grava obtenidas

mediante esta técnica son de 0.8 a 1.1 m, como se puede observar en la figura 5.9 a y b.



d) Vibrosustitución por vía seca o vibro-desplazamiento

1. **Penetración:** en esta técnica el vibrador penetra en el terreno por el efecto de la vibración y del peso propio del vibrador así como de los tubos de extensión. El terreno es desplazado lateralmente y se va creando una perforación de paredes estables, necesario para la extracción del vibrador, ayudado por la inyección de aire comprimido por la punta del vibrador.

El aire comprimido sirve para mantener las paredes de la perforación estables y ayuda a la penetración, si el caudal y la presión de aire son considerables pueden causar daños a la estructura de las arcillas normalmente consolidadas.

2. **Relleno:** Cuando se ha alcanzado la profundidad requerida, se extrae el vibrador y se realiza el primer relleno de grava, el que alcanza unos 50 cm cuando se compacta. Para compactar el relleno el vibrador es introducido de nuevo, como si se tratara de una masa vibratoria, desplazándose la grava hacia abajo y lateralmente.

Durante la extracción del vibrador, la succión creada por el peso del aparato en sus ascensos puede crear inestabilidades en las paredes de los tramos inferiores de la perforación. El aire comprimido compensa la succión y ayuda al izado del vibrador.

3. **Terminado:** el proceso de relleno se repite hasta completar la columna. El diámetro común de columna de grava obtenido con el método seco es de 60 a 75 cm. Así, con un mismo vibrador el diámetro de la columna resultante es menor en esta técnica que por la vía húmeda.

En las figuras 5.10 y 5.11 se puede observar el equipo empleado y el proceso de vibrosustitución por vía seca.

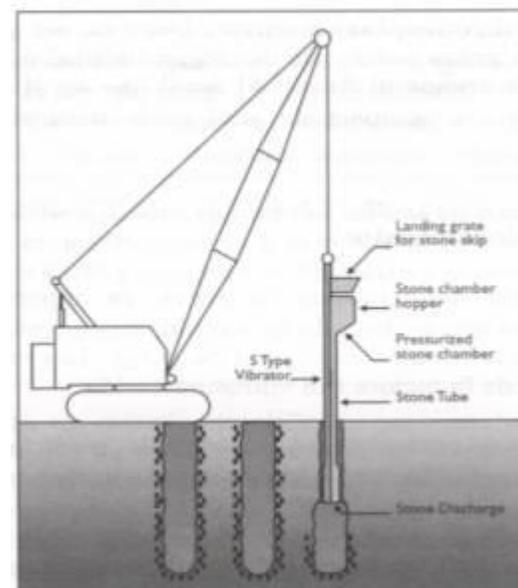


Figura 5.10

Equipo y proceso de vibrosustitución por vía seca



e) Material de relleno

El tipo de grava a emplear depende de la técnica de ejecución utilizada, ya que es función del tipo de terreno y de la posición del nivel de aguas freáticas.

En el caso de la técnica por vía húmeda (vibrosustitución), debido a que el relleno se deja caer desde la superficie, se pueden utilizar tamaños de grava desde $\frac{3}{4}$ " hasta 4" , tanto canto rodado como grava triturada. Es mejor utilizar una grava bien graduada en lugar de una uniforme, para lograr una columna con menos vacíos y por lo tanto mas rígidas.

Con respecto a la técnica con vía seca (vibro-desplazamiento), debe ser grava bien graduada, con tamaños entre $\frac{1}{4}$ " y $\frac{3}{4}$ ". La grava puede ser de origen natural o procedente de trituración, debe ser dura y limpia (sin arenas ni finos). Al igual que en el caso por vía húmeda, se logra un intimo contacto entre la grava compactada y el suelo natural que la rodea, debido al desplazamiento.

f) Verificación del mejoramiento

En este tipo de tratamiento con columnas de grava, es importante extremar el control durante la ejecución, puesto que el área de la sección transversal de la columna tiene una importancia crítica en relación con la capacidad de carga. Los ensayos de penetración son muy útiles antes y después de la mejora con vibrosustitución.

Otro tipo de control que se puede emplear es la medición de velocidad de onda superficiales Rayleigh, las cuales afectan a importantes volúmenes de suelos.

a) Ventajas de la aplicación del método

- El procedimiento constructivo de las columnas de grava, no produce ondas dinámicas que pueden provocar daños a estructuras vecinas como en el caso de otros métodos.
- Es posible construir depósitos de hasta 30 m de profundidad.
- Se puede emplear sin ningún problema al lado de estructuras existentes.

5.2.5 Tablestacas

5.2.5.1 Definición

Las tablestacas son elementos que se utilizan cuando en condiciones de suelo suelto o blando no es posible realizar una excavación con taludes verticales, debido a la presencia de edificios o instalaciones colindantes, además las

tablestacas se han utilizado para corregir o dar alineamiento a riveras o puertos, para conformar apoyos de puentes o para dar estabilidad a taludes.

Para seleccionar el tipo de tablestaca es necesario tomar en cuenta diversos factores.

- La resistencia estructural de las mismas.
- Forma de trabajo.
- El nivel de deformaciones admisible.
- La necesidad de evitar la entrada de agua hacia la excavación.
- La posible utilización de la tablestaca en la estructura definitiva o su reutilización.
- El procedimiento constructivo.
- El tipo y numero de niveles de apuntalamiento.

Las Tablestacas pueden ser de madera, concreto, acero, o coladas en el lugar, a continuación se hará una breve descripción de los tipos de tablestacas empleados en la estabilización de excavaciones.

a) Tablestacas de Madera

Se han utilizado ampliamente en trabajos de ataguías, pero han sido reemplazadas gradualmente por tablestacas de acero, concreto u otros tipos.

Existen diversos tipos de tablestacas de madera, formadas por uno o cuatro tablonces de madera, siendo la del tipo Wakefield la más utilizada, el cual

consiste en tres tablones con espesores de 2", 3" o 4", de 30 cm de ancho, formando un machihembrado como se puede observar en las figuras 5.12.

