

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**“ANCLAJES COMO ELEMENTOS DE CONTENCIÓN PARA
EXCAVACIONES”**

TESIS

PARA LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE LICENCIATURA DE INGENIERO CIVIL

PRESENTADA POR:

OMAR PEDRO RODRÍGUEZ BARRAGÁN

DIRIGIDA POR:

M. I. AGUSTÍN DEMÉNEGHI COLINA

México, D.F.

2012

AGRADECIMIENTOS

Al Dios todo poderoso por permitirme disfrutar del milagro y la grandeza de su creación y por toda la fuerza, paciencia y sabiduría que me ha regalado en todo momento.

A mis padres, Gaby, hermanos, abuelos, tíos, primos y al resto de mi familia les agradezco por todo el apoyo incondicional e inagotable, por estar conmigo desde el principio y hasta el final de este camino, y a todos les agradezco humildemente y desde el fondo de mi corazón por toda la ayuda que me han dado a lo largo de mi vida y en particular en tiempos difíciles.

A mi director y asesor de tesis que siempre me dio su apoyo, valiosa orientación, guía y consejo durante la realización de este trabajo de grado y sin el cual no habría sido posible la culminación del mismo.

A todos los profesores que me han brindado su orientación, que me compartieron sus conocimientos y participaron en mi formación como estudiante universitario.

A nuestra máxima casa de estudios por haberme otorgado la oportunidad y el privilegio de realizar mis estudios de nivel superior.

A mis amigos y amigas que siempre han estado cerca de mí y con los que he vivido muchos momentos inolvidables.

No basta saber, se debe también aplicar. No es suficiente querer, se debe también hacer.

Johann Wolfgang Goethe (1749-1832)

Vale más saber alguna cosa de todo, que saberlo todo de una sola cosa.

Blaise Pascal (1623-1662)

Daría todo lo que sé, por la mitad de lo que ignoro.

René Descartes (1596-1650)

“ANCLAJES COMO ELEMENTOS DE CONTENCIÓN PARA EXCAVACIONES”

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN..... pag. 1

CAPÍTULO I

1.- CONSIDERACIONES GEOTÉCNICAS DEL SITIO.....	pag. 2
1.1.- Zonificación Geotécnica de la Ciudad de México.....	pag. 3
1.2.- Estratigrafía de Suelo y Roca.....	pag. 4
1.2.1.- Zona del Lago.....	pag. 4
1.2.1.1.- Lago Virgen.....	pag. 5
1.2.1.2.- Lago Centro I.....	pag. 6
1.2.1.3.- Lago Centro II.....	pag. 6
1.2.2.- Zona de Transición.....	pag. 6
1.2.2.1.- Transición Alta.....	pag. 7
1.2.2.2.- Transición Baja.....	pag. 8
1.2.2.3.- Abrupta Cercana a los cerros.....	pag. 8
1.2.3.- Zona de Lomas.....	pag. 9
1.2.3.1.- Tobas y Lahares Fracturados.....	pag. 9
1.2.3.2.- Depósitos de Arenas Pumíticas y Lahares de Arenas Azules.....	pag. 9
1.2.3.3.- Lahares poco Compactos y Depósitos Glaciales y Fluvioglaciales.....	pag. 9
1.2.3.4.- Basaltos.....	pag. 10

1.3.- Reconocimiento e Investigación del Sitio.....	pag. 10
1.3.1.- Reconocimiento del Sitio.....	pag. 10
1.3.2.- Exploración Geotécnica.....	pag. 11
1.3.2.1.- Estratigrafía de un sitio.....	pag. 11
1.3.2.2.- Parámetros mecánicos.....	pag. 11
1.3.2.3.- Niveles piezométricos.....	pag. 11
1.3.2.4.- Objetivos de una exploración geotécnica.....	pag. 11
1.4.- Propiedades Índice, Mecánicas e Hidráulicas del Suelo.....	pag. 12
1.4.1.- Relaciones Volumétricas y Gravimétricas.....	pag. 13
1.4.2.- Plasticidad.....	pag. 13
1.4.3.- Propiedades Mecánicas e Hidráulicas.....	pag. 14
1.4.4.- Consolidación.....	pag. 14
1.4.5.- Permeabilidad.....	pag. 14
1.4.6.- Resistencia al Esfuerzo Cortante.....	pag. 15
1.4.6.1.- Pruebas de Compresión Triaxial	
de resistencia al esfuerzo cortante.....	pag. 15
1.4.6.2.- Tipos de Pruebas de Compresión Triaxial.....	pag. 15
1.5.- Influencia del Agua en Contenciones.....	pag. 16
1.5.1.- Fuerzas del agua sobre los muros.....	pag. 16
1.5.2.- Presión de agua.....	pag. 16
1.5.3.- Sub drenajes.....	pag. 17

CAPÍTULO II

2.- EXCAVACIONES.....	pag. 18
2.1.- Estados Límite de Falla y de Servicio.....	pag. 19
2.1.1.- Estados Límite de Falla.....	pag. 19
2.1.1.1.- Excavaciones no-ademadas.....	pag. 20
2.1.1.2.- Excavaciones ademadas.....	pag. 20
2.1.1.3.- Falla por subpresión en estratos permeables.....	pag. 20
2.1.1.4.- Estabilidad de estructuras vecinas.....	pag. 21

2.1.2.- Estados Límite de Servicio.....	pag. 21
2.1.2.1.- Expansión instantánea y diferida por descarga.....	pag. 22
2.1.2.2.- Asentamiento del terreno natural adyacente a las excavaciones.....	pag. 22
2.2.- Excavaciones Profundas.....	pag. 22
2.2.1.- Movimientos Laterales y Asentamientos.....	pag. 23
2.3.- Movimiento Lateral de Soportes Verticales de Tierra.....	pag. 23
2.3.1.- Suelos Friccionantes.....	pag. 23
2.3.2.- Suelos Cohesivos.....	pag. 24
2.3.3.- Arcillas.....	pag. 25
2.4.- Asentamientos.....	pag. 25
2.4.1.- Suelos Friccionantes.....	pag. 25
2.4.2.- Suelos Cohesivos.....	pag. 25
2.4.3.- Arcillas Plásticas Saturadas.....	pag. 25
2.4.4.- Arcillas Plásticas No Saturadas.....	pag. 26
2.4.5.- Recomendaciones.....	pag. 27

CAPÍTULO III

3.- GENERALIDADES ACERCA DE LOS ANCLAJES.....	pag. 28
3.1.- Aplicaciones de las Anclas.....	pag. 29
3.1.1.- Anclas como elementos de contención lateral en excavaciones profundas o en muros anclados.....	pag. 29
3.1.2.- Anclas como elementos estabilizadores de taludes.....	pag. 30
3.1.3.- Estructuras ancladas.....	pag. 30
3.2.- Partes Constitutivas de un Ancla.....	pag. 33
3.2.1.- Componentes Básicos de un Anclaje.....	pag. 33
3.2.1.1.- Barreno.....	pag. 33
3.2.1.2.- Anclaje.....	pag. 34
3.2.1.3.- Longitud No Unida.....	pag. 34
3.2.1.4.- Longitud de Unión.....	pag. 34