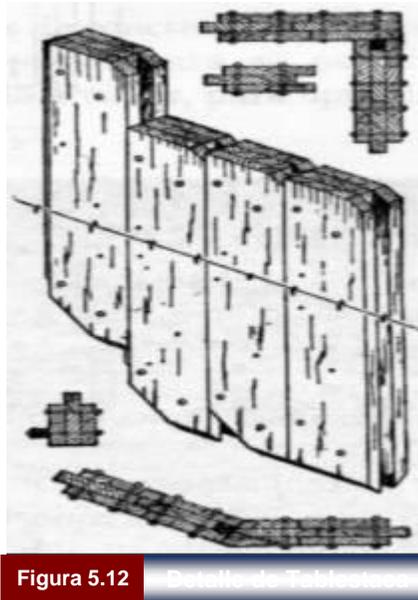


Figura 5.12

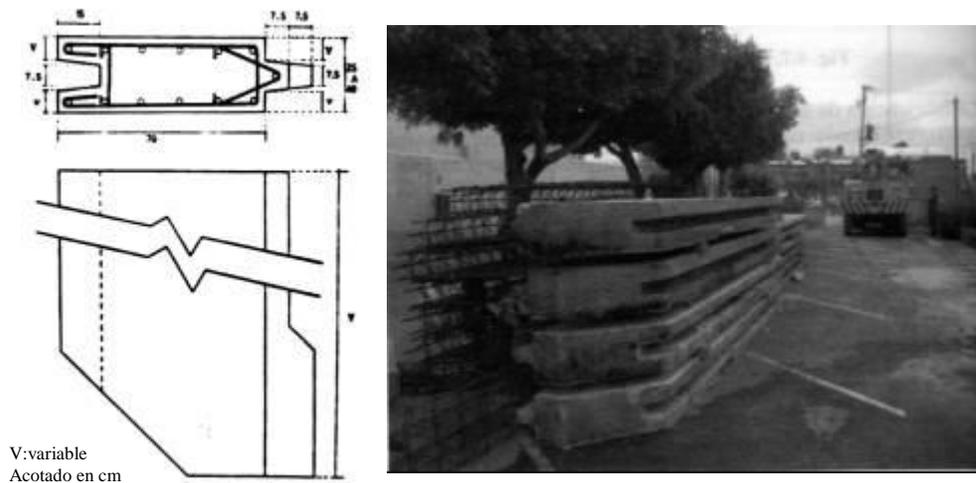
Detalle de Machihembrado

b) Tablestacas de Concreto

Las tablestacas de concreto reforzado son similares a las de madera, de sección cuadrada o rectangular, que se hincan una seguida de la otra, para formar un muro continuo, que puede constituir parte de la estructura definitiva. Para mantener las tablestacas alineadas se requiere de una llave de cortante en la unión, que generalmente se logra con la figura de un machihembrado entre las piezas.

La sección de la tablestaca generalmente varía entre 20 y 40 cm de espesor, con anchos entre 40 y 70 cm., su longitud puede alcanzar hasta 16 m en una sola pieza. Las puntas generalmente se construyen biseladas entre 30" y 45",

para que durante el hincado se provoque la tendencia a acercarse a la tablestaca previamente colocada. En la figura 5.13 se muestran detalles de la tablestaca de concreto.



V:variable
Acotado en cm

Figura 5.13 Geometría Típica de tablestaca de concreto

c) Tablestacas de Acero

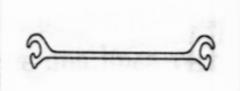
Las tablestacas de acero son las más usadas mundialmente debido a su inherente resistencia, peso ligero y durabilidad. Estas consisten fundamentalmente de paneles interconectados por perfiles estructurales laminados en caliente o rolados en frío y que cumplen principalmente con los requerimientos de las especificaciones de la ASTM.

Actualmente se producen en una variedad de perfiles típicos cuyo uso depende de las solicitaciones y deformabilidad a que vayan a ser sujetos, aunado a lo

anterior los requerimientos de durabilidad serán preponderantes en la definición del espesor o calibre de la sección.

- **Secciones Típicas**

Con respecto a las secciones típicas de los perfiles, los fabricantes de los mismos tiene tres tipos, cuyo uso depende de la aplicación constructiva y de los requerimientos estructurales y de deformación. Esencialmente cada uno responde a las propiedades de su sección. En la tabla 5.2 se presentan las características de cada uno de los perfiles.

Tabla 5.2 Característica de las Tablestacas de Acero ⁴⁵					
Perfil	Sección	Aplicación	Uso	Ventajas	Desventajas
Z		Excavaciones Muelles Apoyos de puentes	Cuando los momentos flexionantes gobiernen el diseño	Sección simétrica sobre su eje neutro. Mayor momento de inercia	--
U				--	Momento de inercia bajo debido a que el eje neutro coincide en al unión.
Plano		Estructuras celulares circulares. Estructuras cerradas	Cuando la resistencia a la tensión de la conexión gobierne el diseño	--	Momento de inercia nulo

⁴⁵ Fuente: Manual de Construcción Geotécnica. Tomo I, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 2002.

Cada uno de los perfiles, de acuerdo con los fabricantes, pueden ser producidos con las características de acero necesarias para soportar los efectos de deterioro por la corrosión. La selección del tipo de perfil dependerá de las condiciones geométricas del proyecto.

- **Equipo de Hincado**

Las tablestacas pueden ser hincadas por impacto o por medio de martillos vibratorios; la selección del tipo de hincado dependerá del tipo de suelo y del perfil seleccionado, teniendo en cuenta que a mayor superficie expuesta de la tablestaca mayor será la fuerza de hincado requerida.

De los tipos de martillos empleados para el hincado de tablestacas se pueden mencionar los siguientes:

- Martillos diesel
- Martillos de caída
- Martillos hidráulicos de doble acción
- Martillos vibratorios

- **Métodos de Hincado**

El proceso de hincado de las tablestacas para que resulte exitoso debe estar perfectamente alineada en ambos planos, además se debe permitir la altura suficiente para lograr una interconexión adecuada entre tablestacas.

Existen diferentes técnicas de hincado, la selección de la adecuada dependerá del número de piezas por hincar, de la profundidad de hincado y de posibles obstrucciones, a continuación se describirán los métodos que son más empleados para el hincado de tablestacas.

- **Hincado por Secciones**

Este método es utilizado para lograr un perfecto alineamiento vertical y horizontal. La tablestaca se hinca con una grúa o escantillón. En la figura 5.14 se observa la secuencia del hincado por secciones.

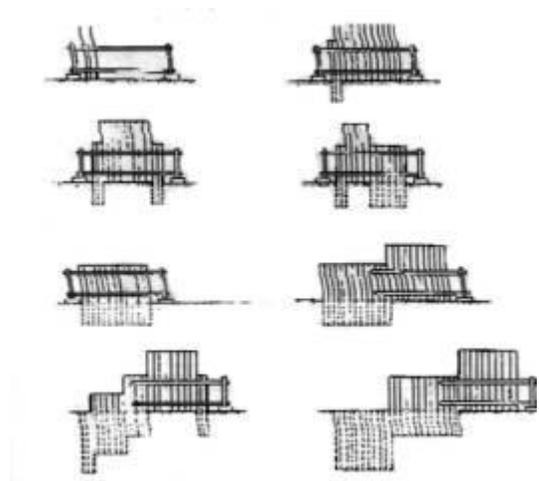


Figura 5.14 Hincado por Secciones

- **Hincado por Etapas**

En condiciones de suelos difíciles, el hincado en etapas es el más usado. Las tablestacas son hincadas con guías o escantillones realizando cortas penetraciones. En la figura 5.15 se muestra el proceso de hincado en etapas.

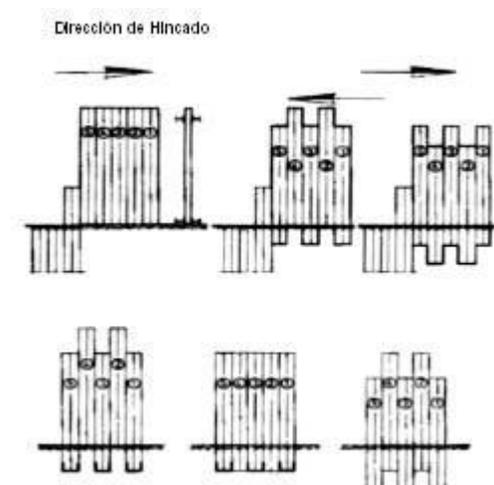
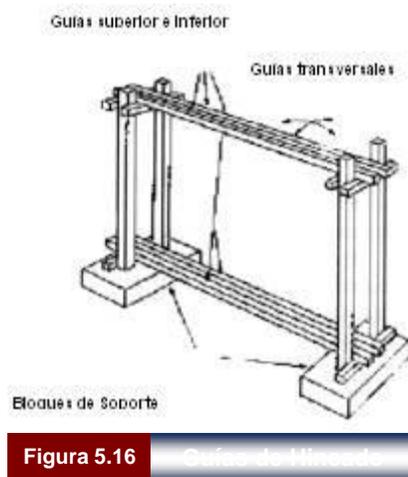


Figura 5.15 Hincado en Etapas

- **Guías de Hincado**



Para lograr un correcto alineamiento vertical y horizontal, es necesario utilizar guías o escantillones de hincado. Las guías se fabrican con perfiles estructurales cuyas dimensiones dependerán de las longitudes de hincado y profundidad de diseño. Los diseños adecuados de las guías contemplan la colocación de valeros móviles que permitan el deslizamiento de la tablestaca sin generar fricción contra el perfil. En la figura 5.16 se muestra la guía de hincado.

5.2.6 Muros pantalla

5.2.6.1 Definición

Un muro pantalla es una pared de concreto reforzado que se construye subterráneamente para impedir el flujo de agua subterránea y para estabilizar excavaciones profundas para la construcción de cimentaciones.

Las pantallas de contención o muros pantalla pueden anclarse o apuntalarse de acuerdo a la conveniencia o requerimientos del proyecto.

En un principio estos muros se empleaban exclusivamente para la impermeabilización de terrenos formando barreras impermeables, pero como elementos no estructurales.

5.2.6.2 Aplicaciones de los muro pantalla

Los muros pantalla a parte de emplearse en la estabilización de excavaciones profundas así como para impermeabilización tiene aplicaciones para otro tipo de proyectos , en el siguiente esquema (Figura 5.17) se muestran otro tipo de aplicaciones de este tipo de técnica.



Esquema 5.1 Campos de aplicación de los muro pantalla

* Pueden ser:

- a) De concreto con o sin acero de refuerzo
- b) De concreto plástico integrado con bentonita y agregados.

Los muros pantalla ya se han utilizado en el país, estos se emplearon como impermeabilizantes, con el propósito de proteger las fundaciones del edificio del Banco Hipotecario (hoy Biblioteca nacional). El material que se empleo para la construcción del muro fue suelo – cemento.

5.2.6.3 Proceso constructivo

a) Equipo

Generalmente el equipo empleado para la construcción de muros pantalla son las almejas, así como también la almejas hidrofresas la cual fue desarrollada por la compañía francesa Soletanche, siendo esta uno de los equipos mas avanzado, debido a que puede realizar pantallas en condiciones difíciles, ya sea por la dureza del subsuelo ya hidrofresas mas potentes pueden atravesar, sin ayuda de trépanos, rocas con resistencia a la compresión de 100 Mpa, también por exigencias especiales estrictas de verticalidad y calidad en el producto terminado.

b) Trazo

En esta etapa se procede a ubicar en el terreno el lugar donde se va a realizar la excavación del muro pantalla, como se puede observar en la figura 5.17.



Figura 5.17

Ubicación en el terreno del lugar donde se construirá el muro pantalla

c) Excavación

Primero se realiza la excavación de las pantallas auxiliares, estas pantallas servirán de guía para realizar la excavación del muro pantalla, garantizando así el espesor de la misma, la excavación de las pantallas auxiliares se lleva a cabo manualmente. Luego que se ha excavado, se procede a colocar los moldes

para posteriormente llevar a cabo el colado del concreto, en la figura 5.18 puede observarse la colocación del molde además de la forma como quedan estas pantallas después de desenmoldarse.



Luego que se han construido las pantallas auxiliares se procede a la excavación de los módulos a la profundidad especificada mediante almejas ver figura 5.19.



En la figura 5.20 se muestra esquemáticamente la secuencia de cómo se desarrolla el proceso de excavación de zanjas de 6 m de ancho por etapas.

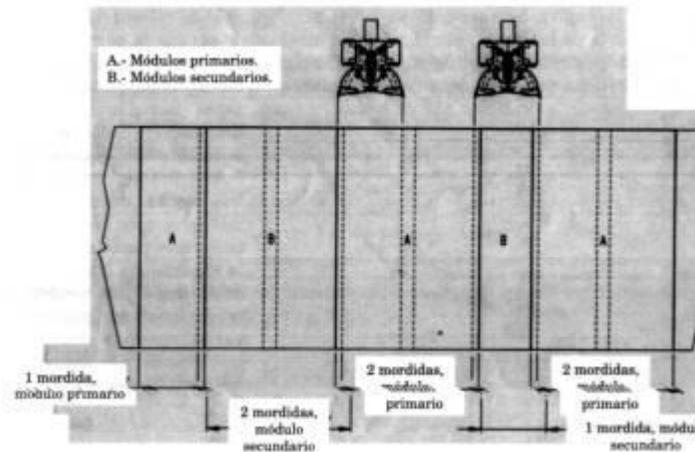


Figura 5.20

Secuencia de excavación de un panel

d) Colocación de la armadura

El proceso de colocación de la armadura comienza con la elaboración de la misma, posteriormente se procede al izado con una grúa, la figura 5.21 muestra este procedimiento, esta operación debe realizarse con cuidado para evitar que el refuerzo sufra algún tipo de daño, antes de colocar el refuerzo dentro de la excavación se colocan dos tubos en ambos extremos de la armadura, estos sirven como guía para evitar que la armadura se desplome y así garantizar que la misma mantenga su verticalidad posteriormente se coloca el refuerzo dentro de la perforación, en la figura se muestra como se lleva a cabo este proceso.



Figura 5.21

Izado y colocación de la armadura

Además para centrar el refuerzo dentro de la excavación se utilizan centradores de concreto simple en forma de rueda, estos se colocan en ambos lechos de la armadura, también éstos se utilizan para garantizar el recubrimiento necesario para proteger el acero de la corrosión, en la figura 5.22 se muestran dichos separadores.