3.2.1.5.- Rompe unión.....	pag. 34
3.2.1.6.- Tendón.....	pag. 34
3.2.1.7.- Forros o Fundas.....	pag. 34
3.2.1.8.- Centralizadores.....	pag. 34
3.2.1.9.- Espaciadores.....	pag. 35
3.2.1.10. Obturador.....	pag. 35
3.2.1.11. Tubo de Inyección.....	pag. 35
3.2.1.12. Cementante.....	pag. 35
3.3.- Tipos de Ancla y Clasificación.....	pag. 37
3.3.1.- De acuerdo a su vida útil.....	pag. 37
3.3.1.1.- Anclajes Temporales.....	pag. 37
3.3.1.2.- Anclajes Permanentes.....	pag. 37
3.3.2.- De acuerdo a su funcionamiento.....	pag. 38
3.3.2.1.- Anclas Pasivas o de Fricción.....	pag. 38
3.3.2.2.- Anclas Activas o de Tensión.....	pag. 38
3.3.3.- De acuerdo a su presión de inyección o forma del fuste.....	pag. 38
3.3.3.1.- Anclas Cementadas a Gravedad.....	pag. 38
3.3.3.2.- Anclas Cementadas a Presión.....	pag. 39
3.3.3.3.- Anclas Post-Cementadas.....	pag. 39
3.3.3.4.- Anclas Cementadas Acampanadas.....	pag. 40
3.4.- Métodos de Perforación.....	pag. 40
3.5.- Material del Tendón.....	pag. 41
3.5.1.- Tendones de acero de cables y barras.....	pag. 41
3.5.2.- Espaciadores y Centralizadores.....	pag. 41
3.5.3.- Barra forrada epóxicamente y cableado con interior forrado epóxicamente.....	pag. 42
3.5.4.- Otros tipos de ancla y de materiales de tendón.....	pag. 43
3.6.- Cementante (lechada de cemento).....	pag. 43
3.7.- Vida de Servicio de un Ancla o Sistema de Anclaje.....	pag. 44
3.8.- Muros Anclados.....	pag. 44
3.8.1.- Sistema de viga y pared ligera.....	pag. 45

3.9.- Proceso Constructivo.....	pag. 48
3.10.- Muros de Elementos Continuos.....	pag. 48
3.10.1.- Tablestacas ancladas.....	pag. 48

CAPÍTULO IV

4.- MARCO TEÓRICO DEL CÁLCULO DE PRESIÓN DE TIERRAS.....	pag. 51
4.1.- Resistencia al Esfuerzo Cortante.....	pag. 52
4.2.- Teoría de Rankine en Suelos Friccionantes	pag. 53
4.2.1.- Empujes en Suelos Friccionantes.....	pag. 55
4.3.- Teoría de Rankine en Suelos Cohesivos.....	pag. 56
4.3.1.- Empujes en Suelos Cohesivos.....	pag. 57
4.4.- Teoría de Coulomb.....	pag. 57
4.5.- Método de Mononobe-Okabe (Estabilidad Interna empleando teoría Pseudo-Estática).....	pag. 60
4.6.- Ángulo (coeficiente) de fricción tierra-estructura.....	pag. 63

CAPÍTULO V

5.- ANÁLISIS Y DISEÑO DE ANCLAS Y SISTEMAS ANCLADOS.....	pag. 65
5.1.- Principios de Anclas y Sistemas Anclados.....	pag. 66
5.2.- Mecanismos de Falla en Anclajes	pag. 67
5.2.1.- Falla del Ancla.....	pag. 67
5.2.2.- Falla de la Masa de Suelo.....	pag. 67
5.2.3.- Falla del Tendón de Acero.....	pag. 69
5.2.4.- Falla de la Unión Suelo-Cementante.....	pag. 69
5.2.5.- Falla de la Unión Cementante-Tendón.....	pag. 69
5.2.6.- Otras Fallas.....	pag. 70
5.3.- Revisión de Estabilidad General.....	pag. 70
5.3.1.- Estabilidad en la Masa de Suelo.....	pag. 70

5.3.2.- Métodos de Análisis de Estabilidad.....	pag. 72
5.3.3.- Localización de la Potencial Superficie de Falla Crítica.....	pag. 74
5.4.- Otros Métodos para Determinar el Factor de Seguridad “FS”	pag. 75
5.4.1.- Procedimiento simplificado para suelos con cohesión y fricción.....	pag. 75
5.4.2.- Suelos Friccionantes.....	pag. 78
5.4.3.- Suelos Cohesivos.....	pag. 80
5.5.- Diseño de un Ancla.....	pag. 84
5.5.1.- Diseño de la Longitud No Unida de un Ancla.....	pag. 84
5.5.2.- Diseño de la Longitud de Unión de un Ancla.....	pag. 84
5.5.2.1.- Carga de diseño.....	pag. 85
5.5.2.2.- Longitud total del anclaje.....	pag. 85
5.5.2.3.- Inclinación del anclaje.....	pag. 85
5.5.3.- Longitud del bulbo inyectado.....	pag. 86
5.5.4.- Posición del bulbo inyectado.....	pag. 87
5.5.5.- Requerimientos de espaciamiento.....	pag. 87
5.5.6.- Sistema de drenaje.....	pag. 89
5.5.7.- Anclas de suelo.....	pag. 90
5.5.8.- Anclas de roca.....	pag. 91
5.6.- Cálculo de la Capacidad de un Anclaje.....	pag. 92
5.6.1.- A partir de diagramas de presión de tierra.....	pag. 92
5.6.2.- Capacidad de un Ancla.....	pag. 95
5.6.3.- Anclas con bulbo embebido en roca.....	pag. 95
5.6.4.- Anclas en suelos granulares.....	pag. 96
5.6.4.1.- Anclas inyectadas a baja presión en suelos friccionantes.....	pag. 96
5.6.4.2.- Anclas en suelos granulares inyectadas a presiones intermedias.....	pag. 96
5.6.4.3.- Anclas en suelos granulares inyectadas a presiones altas.....	pag. 97
5.6.4.4.- Anclas en barrenos perforados con ademe helicoidal hueco.....	pag. 98

5.6.5.- Anclas en suelos cohesivos.....	pag. 98
5.6.5.1.- Anclas inyectadas a baja presión.....	pag. 99
5.6.5.2.- Anclas con campana simple.....	pag. 99
5.6.5.3.- Anclas con campanas múltiples.....	pag. 99
5.6.5.4.- Anclas inyectadas a alta presión.....	pag. 100
5.6.6.- Muros de Tierra Reforzada.....	pag. 102
5.6.6.1.- Diseño de muros de tierra reforzada.....	pag. 102
5.6.7.- Barras, cables o torones de acero.....	pag. 104
5.6.7.1.- Acero de refuerzo.....	pag. 104
5.6.7.2.- Acero de pre esfuerzo.....	pag. 104
5.6.7.3.- Área de acero.....	pag. 105

CAPÍTULO VI

6.- LA CORROSIÓN EN EL DISEÑO DE ANCLAS Y SISTEMAS ANCLADOS.....	pag. 107
6.1.- Protección contra la Corrosión.....	pag. 108
6.2.- Mecanismos de Corrosión.....	pag. 108
6.3.- Agresividad del Suelo.....	pag. 108
6.4.- Materiales para prevenir la Corrosión.....	pag. 110
6.5.- Tipo de Protección.....	pag. 110
6.6.- Requerimientos de Sistemas de Protección contra la Corrosión.....	pag. 112
6.7.- Sistemas de Protección contra la Corrosión.....	pag. 113
6.7.1.- Cabeza del Ancla.....	pag. 113
6.7.2.- Longitud Libre.....	pag. 113
6.7.3.- Longitud de Anclaje.....	pag. 114
6.7.4.- Bulbo Inyectado.....	pag. 114
6.8.- Control de Calidad.....	pag. 114
6.9.- Figuras Ilustrativas.....	pag. 114

CAPÍTULO VII

7.- EJEMPLO ILUSTRADO.....	pag. 118
7.1.- Ejemplo Ilustrativo I.....	pag. 119
7.2.- Ejemplo Ilustrativo II.....	pag. 129
7.3.- Ejemplo Ilustrativo III.....	pag. 140
7.4.- Anexo Ejemplo Ilustrativo I.....	pag. 143

CAPÍTULO VIII

8.- CONCLUSIONES.....	pag. 145
------------------------------	-----------------

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	pag. 150
--	-----------------

Introducción

Este documento contiene información detallada y presenta los principios básicos para el correcto análisis y diseño de anclajes como elementos de contención para excavaciones, ya que las otras aplicaciones de los anclajes escapan los límites de este trabajo y sólo se mencionarán brevemente.

En el mismo se pueden encontrar especificaciones técnicas para anclas y muros anclados, de igual forma, se incluye la metodología para el cálculo y análisis de presión de tierras, también se trata el tema de sistemas de protección anti corrosión para anclas.

El propósito es el de reunir la información teórico-práctica más actualizada en cuanto a la tecnología de los anclajes y sistemas anclados. Al final se incluye un ejemplo a detalle de diseño de un anclaje como elemento de contención en una excavación.

Este documento está dirigido a alumnos de Ingeniería, Ingenieros, Especialistas y a todo aquel interesado en el tema; que se encuentren involucrados en el estudio, análisis, diseño, construcción e inspección de este tipo de elementos y sistemas de contención.

La información de este documento no debe tomarse como una receta, serie de pasos, exclusivo método de análisis o diseño. Simplemente es una aportación más al tema, una recopilación de información donde se pretende ser lo más objetivo y práctico posible, para facilitar la labor de análisis y diseño de los anclajes como elementos de contención para excavaciones.

I

CONSIDERACIONES GEOTÉCNICAS DEL SITIO

ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA DE LA CIUDAD DE MÉXICO

Ya que nos encontramos en el Distrito Federal, es prácticamente evidente que este será el contexto para el desarrollo de este trabajo de investigación, por lo cual es mandatorio dar un marco de referencia sólido en cuanto a las características particulares de este lugar.

El Distrito Federal está formado por diferentes tipos de suelo y roca, una manera de clasificarlo es a través de su división en tres zonas principales. De acuerdo al artículo 170 del Capítulo VIII del Título Sexto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y sus Normas Técnicas, el Distrito Federal se divide en las siguientes tres zonas:

a) **Zona I.** Lomas, formadas por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que pueden existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos. En esta zona, es frecuente la presencia de oquedades en rocas, de cavernas y túneles excavados en suelos para explotar minas de arena y de rellenos no controlados.³

b) **Zona II.** Transición, en la que los depósitos profundos se encuentran a 20 m de profundidad, o menos, y que está constituida predominantemente por estratos arenosos y limo arenosos intercalados con capas de arcilla lacustre; el espesor de éstas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros.³

c) **Zona III.** Lacustre, integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresibles, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas arenosas son generalmente medianamente compactas a muy compactas y de espesor variable de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales, materiales desecados y rellenos artificiales; el espesor de este conjunto puede ser superior a 50 m.³

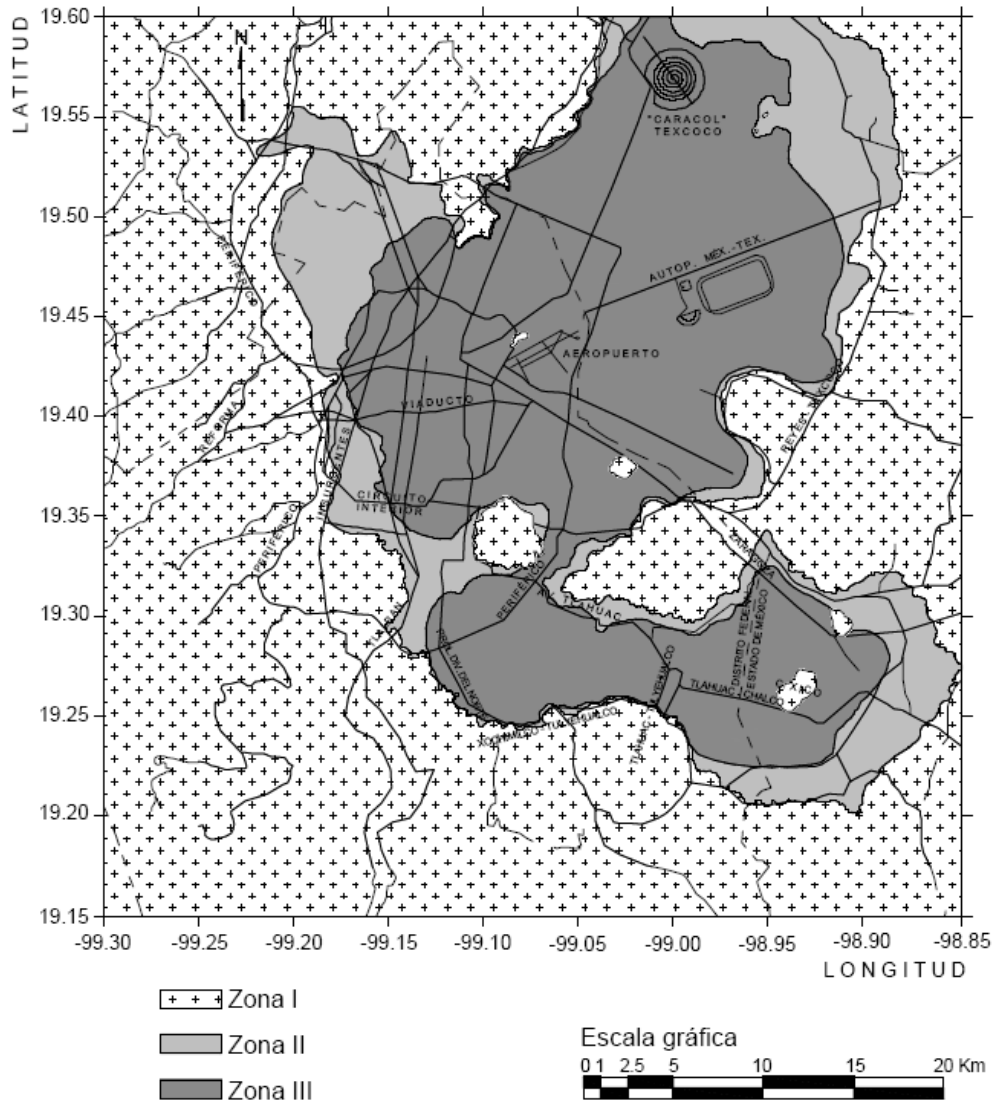


Fig. 1, Zonificación Geotécnica del Distrito Federal, RCDF 2008, (Ref. 6).

ESTRATIGRAFÍA DE SUELO Y ROCA

ZONA DEL LAGO

Se caracteriza por los grandes espesores de arcillas blandas de alta compresibilidad, que subyacen a una costra endurecida superficial de espesor variable en cada sitio, dependiendo de la localización e historia de cargas. Por ello, esta se ha dividido en tres sub zonas de acuerdo al espesor y propiedades de la costra superficial, y a la consolidación inducida en cada sitio.¹

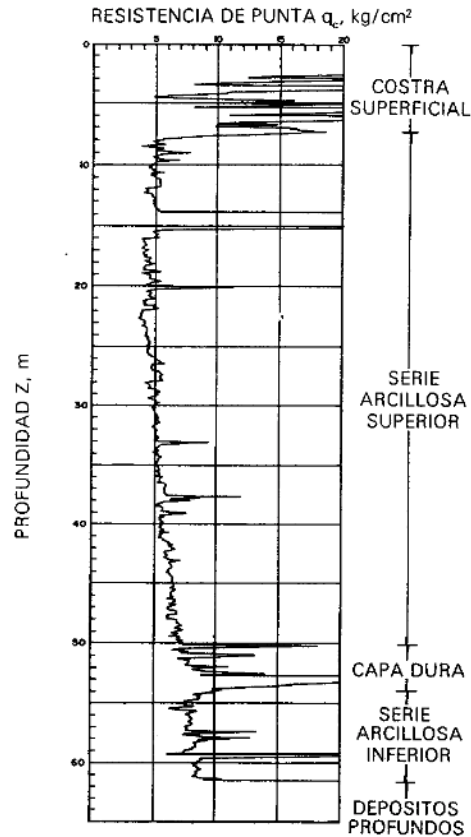


Fig. 2, Sondeo de cono eléctrico en la zona del lago, (Ref. 6).