Figura 5.22 CentRADORES de acero de refuerzo

e) Colocación del concreto

Luego que se ha introducido la armadura se coloca el concreto, este proceso se lleva a cabo empleando tubería tremie, se coloca la tubería a la profundidad requerida sin tocar el fondo de la excavación, posteriormente se coloca el concreto. El revenimiento mínimo del concreto debe ser de unos 20 cm. El concreto debe alcanzar resistencias superiores a 280 kg/cm² a los 28 días, en la figura 5.23 se puede observar el proceso de colocación del concreto.



Figura 5.23 Colocación del concreto mediante tubería tremie

5.2.7 Inyecciones de desplazamiento

En la última década, han comenzado a recibir este nombre las inyecciones de compactación, y a veces de fracturación, cuando tanto en los recalces de estructuras (figura 5.24) y tratamientos de terrenos, como en la construcción de túneles urbanos (figura 5.25), se aplican bien para mejorar las propiedades del terreno y eliminar los movimientos que dañan estructuras, bien para impedir los debidos a la subsidencia de las excavaciones profundas.

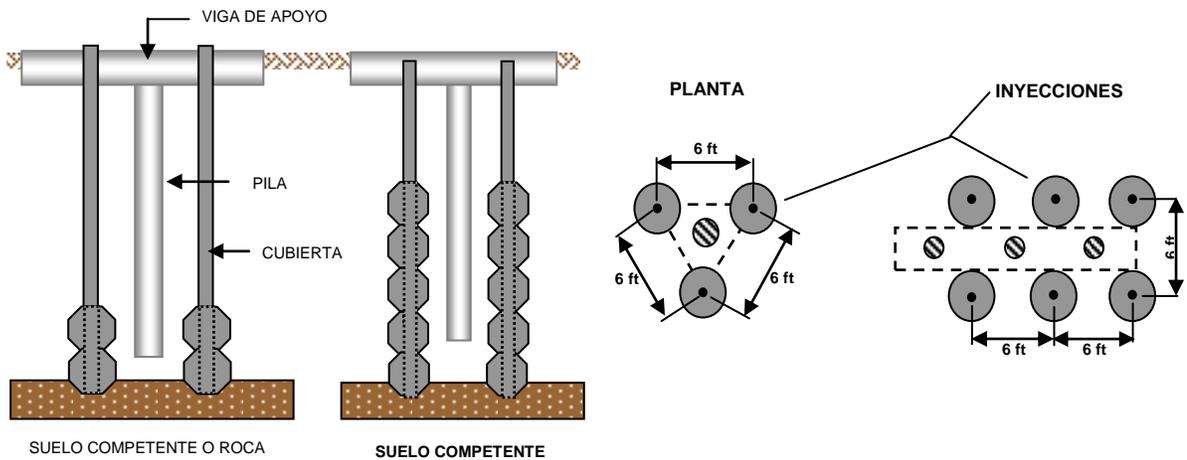


Figura 5.24

Recalce de una oficina piloto en el condado de West Orange

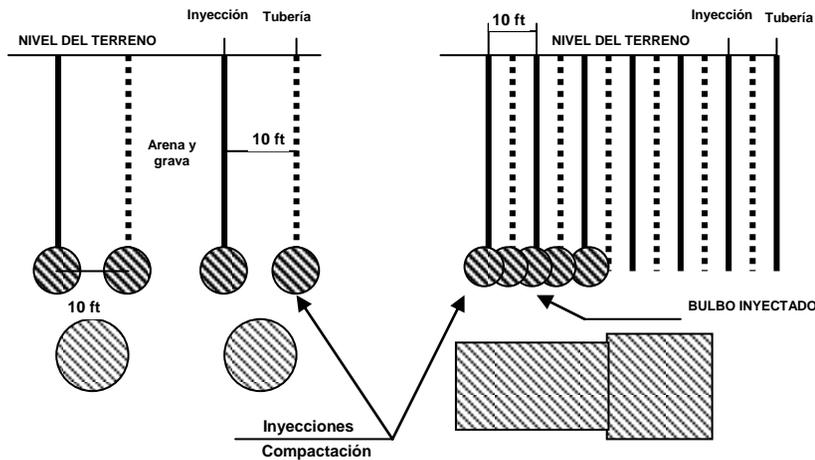


Figura 5.25

Recalce con inyecciones en el metro de Baltimore

Como se ha comentado ambos tipos de inyección rompen el terreno y, sólo difieren en que la compactación induce tensiones de densificación o consolidación localizadas en el punto de inyección, mientras que la fracturación afecta a un mayor volumen de terreno, siguiendo las fisuras rellenadas por la mezcla por hidrofracturación, o siguiendo discontinuidades preexistentes. Según el objetivo buscado y el terreno tratado, se utiliza uno u otro tipo de inyección.

Las mezclas empleadas en cada caso facilitan estos mecanismos diferentes: en la compactación, un mortero denso permanece alrededor del punto de inyección formando "bolas o cuñas planas"; en la fracturación, una mezcla más fluida y penetrante fisura el terreno y forma una red de lajas, mucho más delgadas que en el caso anterior.

De modo general puede afirmarse que cuando se pretende provocar levantamientos controlados y/o compensar movimientos de subsidencia, debe predominar claramente el efecto de desplazamiento sobre el de fracturación.

El resultado de ambos procesos es doble: En primer lugar se obtiene una mejora del terreno tratado tanto por la densificación o consolidación del mismo entre puntos de inyección, como por el "armado" o rigidización provocado por las "bolas", "cuñas", o "lajas" de mezcla inyectada; y después pueden conseguirse expansiones o levantamientos controlados como consecuencia de los desplazamientos inducidos por la mezcla a presión actuando en grandes

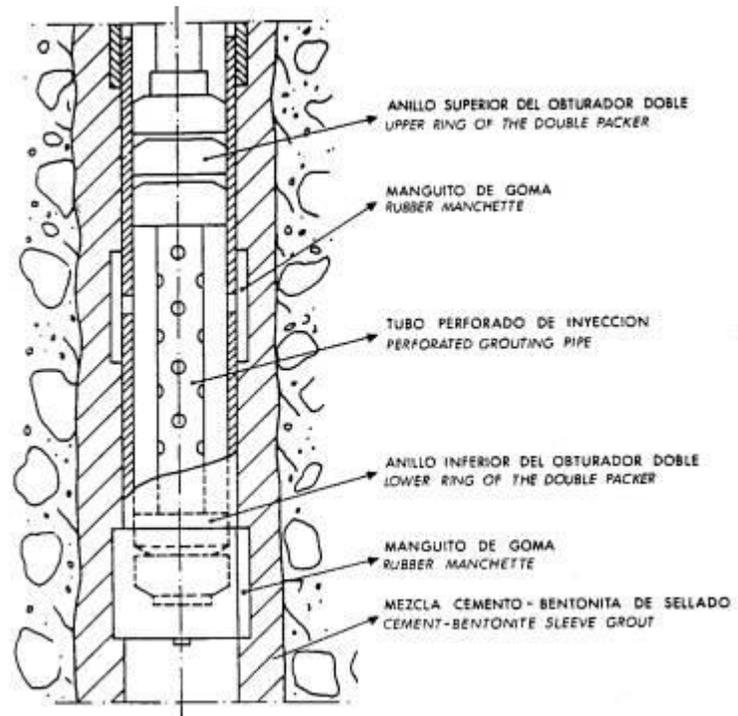
superficies. Este último efecto es el que hace posible la compensación de movimientos.