Lago Virgen

Corresponde al sector oriente del lago, cuyos suelos han mantenido sus propiedades mecánicas desde su formación; en la tabla 1 se presentan las características medias de los estratos.¹

Tabla 1, (Ref. 6). ESTRATIGRAFÍA Y PROPIEDADES, LAGO VIRGEN

Estrato*	Espesor (m)	γ (t/m ³)	c (t/m ²)	ϕ (°)
Costra Superficial	1.0 a 2.5	1.4	1	20
Serie Arcillosa Superior	38 a 40	1.15	0.5 a 1	---
Capa Dura**	1 a 2	---	0 a 10	25 a 36
Serie Arcillosa Inferior	15 a 30	1.25	3 a 4	---

*En orden de aparición a partir de la superficie.

**La información disponible es muy limitada; los parámetros presentados corresponden a pruebas triaxiales CU.

Lago Centro I

Está asociada al sector no colonial de la ciudad, que se desarrolló desde principios de este siglo y ha estado sujeto a las sobrecargas generadas por construcciones pequeñas y medianas.¹

Tabla 2, (Ref. 6). ESTRATIGRAFÍA Y PROPIEDADES, LAGO CENTRO I

Estrato*	Espesor (m)	γ (t/m ³)	c (t/m ²)	ϕ (°)
Costra Superficial	4 a 6	1.6	4	25
Serie Arcillosa Superior	20 a 30	1.2	1 a 2	---
Capa Dura**	3 a 5	1.5 a 1.6	0 a 10	25 a 36
Serie Arcillosa Inferior	8 a 10	1.3 a 1.35	5 a 8	---

*En orden de aparición a partir de la superficie.

**La información disponible es muy limitada; los parámetros presentados corresponden a pruebas triaxiales CU.

Lago Centro II

Corresponde con la antigua traza de la Ciudad, donde la historia de cargas ha sido muy variable; lo cual ha provocado que en esta subzona se encuentren las siguientes condiciones: a) arcillas fuertemente consolidadas, b) arcillas blandas y c) arcillas muy blandas.¹

Tabla 3, (Ref. 6). ESTRATIGRAFÍA Y PROPIEDADES, LAGO CENTRO II

Estrato*	Espesor (m)	γ (t/m ³)	c (t/m ²)	ϕ (°)
Costra Superficial	6 a 10	1.7	4	25
Serie Arcillosa Superior	20 a 25	1.3	3	---
Capa Dura**	3 a 5	1.5 a 1.6	0 a 10	25 a 36
Serie Arcillosa Inferior	6 a 8	1.3 a 1.4	6 a 12	---

*En orden de aparición a partir de la superficie.

**La información disponible es muy limitada; los parámetros presentados corresponden a pruebas triaxiales CU.

ZONA DE TRANSICIÓN

Es la franja comprendida entre las zonas del Lago y de las Lomas; en ella se alternan estratos arcillosos depositados en un ambiente lacustre con suelos gruesos de origen aluvial.

La frontera entre las zonas de transición y del lago, es donde desaparece la serie arcillosa inferior, aproximadamente con la curva de nivel donde la Capa Dura está a 20 m de profundidad.

Esta transición se divide en sub zonas, en función de la cercanía a Las Lomas y sobre todo del espesor de suelos relativamente blandos; teniéndose las transiciones alta y baja.¹

Transición Alta

Es la subzona de transición más próxima a Las Lomas; presenta irregularidades estratigráficas producto de los depósitos aluviales cruzados, bajo estos materiales se encuentran estratos arcillosos que sobre yacen a los depósitos propios de Las Lomas.¹

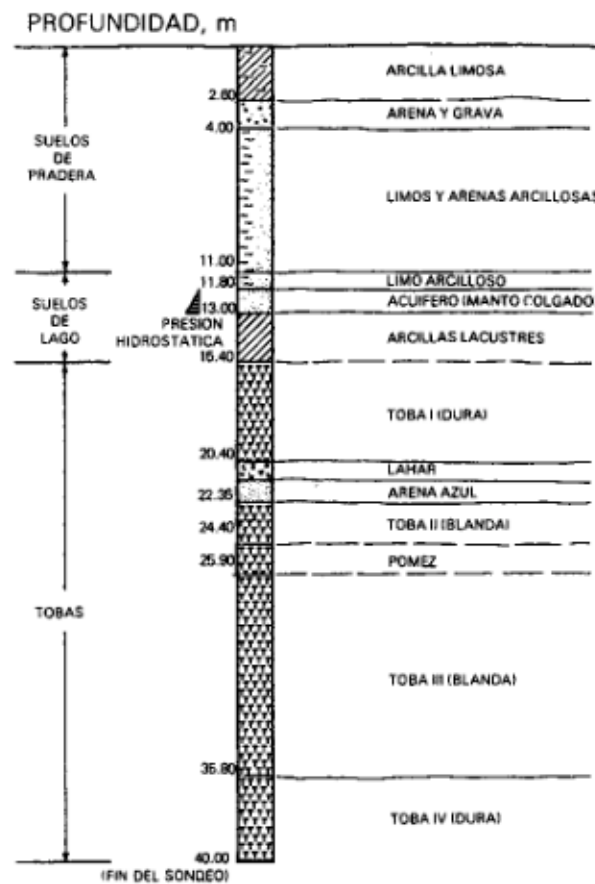


Fig. 3, Estratigrafía típica en la zona de transición alta, (Ref. 6).

Tabla 4, (Ref. 6). ESTRATIGRAFÍA Y PROPIEDADES, TRANSICIÓN ALTA

Estrato*	Espesor (m)	γ (t/m ³)	c (t/m ²)	ϕ (°)
Costra Superficial	8 a 10	1.6	10	20
Suelos Blandos	4 a 6	1.3	5	0

*En orden de aparición a partir de la superficie.

Transición Baja

Es la transición vecina a la Zona del Lago; aquí se encuentra la serie arcillosa superior con intercalaciones de estratos limo-arenosos de origen aluvial, que se depositaron durante las regresiones del antiguo lago. Los espesores y propiedades de los materiales pueden tener variaciones importantes en cortas distancias.¹

Abrupta cercana a los cerros

Transición entre la zona del lago y cerros aislados, en la que arcillas lacustres están intercaladas con numerosos lentes de materiales erosionados de los cerros y hasta lentes delgados de travertino silificado; en la figura 4 se ilustra la complejidad estratigráfica de estas transiciones.¹

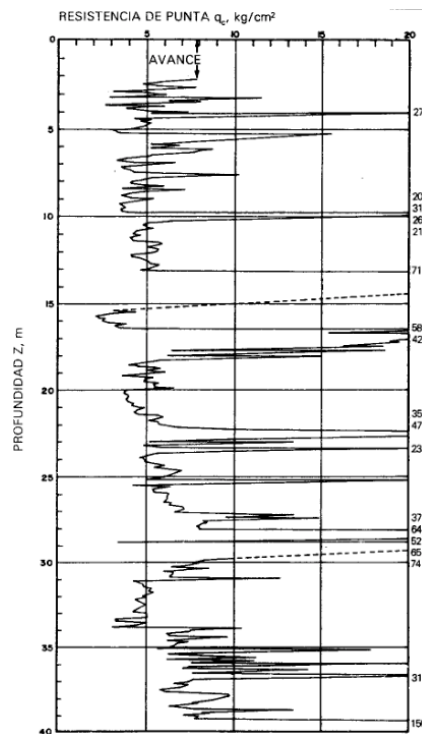


Fig. 4, Sondeo de cono eléctrico cercano al Peñón de los Baños, (Ref. 6).

ZONA DE LOMAS

En la formación de las Lomas se observan los siguientes elementos litológicos, producto de erupciones de los grandes volcanes andesíticos estratificados de la Sierra de las Cruces:

- Horizontes de cenizas volcánicas.
- Capas de erupciones pumíticas.
- Lahares.
- Avalanchas ardientes.
- Depósitos glaciales.
- Depósitos fluvioglaciales.
- Depósitos fluviales.
- Suelos.

Se encuentran rellenos no compactados, utilizados para nivelar terrenos cerca de las barrancas y tapar galerías de minas antiguas. Todos estos materiales presentan condiciones irregulares de compacidad y cementación, que determinan la estabilidad de las excavaciones en esta zona: por ello, exceptuando a los cortes en lahares compactos, en los demás depósitos pueden desarrollarse mecanismos de falla.¹

Tobas y Lahares Fracturados

Estos materiales pueden presentar fracturas en direcciones concurrentes que generan bloques potencialmente inestables; estos bloques pueden activarse bajo la acción de un sismo o por efecto de la alteración de las superficies de fracturamiento, al estar sometidas a humedad producto de la infiltración de escurrimientos no controlados.¹

Depósitos de Arenas Pumíticas y Lahares de Arenas Azules

Estos suelos están en estado semicompacto y se mantienen en taludes verticales debido principalmente a la cohesión aparente generada por la tensión superficial asociada a su bajo contenido de agua; por tanto, el humedecimiento o secado de estos materiales puede provocar la falla de los cortes.¹

Lahares poco Compactos y Depósitos Glaciales y Fluvioglaciales

Estos depósitos presentan una compacidad y cementación muy errática, por lo que la erosión progresiva de origen eólico y fluvial tiende a generar depósitos de talud creciente, que sólo detienen su avance cuando alcanzan el ángulo de reposo del suelo granular en estado suelto.¹

Basaltos

Son los pedregales generados por el Xitle, formados por coladas lávicas que presentan discontinuidades como fracturas y cavernas, eventualmente rellenas de escoria. La estabilidad de excavaciones en estos basaltos debe analizarse en función de los planos principales de fracturamiento y no de la resistencia intrínseca de la roca; en el caso de cavernas grandes debe estudiarse la estabilidad de los techos. En la exploración geotécnica de esta zona tiene más valor el reconocimiento geológico detallado y la perforación controlada con martillos neumáticos en mayor número de puntos, que la obtención de muestras con barriles de diamante y máquinas rotatorias.¹

RECONOCIMIENTO E INVESTIGACIÓN DEL SITIO

RECONOCIMIENTO DEL SITIO

En la investigación y reconocimiento del sitio, es de vital importancia considerar en general la ubicación y las colindancias. Se debe tomar en cuenta el tipo y las condiciones de cimentación de las construcciones colindantes en cuanto a estabilidad, hundimientos, emersiones, agrietamientos del suelo y desplomes.

Al inspeccionar el sitio se deben buscar manifestaciones del comportamiento del subsuelo en todo el entorno; advertir si se observan estructuras inclinadas o con fisuras, si existen grietas en la superficie de la zona, si existen ríos, sismicidad en la región, condiciones climatológicas, etc. Es obligatorio investigar la localización y características de obras subterráneas que puedan existir.

Se recolectan muestras de suelo y se hacen pruebas en campo de; plasticidad, tenacidad y resistencia en seco, lo cual permite una identificación preliminar del tipo de suelo. Se deben llevar muestras al laboratorio, para definir propiedades índice y clasificar a los suelos con el Sistema Unido de Clasificación de Suelos "SUCS". Es válido hacer uso de información proporcionada por los habitantes del sitio, así como también la observación de construcciones preexistentes.

En la zona I se debe tener cuidado con los depósitos de materiales sueltos superficiales, grietas, oquedades, cavernas y cuevas o galerías de antiguas minas.²

En las zonas II y III, se debe investigar la historia de carga del sitio, cimentaciones preexistentes, restos arqueológicos, rellenos superficiales, variaciones drásticas en la estratigrafía, suelos inestables y factores que puedan originar asentamientos diferenciales de importancia.²

En la transición abrupta entre las zonas I y III se investiga la existencia de grietas en el terreno.²

EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA

Consiste en realizar sondeos, recuperar muestras y ejecutar pruebas de campo con el propósito de reunir la información que permita conocer las características y comportamiento del subsuelo.

Los puntos que deben quedar definidos al momento de llevar a cabo una exploración geotécnica son:

Estratigrafía de un sitio

Se determina mediante la exploración geofísica y se precisa con sondeos indirectos, el cono eléctrico y la medición de los parámetros de perforación facilitan definir la estratigrafía, pero se debe verificar con inspección visual y pruebas indicativas o índice de muestras representativas.²

Parámetros mecánicos

Se obtienen de los ensayos de laboratorio y de las pruebas de campo. La ejecución de las pruebas de laboratorio requiere el rescate de muestras alteradas e inalteradas. Las pruebas de campo se han desarrollado mucho y miden la resistencia al corte y deformabilidad de los suelos, en menor tiempo, costo y hasta con mayor confiabilidad que algunas pruebas de laboratorio.²

Niveles piezométricos

Es la distribución de presión del agua del subsuelo, la cual puede ser simplemente hidrostática, pero puede haber estratos que tengan una presión menor por efectos de un bombeo local e incluso puede haber estratos con presión mayor que la hidrostática o artesianismo.²

Objetivos de una exploración geotécnica

1. Definir el marco geológico del sitio, para interpretar los posibles tipos de suelos que se podrán encontrar, ya sean residuales o transportados.
2. Definir la campaña de sondeos a realizar, rescatar muestras alteradas e inalteradas que permitan en campo y laboratorio identificar los suelos a distintas profundidades.
3. Identificar en campo la estratigrafía del lugar, con la clasificación preliminar del acomodo de los suelos que integran el subsuelo del sitio.

4. Investigar la influencia del hombre en el sitio; el espesor de los rellenos, la extracción de materiales térreos, la deforestación, etc.
5. Realizar las pruebas de campo que se enfocan a medir algunas propiedades de los suelos.
6. Determinar la posición del nivel freático, verificar si existe una condición hidrostática o el estado de presiones del agua a distintas profundidades.

PROPIEDADES ÍNDICE, MECÁNICAS E HIDRÁULICAS DEL SUELO

Las propiedades índice se obtienen en el laboratorio, a partir de muestras alteradas e inalteradas obtenidas en campo, para poder clasificar el suelo. Estas propiedades incluyen el color, olor y sabor de la muestra de suelo, contenido de agua, relación de vacíos, etc.

Para materiales arcillosos, se hagan por lo menos dos clasificaciones y determinaciones de contenido de agua por cada metro de exploración y en cada estrato individual identificable.³

Las propiedades mecánicas e hidráulicas de los suelos, como; resistencia al esfuerzo cortante, compresibilidad y permeabilidad, se determinan en el laboratorio. Las muestras de suelo puramente cohesivo deben ser inalteradas, para obtener resultados correctos.

Para determinar la compresibilidad de un material, se realizan pruebas de consolidación unidimensional. En cuanto a la resistencia al esfuerzo cortante, se realizan las pruebas que mejor representen las condiciones de drenaje, trayectorias de esfuerzos, y variación de carga.

Se realizarán por lo menos dos series de tres pruebas de resistencia y dos de consolidación en cada estrato identificado de interés para el análisis de la estabilidad o de los movimientos de la construcción.³

En cuanto a compactación, esta depende del tipo de suelo en el que se esté trabajando, recomendándose que en: materiales cohesivos, se utilice la prueba Proctor estándar; materiales no cohesivos, se basará en el concepto de la compacidad relativa; materiales compactados con equipo muy pesado, debe emplearse la prueba Proctor modificada.

RELACIONES VOLUMÉTRICAS Y GRAVIMÉTRICAS

El suelo posee tres fases constitutivas; la sólida, la líquida y la gaseosa.