5.2.8 Sistema de Inyecciones

La búsqueda del máximo control posible en el flujo de la inyección, para que esta última quede localizada donde es requerida y no escape a lugares indeseados, ha llevado al empleo de dispositivos especiales diferentes a la inyección por el extremo de un tubo con o sin puntaza.

De ellos el sistema con mayor éxito y más extendido es el francés "tubos - manguitos" (TAM o SPP), puesto a punto por Ishy en Argelia en 1934, inspirado por Terzaghi. Este procedimiento recogido en la figura 5.26, es el que consigue un mejor control del flujo de inyección, al diferenciar cada tramo de un taladro, y sobre todo, permite efectuar reinyecciones, usando, incluso, mezclas diferentes. Estas características lo han impuesto rotundamente en las inyecciones tanto de impregnación como de fracturación. El inconveniente principal de este sistema hasta hace poco era que solo podía emplearse con mezclas muy fluidas, tipo lechada de cemento como máximo. Esta limitación lo hacía inaplicable cuando fuera preciso emplear mezclas secas o morteros como es el caso típico de las inyecciones de desplazamiento para mejora del terreno (inyecciones de compactación).

Figura 5.26
Tubo manguito para inyección



No obstante, en los últimos años Geocisa ha modificado los diseños tradicionales, y ha logrado inyectar, sin limitación en el número de reinyecciones, mezclas de cemento con consistencia de mortero semiseco (revenimiento 12-18 cm).

a) Campo de Aplicación

Las limitaciones más importantes están en las sobrepresiones intersticiales que pueden impedir una mejora efectiva de suelos saturados poco permeables, y en la falta de control de la fracturación - desplazamiento, que ocasione efectos indeseables de cara a la compensación de movimientos.

Para obtener una mejora rentable en términos prácticos, la frontera de los suelos saturados tratables con estas técnicas suele estar en los limos algo arcillosos, pues suelos más impermeables requerirían más de cuatro fases de inyección en más de 48 horas, y/o recurrir a medidas expeditivas de drenaje entre taladros. En estos casos es muy importante utilizar mezclas con muy poca pérdida de agua, pues esta última se añadiría a la expulsada por la consolidación del suelo.

En relación con la mejora de propiedades del terreno tratado, no debe olvidarse el aumento de uniformidad provocado por estas inyecciones, pues la intensidad del tratamiento suele ser mayor (admisiones de mezcla) en los puntos débiles o menos resistentes que en el resto.

Para la compensación de movimientos, el control del proceso es fundamental y ello implica seleccionar adecuadamente las propiedades reológicas de la mezcla en función de las características del terreno de cada terreno. Para un volumen y presión dados, cuanto más viscosa la mezcla, fisuras más espesas y más cortas.

b) Presiones y Mezclas

La presión de inyección, asociada al tipo de mezcla y caudal que penetra en el terreno es el parámetro principal a tener en cuenta para las bombas a emplear. Esta presión es la suma de la que produce la rotura en el terreno, y de las

pérdidas en el sistema de inyección que se elevan drásticamente con la viscosidad de la mezcla.

Es conveniente que la presión tenga un crecimiento lento, lo cual puede implicar caudales de inyección pequeños, por debajo de 10-20 l/m. Los descensos de presión, dentro del crecimiento general, pueden ser debidos a llenado de huecos, escapes a conductos, o pérdidas de confinamiento lateral o superficial del terreno inyectado.

Las presiones en compactación (inyecciones de desplazamiento) suelen estar en torno a los 20 bares, sin bien conviene que la bomba pueda alcanzar 70 bares. En fracturación, el aumento de presión incrementa la velocidad de consolidación, pero el grado final de mejora no crece apreciablemente con más de 10 bares por encima de la presión del terreno.

Las mezclas empleadas en compactación son morteros secos, cono inferior a 50 mm, de arena redondeada media, con 100% de paso por el tamiz N° 8 y menos del 20% inferior a 50 micras, y con un 12% de cemento. Su resistencia es de unos 40 Kg/cm². A veces, se ha sustituido el cemento por puzolana o cal hidratada, o no se ha empleado ningún aglomerante.

En fracturación las lechadas de cemento suelen presentar una hidrofracturación muy limitada, que hace crecer rápidamente la presión con muy poco volumen inyectado. Puede entonces, recurrirse a las mezclas químicas, para que abran paso al cemento, a la inversa de la forma de actuar en las inyecciones de impregnación.

c) Taladros y Admisiones

En la compactación típica se usen perforaciones de unos 50mm de diámetro, separadas de 2,5 a 3,5 m, que se revisten con tubo metálico al menos los 1,5 m iniciales.

La inyección es por tramos de 1 a 2 m por el extremo del tubo en retirada. En la fracturación se emplea el procedimiento de tubos-manguito, disponiendo dos a tres manguitos en cada metro de tratamiento. La separación entre taladros es de 1 a 4 m, y la inyección dura 24 a 48 horas con varias fases con volúmenes decrecientes.

En ambos casos, la mejora del terreno suele ser suficiente cuando el volumen inyectado alcanza el 10 al 15% del volumen del terreno tratado. Mayores admisiones son índices de huecos u otras anomalías (escapes a conductos, fracturas, etc.).

La compensación de movimientos requiere volúmenes en relación con los levantamientos a producir o compensar, y con la estabilidad de la mezcla empleada. En general, el volumen de mezcla ha de ser 3 a 10 veces superior al volumen de asientos a compensar. La eficiencia es mucho mayor en las mezclas viscosas tipo mortero que en las fluidas, siempre que la estabilidad sea alta y la exfiltración bajo presiones elevadas sea baja. Por último, solo insistir que en este tipo de inyecciones el parámetro fundamental de control es el volumen inyectado en cada episodio, pues como debe romperse siempre el

terreno, la presión de inyección pasa a ser un parámetro informativo de la evolución del proceso.

d) Levantamiento y Compensación de Movimientos

Los desplazamientos en el entorno de los puntos de inyección comienzan a producirse en cuanto la presión es suficiente para romper el terreno. De forma esquemática, pueda hablarse de una primera fase de desplazamientos que densifica el terreno en un radio de 1 a 2 m del punto de inyección, y de una segunda fase que produce un levantamiento neto, en la medida que la mezcla inyectada es estable en volumen.

Esta segunda fase tiene un comportamiento muy difícil de predecir teóricamente, dado el cúmulo de factores que entran en juego, relacionados tanto con el terreno como con la propia inyección.

No obstante, la experiencia ha mostrado que la respuesta a un incremento de volumen, inyectado en la segunda fase, sigue de modo aproximado a una superficie de Gauss.

Con base en estos resultados experimentales, se han desarrollados programas de computadora que permiten predecir el resultado final de un conjunto de inyección con múltiples reinyecciones.

5.2.9 Pilas Secantes

5.2.9.1 Definición

Las pilas secantes se refieren al uso de pilas coladas en el sitio para formar una barrera con el objeto de estabilizar las paredes de las excavaciones e impermeabilizar las mismas.

Estas fueron utilizadas en la década de los cincuenta, unos 30 años después de la introducción de la construcción de pilas, en Europa se emplearon después de la segunda guerra mundial, cuando se necesitaron métodos que permitieran construir con edificios colindantes, o lugares confinados.

Se utilizan particularmente en áreas donde el ruido o las vibraciones al hincar tablestacas en las colindancias son indeseables, o en sitios con acceso o altura restringidos.

Existen diversas variantes:

- a) Se construyen pilas “primarias”, separadas entre 0.8 y 0.9 veces su diámetro, y son intersectadas por pilas “secundarias”, para formar una estructura cerrada, que actúe como una barrera para el flujo de agua y

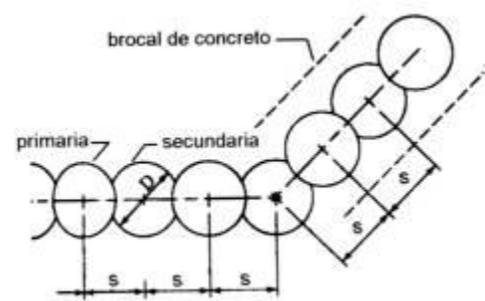


Figura 5.27 a

Pilas Secantes

prevenir la migración de suelo entre los elementos (ver figura 5.27 a y b), cuando las pilas secundarias se encuentran adyacentes a las primarias, se les conoce como pilas tangentes.

b) Se sigue una secuencia similar a la anterior, pero las pilas secundarias son de menor diámetro y se encuentran fuera del eje de las primarias; este procedimiento puede requerir tratamientos posteriores, como inyecciones. Ver figura 5.28.



Figura 5.27 b

Pilas Cocientes

c) Solo se construyen pilas primarias, separadas entre 1 y 2 diámetros; este procedimiento se utiliza en suelos que desarrollen arqueos en las pilas, Ver figura 5.29.

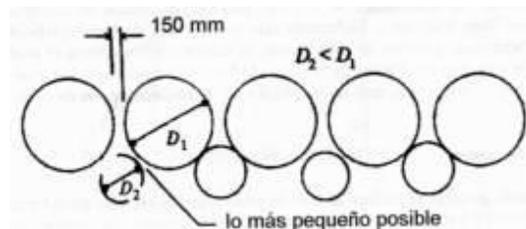


Figura 5.28

Pilas Cocientes

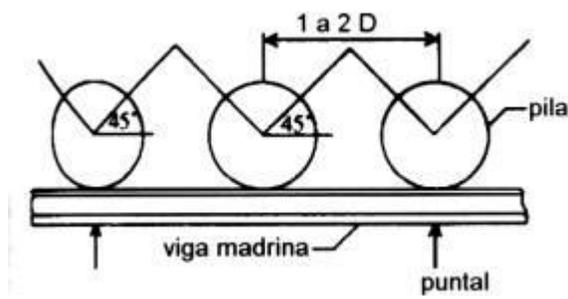


Figura 5.29

Pilas Separadas

5.2.9.2 Procedimiento Constructivo

Los procedimientos de construcción se pueden clasificar de acuerdo a la manera en que se construyen pilas primarias, las técnicas que se emplean para la construcción de las pilas secantes son la técnica duro/duro y la técnica suave/duro.

a) Técnica duro/duro

Esta técnica consiste en realizar perforaciones con equipos para tal fin, lo que permite que el rango de diámetros para pilas secantes se ubique entre 60 y 150 cm, ya que las perforadoras tienen capacidad de atacar diversas condiciones del suelo, incluyendo concreto reforzado, sin necesidad de golpear con trépanos.

Las pilas primarias y secundarias que constituyen este sistema se construyen de concreto reforzado o mortero de alta resistencia (hasta f_c' de 350 kg/cm²), esto si se utilizan equipos de hélice continua.

b) Técnica suave/duro

En este caso, las pilas primarias se construyen con una mezcla de cemento – bentonita, para poder perforar las pilas secundarias con mayor facilidad, utilizando equipos de menor par de torsión.

Otra diferencia que tiene esta técnica con respecto a la técnica duro/duro, es que la resistencia es menor en las pilas primarias y solamente las pilas

secundarias son de concreto reforzado, por lo que esta limitada a excavaciones someras o donde se tengan momentos flexionantes relativamente bajos.

Para la perforación se utiliza un brocal de concreto, que sirve como guía para ubicar las pilas primarias y secundarias, como se puede observar en la figura 5.30. Las pilas se perforan a cada 5ª posición.



a) Lineal



b) en forma de arco

Figura 5.30

Brocales para guía de perforación de pilas Coaxiales

5.2.9.3 Acero de refuerzo y concreto

El acero de refuerzo y el concreto se colocan de diferente manera, dependiendo del tipo de perforadora utilizada:

- **Perforadora rotatoria.** Se coloca después de efectuar la perforación, antes de colocar el concreto con tubería tremie, de manera similar a la construcción de pilas de cimentación. En la figura 5.31 se muestran esquemas típicos del acero de refuerzo.

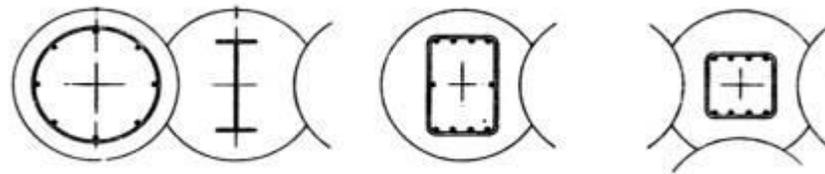


Figura 5.31 Diversas opciones para acero de refuerzo en pilas secantes

- **Perforadora de hélice continua**

En este caso, se coloca el acero de refuerzo después de vaciar el concreto por dentro hélice continua, ver figura 5.32; en algunos casos, auxiliándose de un vibrador en la parte superior.