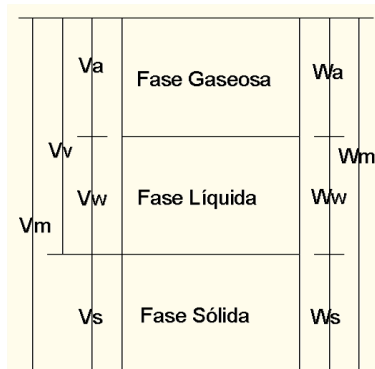


Fig. 5, Fases del suelo, (Ref. 1).

Algunas de las relaciones más importantes, son; γ_m = Peso específico de la muestra de suelo = $\frac{W_m}{V_m} = \frac{W_s + W_w}{V_m}$, γ_s = Peso específico de la fase sólida del suelo = $\frac{W_s}{V_s}$, S_m = Peso específico relativo de la masa de suelo = $\frac{\gamma_m}{\gamma_o}$, S_s = Peso específico relativo de la fase sólida del suelo = $\frac{\gamma_s}{\gamma_o}$, e = Relación de vacíos = $\frac{V_v}{V_s}$, n = Porosidad del suelo = $\frac{V_v}{V_m} * 100$, G_w = Grado de saturación = $\frac{V_w}{V_v} * 100$, w = Contenido de agua = $\frac{W_w}{W_s} * 100$. Algunas correlaciones importantes, son; $n = \frac{e}{1+e}$ y $e = \frac{n}{1-n}$. En cuanto a suelos saturados; $e = w S_s$, $S_m = n + (1 - n)S_s$ y $\gamma_m = [n + (1 - n) S_s] \gamma_o$.

PLASTICIDAD

*De acuerdo a Atterberg, la plasticidad no es una propiedad permanente de las arcillas, sino circunstancial y dependiente de su contenido de agua.*⁴

Según el contenido de agua, un suelo plástico puede estar en cualquiera de los *estados de consistencia*: líquido, semilíquido, plástico, semisólido y sólido. Las fronteras entre los estados, fueron establecidas por Atterberg y denominadas como *límites de consistencia*⁴, y son;

Límite Líquido: Frontera entre los estados semilíquido y plástico.

Límite Plástico: Frontera entre los estados plástico y semisólido.

Índice Plástico: Es la diferencia entre los límites de plasticidad, $IP = LL - LP$.

PROPIEDADES MECÁNICAS E HIDRÁULICAS

Son muy importantes para conocer el suelo y determinar factores, como; la Resistencia, la Compresibilidad y la Permeabilidad. Estos sirven para saber con qué material se trabajará y así estar en condiciones para el correcto análisis y diseño de las obras de ingeniería civil que se harán. De forma práctica se considera que los suelos no tienen resistencia a la tensión, por lo que las características de deformación bajo compresión son las de mayor interés.

CONSOLIDACIÓN

En los suelos, la deformación aún bajo cargas pequeñas, es mucho mayor que la de los materiales estructurales, además de que se desarrolla en el transcurso del tiempo.

Se pueden mencionar dos tipos de deformación estudiados y empleados en la mecánica de suelos. Estos son: la Compresión o deformación sólo por cambios de volumen; es el proceso por el cual una masa de suelo cambia de volumen, manteniendo su forma, es decir que la distancia entre los puntos cambia pero se mantiene su posición relativa y la Distorsión o deformación desviadora; es el proceso por el que una masa de suelo cambia de forma, variando la posición relativa de sus puntos, pero manteniendo su volumen constante.

A un proceso de disminución de volumen, que tenga lugar en un lapso, provocado por un aumento de las cargas sobre el suelo, se le llama "proceso de consolidación".⁴

PERMEABILIDAD

La permeabilidad en los suelos está regida por la Ley de Darcy y el coeficiente de permeabilidad.⁴

Para velocidades suficientemente pequeñas, el gasto queda expresado por: $Q = \frac{dV}{dt} = kAi \left(\frac{cm^3}{seg} \right)$

Sabiendo que el gasto $Q = Av$, se deduce que la velocidad del flujo será: $v = ki$

El Coeficiente de Permeabilidad del Suelo (k) es una constante de proporcionalidad, y se define como la velocidad del agua a través de un suelo, cuando está sujeta a un gradiente hidráulico unitario. Los métodos para medir el Coeficiente de Permeabilidad del Suelo (k), pueden ser, directos: permeámetro de carga constante, permeámetro de carga variable, prueba directa de los suelos en el lugar; prueba Le Franc, Lugeon, Matzuo Akai, Nasberg, etc; o indirectos: cálculo a partir de la curva granulométrica, cálculo a partir de la prueba de consolidación o cálculo con la prueba horizontal de capilaridad.

RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE

De acuerdo a C. A. Coulomb, quién realizó los primeros trabajos para explicar la resistencia de los suelos. Encontró que los suelos presentan “cohesión” y “fricción interna”, por lo que la correspondiente ley de resistencia o ley de Coulomb, es: $S = C + \sigma \tan \varphi$

Pruebas de Compresión Triaxial de resistencia al esfuerzo cortante

*Son las más empleadas en el laboratorio para determinar características esfuerzo-deformación y parámetros de resistencia al corte de los suelos.*⁴

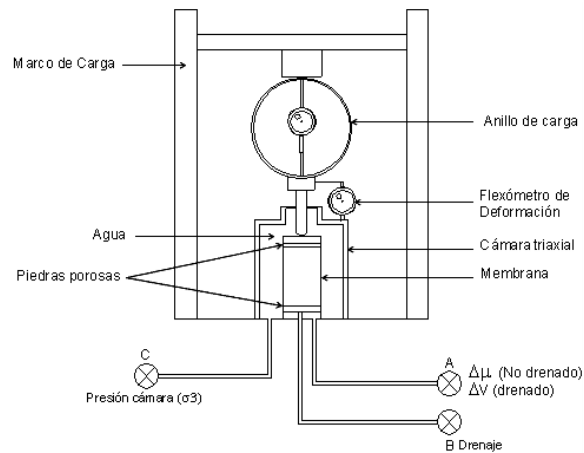


Fig. 6, Esquema de un equipo para pruebas triaxiales, (Ref. 1).

En la prueba es posible variar las presiones en tres direcciones ortogonales sobre el espécimen de suelo, aunque los esfuerzos en dos de las direcciones se consideran iguales. Generalmente los especímenes son cilíndricos, están sujetos a presiones laterales de un líquido (agua) y se protegen con una membrana impermeable. El agua puede adquirir casi cualquier presión debido a la acción de un compresor comunicado a la cámara triaxial. En tanto la carga axial se logra transmitir mediante un vástago que atraviesa la base superior de la cámara. *El estado de esfuerzos de una muestra sometida a una prueba triaxial se puede analizar usando el Círculo de Mohr.*⁴

Tipos de Pruebas de Compresión Triaxial

Prueba Consolidada-Drenada (CD); En este tipo de prueba se permite el drenaje de agua en ambas etapas, la de confinamiento y la de aplicación del esfuerzo desviador, por lo que los esfuerzos aplicados al espécimen son efectivos.

Prueba Consolidada-No Drenada **(CU)**; En este tipo de prueba se permite el drenaje de agua en la etapa de confinamiento pero no así en la etapa de la aplicación del esfuerzo desviador. En esta prueba destaca el no permitirse ninguna consolidación adicional durante el periodo de falla, de aplicación de la carga axial.

Prueba No Consolidada-No Drenada **(UU)**; En este tipo de prueba no se permite el drenaje de agua en ninguna de las dos etapas, confinamiento y aplicación del esfuerzo desviador, así no se permite la consolidación de la muestra en ninguna de las etapas de la prueba.

Prueba de Compresión Simple; Esta prueba puede considerarse un caso particular de una prueba de compresión triaxial, en la que la presión de confinamiento es completamente nula, pero existen en la estructura del suelo esfuerzos efectivos debidos a tensiones capilares del agua intersticial.

INFLUENCIA DEL AGUA EN CONTENCIÓNES

FUERZAS DEL AGUA SOBRE LOS MUROS

La presencia de agua detrás de una estructura de contención tiene un gran efecto sobre la magnitud de las fuerzas aplicadas sobre el muro. La mayoría de las fallas de muros de contención o de sistemas de contención han sido debido a la acción del agua, por lo tanto es de la mayor importancia el proveer un adecuado drenaje detrás del muro o sistema de contención y calcular adecuadamente las presiones de agua en el diseño.

Aunque en muros convencionales que cuentan con un buen drenaje la presión del agua puede ser supuesta como cero, en el diseño es conveniente tener en cuenta una carga adicional para el caso en el cual se pudiera obstruir el sistema de drenaje, lo cual es muy probable.

PRESIÓN DE AGUA

Las presiones de diseño del agua deben basarse en la condición más crítica que pueda ocurrir durante la vida útil de la estructura de contención.

Donde hay nivel freático que varía con las lluvias el diseño debe basarse en la lluvia máxima para un periodo de retorno superior a 100 años. Como es difícil predecir los niveles de agua asociados con las lluvias, se recomienda a los diseñadores ejercitar un criterio muy conservador, teniendo en cuenta el efecto negativo de la presión de poros sobre el muro. En el caso de que haya tuberías de

acueducto o alcantarillado detrás del muro, en todos los casos se debe asumir la posibilidad de rotura, la cual es muy frecuente.

Para determinar las condiciones del nivel freático en el sitio donde se plantea la construcción de un muro debe establecerse un modelo hidrológico basado en la geología, y si es necesario, colocando piezómetros u otros elementos de medición. Es importante determinar el nivel de permeabilidad de las diversas unidades geológicas y de los materiales de relleno.

Siempre que sea posible se recomienda hacer diagramas de las redes de flujo bien sea con base en elementos finitos o métodos manuales y si es posible utilizar programas computacionales.

La infiltración del agua de lluvia detrás de un muro puede causar un aumento intempestivo de los niveles de presión de aguas. Cuando la permeabilidad del suelo retenido es mayor de 10^{-4} m/seg. , debe considerarse la posibilidad de saturación en un evento lluvioso de gran intensidad.

SUB DRENAJES

Con excepción de los muros diseñados para resistir presiones de agua tales como las paredes de sótanos de edificios, es una buena práctica de Ingeniería construir sub drenes detrás de todo tipo de muros.

El sistema de drenaje debe diseñarse en tal forma que se anticipe a capturar el agua antes de que afecte el muro. Adicionalmente a los sub drenes, se deben colocar huecos de drenaje para prevenir la presión hidrostática, los cuales son normales de diámetro de dos a tres pulgadas espaciados no más de 1.5 metros horizontalmente y 1.0 metros verticalmente, las columnas deben intercalarse.

Los lloraderos deben colocarse desde una altura baja mínima de 30 centímetros por encima del nivel del pie del muro. Como una guía general el material de drenaje debe tener una permeabilidad de al menos 100 veces mayor que la del suelo o roca a drenarse. El espesor de las capas de drenaje generalmente es determinado por criterios de construcción más que por capacidad de drenaje. Se pueden utilizar drenes en geotextil o materiales compuestos, de acuerdo a los criterios de diseño de la mecánica de suelos.

¹ Características Geológicas y Geotécnicas del Valle de México, Departamento del Distrito Federal, Septiembre 1986.

² Enrique Santoyo Villa, Exploración de Suelos Métodos Directos Indirectos, Muestreo y Pruebas de Campo, Vigésima Conferencia Nabor Carrillo, Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica A.C., 2010.

³ Luis Arnal Simón, Max Betancourt Suárez, Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones, Trillas, 2008.

⁴ Juárez Badillo Eulalio, Rico Rodríguez Alfonso, Mecánica de Suelos Tomo I, Limusa, 1981.

II

EXCAVACIONES

ESTADOS LÍMITE DE FALLA Y DE SERVICIO

En las obras de ingeniería civil se deben considerar dos estados límite para el correcto análisis y diseño de las mismas, estos son; el estado límite de falla y el estado límite de servicio.

En general el estado límite de falla hace referencia y se vincula esencialmente a la “resistencia” de la obra de ingeniería civil. En cuanto el estado límite de servicio se relaciona generalmente a la “deformabilidad” de la obra de ingeniería civil en cuestión. Esto explica o define de manera muy burda el alcance y comprensión de cada uno de los dos estados límite que se deben contemplar.

Estado Límite de Falla: Hace referencia a la falla o colapso de las paredes o de los taludes de la excavación o del elemento o sistema de contención que se esté empleando en esta, también involucra la posible falla de las cimentaciones colindantes, la propia falla de fondo de la excavación ya sea que esta se presente por corte o por subpresión, y en algunos sitios el colapso de cavernas.

Estado Límite de Servicio: Se refiere a los desplazamientos verticales y horizontales inmediatos y diferidos ocasionados por la descarga en la excavación y en sus alrededores. Las magnitudes de estos movimientos deben ser minimizadas para evitar daños a la excavación y demás obras colindantes, cuidando que la recuperación por recarga no derive en desplazamientos totales o diferenciales intolerables. En el caso del uso de pozos de bombeo, se deberán considerar los respectivos movimientos del terreno debidos al mismo. *Los análisis de estabilidad se realizarán con base en las acciones aplicables señaladas en las Normas correspondientes, considerándose las sobrecargas que puedan actuar en la vía pública y otras zonas próximas a la excavación.*¹

ESTADOS LÍMITE DE FALLA

*La verificación de la seguridad respecto a los estados límite de falla incluirá la revisión de la estabilidad de los taludes o paredes de la excavación con o sin ademes y del fondo de la misma. El factor de resistencia será de 0.6; sin embargo, si la falla de los taludes, ademes o fondo de la excavación no implica daños a los servicios públicos, a las instalaciones o a las construcciones adyacentes, el factor de resistencia será de 0.7. La sobrecarga uniforme mínima a considerar en la vía pública y zonas próximas a excavaciones temporales será de 15 kPa (1.5 t/m²) con factor de carga unitario.*¹

Excavaciones no-ademadas

Al tratarse de excavaciones que no cuenten con ningún elemento de contención, se deben tomar en cuenta factores como; la influencia de la presión del agua en el subsuelo así como la de la profundidad de excavación, la inclinación de los taludes, el riesgo de agrietamiento en la proximidad de la corona y la presencia de grietas o discontinuidades.

*Se prestará especial atención a la estabilidad a largo plazo de excavaciones o cortes permanentes que se realicen en el predio de interés, especialmente en la zona I.*¹

Excavaciones ademadas

En cambio al tratarse de excavaciones que sí cuentan con algún elemento de contención, como pueden ser; tablaestacas o muros colados en el lugar, *se revisará la estabilidad de estos elementos por deslizamiento general de una masa de suelo que incluirá al elemento, por falla de fondo, y por falla estructural de los troqueles o de los elementos que éstos soportan.*¹

La posibilidad de falla de fondo por cortante en arcillas blandas a firmes se analizará verificando que¹: $P_v + \Sigma_q FC < C_u N_c FR$

Dónde: C_u , es la cohesión aparente del material bajo el fondo de la excavación, (UU); N_c , es el coeficiente de capacidad de carga que depende de la geometría de la excavación y está definido por; $N_c = 5.14 (1 + 0.25 \frac{D_f}{B} + 0.25 \frac{B}{L})$. Para $\frac{D_f}{B} < 2$ y $\frac{B}{L} < 1$, en el caso en que $\frac{D_f}{B}$ y $\frac{B}{L}$ no cumplan con las desigualdades anteriores, dichas relaciones se considerarán iguales a 2 y 1, respectivamente. En este caso, B será el ancho de la excavación, L su longitud y D_f su profundidad, este coeficiente puede ser afectado por el procedimiento constructivo; P_v , es la presión vertical total actuante en el suelo, a la profundidad de excavación; $\Sigma_q FC$, son las sobrecargas superficiales afectadas por sus respectivos factores de carga; y FR se tomará igual a 0.7. Cuando el nivel freático exista a poca profundidad, los empujes sobre los troqueles serán por lo menos iguales a los producidos por el agua. El diseño de los troqueles también deberá tomar en cuenta el efecto de las sobrecargas debidas al tránsito en la vía pública, al equipo de construcción, a las estructuras adyacentes y a cualquier otra carga que deban soportar las paredes de la excavación durante el período de construcción, afectadas de un factor de carga de 1.1.