En algunos casos es recomendable el colado de una viga de concreto reforzado, que una las cabezas de las pilas construidas, para rigidizar y darle continuidad al muro.

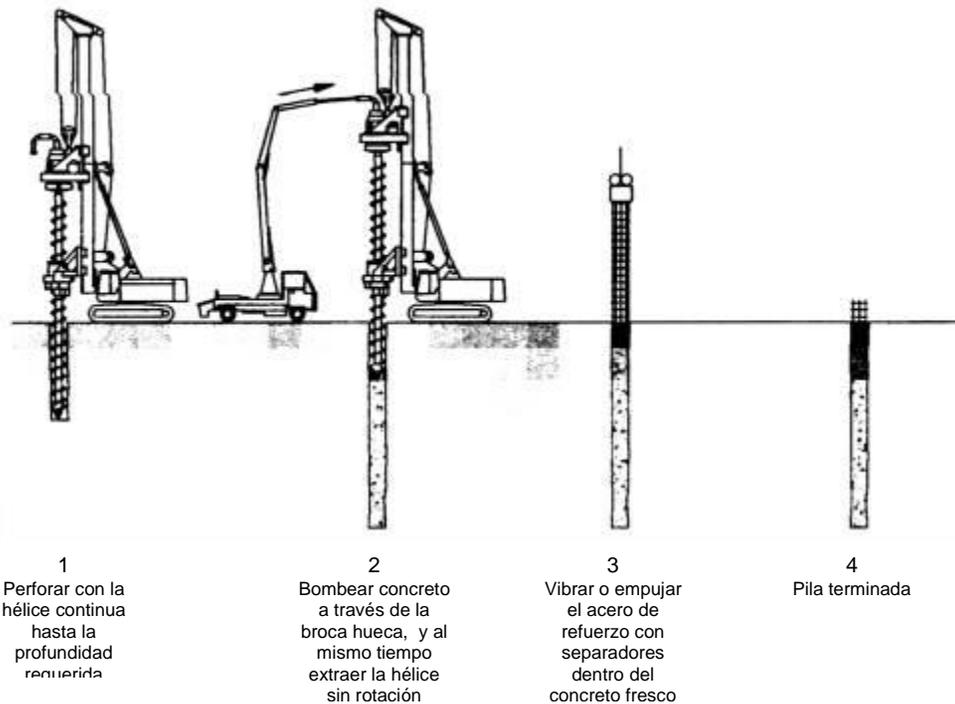


Figura 5.32

Sistema de Hélice continua

- **Factores que influyen en la selección de la técnica**

Además de las consideraciones económicas, existen otros factores que influyen en la selección de la técnica de las pilas secantes:

- Los métodos de hélice continua (HC) de par de torsión alto, en la actualidad, están limitados a una profundidad de alrededor de 22m en diámetros pequeños y menores profundidades para diámetros mayores.
- Los equipos de HC de par de torsión están limitados a profundidades menores de 18m, y se ven afectados notablemente por las desviaciones de la verticalidad que pudieran presentarse.
- Los métodos con HC son los que generan menor vibración y ruido, en suelos sin obstrucciones.
- Para contenciones temporales, la técnica suave duro puede satisfacer los requerimientos de la obra. Para estructuras permanentes, se requerirá evaluar las condiciones particulares de cada proyecto.
- Las pilas perforadas con ademe presentan mayor seguridad al perforar suelos granulares, cuando se tiene colindancias cercanas.

5.2.9.4 Ventajas y desventajas del empleo de pilas secantes

a) Ventajas

- En condiciones adecuadas, un muro de pilas duro/duro puede ser impermeable como un muro pantalla.

- Para muros mayores de 25 m de profundidad, las pilas secantes con ademe y el muro pantalla son las únicas opciones disponibles.

b) Desventajas

- A mayor profundidad, las pilas secantes tienen el riesgo de sufrir desviaciones, lo cual genera posibles vías de entrada de agua.
- A mas de 40m de profundidad, solamente es posible utilizar muro pantalla.

5.2.9.5 Aplicaciones

Dentro de las aplicaciones de las pilas secantes es la de estabilizar excavaciones para cimentaciones profundas, así como para estabilizar excavaciones cuando se tienen edificaciones cercanas al sitio donde se va a construir, también se emplean para impermeabilizar las paredes de excavaciones cuando se tiene nivel freático que hace que dicha excavación sea inestable impidiendo que el agua se filtre y además pueden utilizarse para transmitir cargas al subsuelo de otros elementos estructurales como las losas.

CAPITULO VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

- En el capítulo I se detalló la metodología a seguir para realizar el estudio Geotécnico, sin embargo en nuestro país, en general, este proceso no se realiza de forma completa debido a ciertos factores: como la falta de una partida que provea el suficiente recurso económico para el desarrollo del estudio geotécnico, así como la no disponibilidad de herramientas y equipo tecnológico avanzados.
- El estudio Geotécnico en nuestro país se reduce generalmente, a las siguientes etapas: recorrido de campo, pruebas de penetración estándar, muestreo de suelos, ubicación del nivel freático superficial y pruebas de laboratorio para la determinación de propiedades índices y obtener por correlación las propiedades mecánicas; sin embargo en función de la magnitud de la obra a construir, este trabajo puede ser insuficiente y debería complementarse con pruebas que permitan obtener directamente las propiedades mecánicas de los suelos en los diferentes estratos
- La Prueba de Penetración Estándar (SPT), es el método más usado en nuestro país para la realización de los estudios de suelos y con él se obtienen parámetros y muestras alteradas que pueden ser utilizados junto

con las propiedades índices del suelo para encontrar a través de correlaciones las propiedades mecánicas, tal como se describe en el capítulo I. Sin embargo, el complementar el estudio con el ensayo del Cono Holandés , da valiosa información sobre todo cuando se ha proyectado construir una cimentación profunda.

- Para diseñar las cimentaciones profundas existen varias teorías, sin embargo en nuestro país, la teoría más usada es la de Terzaghi por ser un método más cómodo de desarrollar y debido a que en todas sus teorías los resultados se asemejan por ser una extensión o modificación de otras, tal como se vio en el capítulo I.
- De todas las técnicas descritas en este documento, ninguna se aplica en nuestro medio exactamente como se describió en los capítulos anteriores, incluso por empresas que se catalogan como especialistas en esta rama.. Todas las metodologías o técnicas son modificadas en mayor o menor medida a las condiciones, características, recursos y medios con que cuentan nuestras empresas constructoras, sin embargo es necesario analizar que dichas modificaciones a los métodos patentados, tendrán como resultado diferencias en el comportamiento de los elementos tanto individual como de todo el sistema de acuerdo a como se diseñaron.

- Para el proyecto analizado, se puede concluir que los criterios tomados para decidir el número de sondeos, si bien pudo ser adecuado para el estudio preliminar presentado en el anteproyecto, este se debería haber ampliado para el proyecto final, ya que la cantidad de pruebas de campo para la recolección de las características de los suelos fue insuficiente. El realizar pruebas muy distantes o de número reducido, ocasiona la especulación de las condiciones reales del suelo a estudiar, y con ello se tiende a sobredimensionar los elementos, de la misma forma aplicando este criterio se puede quedar del lado de la inseguridad con dimensiones menores a las requeridas, lo que puede ocasionar problemas de capacidad de carga y asentamientos diferenciales.
- La mayoría de las técnicas aplicadas a la construcción de cimentaciones profundas estudiadas en el capítulo v, no han sido usadas y otras han tenido poca aplicación en nuestro país. Se puede concluir la necesidad de su implementación en un futuro, siempre y cuando se lleve a cabo un estudio detallado sobre su funcionamiento, se capacite al personal que involucrará el proceso constructivo y se adquiera la maquinaria adecuada, de tal manera que se obtengan los resultados esperados al aplicar dichas técnicas.
- En general las cimentaciones profundas en nuestro medio mediante pilotes se perforan por medios artesanales, equipos operados manualmente, lo que

es inadecuado para la importancia que este tipo de fundación tiene en la estabilidad de la obra, a lo que hay que sumarle la falta de equipo especial para la limpieza del fondo de la perforación y para verificar la compacidad y espesor de suelo suelto en las perforaciones.

RECOMENDACIONES

- La planificación de sondeos con el propósito de conocer las condiciones en que se encuentra el subsuelo, se debe llevar a cabo según el tipo de obra a construir, estos sondeos deben ser en cantidad y profundidad suficientes que permitan obtener una información confiable del suelo acerca de las propiedades índice e hidráulicas, lo que nos permitirá deducir las propiedades mecánicas del mismo, complementándolo si fuese necesario con pruebas de Cono Holandés o toma de muestras inalteradas para obtener directamente las propiedades mecánicas. Estos sondeos pueden aumentar en cantidad, en las zonas de suelos que se considere presenten características mas desfavorables.
- En toda cimentación profunda se debe garantizar mediante pruebas, el haber alcanzado la compacidad requerida por el diseño y haber removido los suelos sueltos o derrumbados en el fondo, para lo cual todas las compañías deberían contar con el equipo adecuado; en caso extremo se

podría dejar embebido en la pila o pilote un tubo que permitiera inyectar “lechada “ pasta de cemento, para aglutinar los suelos sueltos del fondo.

- La continuidad, impermeabilidad en el concreto o mortero se debe garantizar en la construcción de las pilas, pilotes, micropilotes y anclajes mediante el uso de aditivos, equipos y procedimientos de colocación adecuados. Dentro de los procesos de colocación adecuados de esta forma se evita la formación de colmenas en el concreto y mortero, en cuanto al proceso de colocación de la armadura, la sustitución de los tradicionales helados por separadores circulares minimizan el desprendimiento del suelo de las paredes de la perforación durante la colocación de la Armadura.
- Las compañías dedicadas a la perforación para construir cimentaciones profundas, deben contar con el equipo adecuado para poder continuar con la perforación en el caso de que ésta sea obstruida por piedra, talpetate, ripio, arena, etc.
- En nuestro país, generalmente las cimentaciones profundas y anclajes son contruidos de acuerdo a la capacidad e ingenio del constructor, ya que no se cuenta con la tecnología que especifica la técnica, mucha de esta tecnología es sustituida por equipos que el constructor adapta para sus procesos, por lo que se recomienda que el constructor conozca cual es el

funcionamiento de estos equipos y de esta forma busque obtener los mismos resultados con los equipos que él implementara.

- Las técnicas de construcción de cimentaciones profundas y anclajes deben apegarse lo mas posible a las técnicas originales, porque una modificación inadecuada de los sistemas, puede hacer que no se alcance la resistencia del elemento requerida por el diseñador.
- Seria de mucha utilidad el revisar las técnicas de cimentación profunda y de mejoramiento de suelos, para analizar si estas son viables para su empleo en el país, teniendo en cuenta si las condiciones del suelo permiten el uso de las mismas.
- En las obras donde se ocupe concreto lanzado se debe garantizar los recubrimientos mínimos exigidos por el ACI tanto posteriores como frontales del acero de refuerzo, tomando en cuenta la posible deflexión de la malla de refuerzo durante el proceso de lanzado.
- Es indispensable incorporar a la practica habitual pruebas de carga en pilotes, pilas, micropilotes y sistemas de anclajes, sobre todo mientras los equipos y procedimientos constructivos no se ajusten totalmente a las especificadas por los diseñadores de los sistemas y a las normas aplicables.

- Para evitar que las barras de los sistemas de anclajes sufran corrosión, por estar en contacto con suelos ácidos como los que existen en nuestro medio, se recomienda darle un recubrimiento de mortero o lechada, con esto se garantiza una mayor vida útil de estos elementos.

BIBLIOGRAFÍA

1. Fletcher Gordon A. y Vernon A. Smoots; "Biblioteca del Ingeniero Civil" Tomo VI, "Estudio de suelos y cimentaciones en la industria de la construcción". Editorial Limusa, S.A. 1982.
2. Zaven, Davidian. "Pilotes y cimentaciones sobre pilotes". Barcelona Editores Técnicos y Asociados, S.A. Barcelona, 1972.
3. "Manual de diseño y construcción de pilas y pilotes". Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. 1983.
4. "Manual de Construcción de Cimentaciones Profundas". Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. 2001.
5. "Manual de Construcción Geotecnia". Tomo I y II. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. 2002.
6. Juárez Badillo y Rico Rodríguez. "Mecánica de suelos". Tomo II. Editorial Compañía Editorial Latinoamericana.
7. Karl Terzaghi y Ralph Peck. "Mecánica de suelos en la ingeniería practica". Editorial El Ateneo, 1958.
8. Sowers, George B y Sowers, George F. "Introducción a la mecánica de suelos y cimentaciones". 4° reimpresión. Editorial Limusa, 1972.
9. Deck, Ralph B, Manson, Walter E. y Thorburn, Thomas M. "Ingeniería de cimentaciones". Editorial Limusa.
10. D.J Dowrick. "Diseño de estructuras resistentes a sismos para ingenieros y arquitectos". California.

11. Moral, Fernando. "Hormigón armado". Editorial Compañía Editorial Continental, S.A.
12. Dunham, C.W. "Cimentaciones de estructuras". Editorial Mc. Graw Hill, 2º edición, 1968.
13. "Master en Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones". Módulo de Refuerzo de Terreno. Centro de Estudio y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX), Madrid, 2002.
14. Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado (ACI). Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto.
15. T. William Lambe, Robert V. Whitman. "Mecánica de Suelos". Editorial Limusa – Wiley, S.A. Mexico 1972.
16. Jiménez Salas, José Antonio. "Geotecnia y Cimientos III, 1ª Parte". Editorial Rueda, Madrid 1980.