Falla por subpresión en estratos permeables

*En el caso de excavaciones en suelos sin cohesión, se analizará la estabilidad del fondo de la excavación por flujo del agua.*¹ Para reducir el peligro de fallas de este tipo, el agua freática deberá

controlarse y extraerse de la excavación por bombeo desde cárcamos, pozos punta o pozos de alivio con nivel dinámico sustancialmente inferior al fondo de la excavación.

Cuando una excavación se realice en una capa impermeable y esta descansa sobre un estrato permeable, debe considerarse que la presión del agua puede levantar el fondo de la excavación.

El espesor mínimo h_i del estrato impermeable que debe tenerse para evitar inestabilidad de fondo se considerará igual a: $h_i > \left(\frac{\gamma_w}{\gamma_m}\right) h_w$

Dónde: h_w es la altura piezométrica en el lecho inferior de la capa impermeable; γ_w es el peso volumétrico del agua; y γ_m es el peso volumétrico total del suelo entre el fondo de la excavación y el estrato permeable. Cuando el espesor h_i resulte insuficiente para asegurar la estabilidad con un amplio margen de seguridad, será necesario reducir la carga hidráulica del estrato permeable por medio de bombeo.

Estabilidad de estructuras vecinas

De ser el caso, las estructuras adyacentes a la excavación deberán reforzarse o re cimentarse. El soporte requerido dependerá del tipo de suelo y de la magnitud y localización de las cargas.¹

En caso de usar anclas temporales para el soporte de ademes, éstas no deberán afectar la estabilidad ni inducir deformaciones significativas en las cimentaciones vecinas y/o servicios públicos. El sistema estructural del ancla deberá analizarse con objeto de asegurar su funcionamiento como elemento de anclaje. El análisis de las anclas deberá considerar la posibilidad de falla por resistencia del elemento tensor, de la adherencia elemento tensor–lechada, de la adherencia lechada–terreno y de la capacidad de carga del terreno en el brocal del ancla. La instalación de anclas deberá realizarse con un control de calidad que incluya pruebas de carga de las mismas, de acuerdo con las prácticas aceptadas al respecto. Los anclajes temporales instalados en terrenos agresivos podrán requerir una protección especial contra corrosión.

ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

Los valores esperados de los movimientos verticales y horizontales en el área de excavación y sus alrededores deberán ser suficientemente pequeños para que no causen daños a las construcciones e instalaciones adyacentes ni a los servicios públicos. Además, la recuperación por recarga no deberá ocasionar movimientos totales o diferenciales intolerables en el edificio que se construye.¹

Expansión instantánea y diferida por descarga

Para estimar la magnitud de los movimientos verticales inmediatos por descarga en el área de excavación y en los alrededores, se recurrirá a la teoría de la elasticidad. Los movimientos diferidos se estimarán mediante la ecuación¹:

$$\Delta H = \sum_0^H \left[\frac{\Delta e}{1 + e_0} \right] \Delta Z$$

A partir de los decrementos de esfuerzo vertical calculados aplicando también la teoría de la elasticidad. Para reducir los movimientos inmediatos, la excavación y la construcción de la cimentación se podrán realizar por partes. *En excavaciones ademadas, se buscará reducir la magnitud de los movimientos instantáneos acortando la altura no soportada entre troqueles.*¹

Asentamiento del terreno natural adyacente a las excavaciones

En el caso de cortes ademados en arcillas blandas o firmes, se tomará en cuenta que *los asentamientos superficiales asociados a estas excavaciones dependen del grado de cedencia lateral que se permita en los elementos de soporte.*¹ Para la estimación de los movimientos horizontales y verticales inducidos por excavaciones ademadas en las áreas vecinas, deberá recurrirse a una modelación analítica o numérica que tome en cuenta explícitamente el procedimiento constructivo. *Estos movimientos deberán medirse en forma continua durante la construcción para poder tomar medidas de seguridad adicionales en caso necesario.*¹

EXCAVACIONES PROFUNDAS

Cada día se construyen con mayor frecuencia subestructuras más profundas para grandes edificios, estas emplean como soporte o contención para la excavación; anclajes, tablestacas, o muros de contención de concreto reforzado. Es importante analizar y evaluar los efectos de estas construcciones en los predios y edificaciones adyacentes.

*Es bien sabido que las excavaciones profundas con muros laterales totalmente verticales no pueden ser hechas en suelos cohesivos a más de cierta profundidad crítica en la que es inminente que suceda la falla.*²

MOVIMIENTOS LATERALES Y ASENTAMIENTOS

Una excavación reduce la carga en el suelo por debajo del propio corte de esta. Mientras que el suelo de la parte baja de la excavación tiende a moverse hacia arriba. El suelo a lo largo de los elementos o muros de contención tiende a moverse hacia adentro de la excavación, incluso en niveles por debajo de la propia excavación antes de que se haya apuntalado o se hayan colocado anclajes para uso como elementos de contención.

La cantidad de asentamiento alrededor de una estructura es aproximadamente igual a la cantidad de suelo perdido asociado al movimiento hacia dentro de las paredes verticales de la excavación.²

A pesar de que en suelos diferentes a arcillas saturadas, la cantidad de asentamiento y de movimiento lateral de los elementos de contención, pueden no ser iguales.

La reducción de los asentamientos puede ser alcanzada de forma efectiva al reducir los movimientos laterales de los elementos de contención o muros de la excavación.

La variable más importante que determina la cantidad de movimiento no es la rigidez de los muros exteriores o el espaciado vertical de los anclajes, sino las características de los suelos circundantes.²

MOVIMIENTO LATERAL DE SOPORTES VERTICALES DE TIERRA

SUELOS FRICCIONANTES

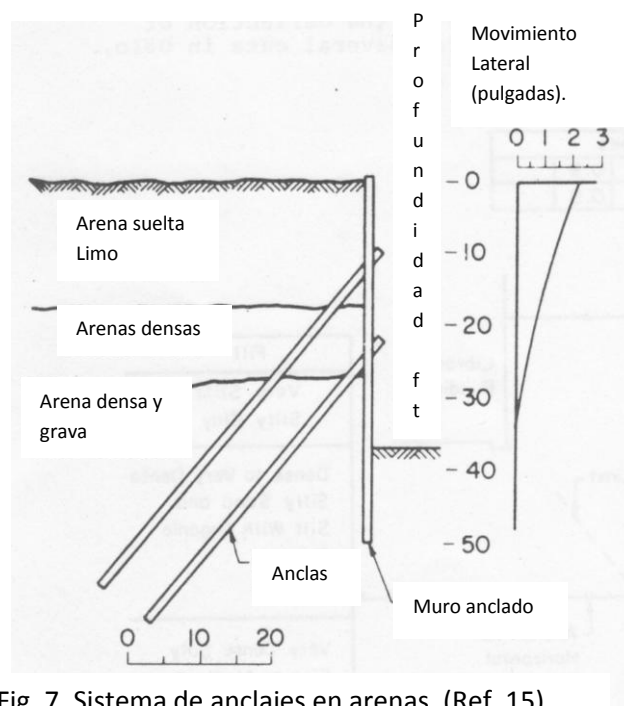


Fig. 7, Sistema de anclajes en arenas, (Ref. 15).

El sistema de contención consiste en anclas pretensadas a aproximadamente 50% de la carga calculada para la condición de presión activa de la tierra. Las placas a través de las cuales las anclas transmiten su fuerza al muro o tablestaca, fueron colocadas a cada tercio de la altura de la excavación. El desplazamiento lateral se ilustra en la parte derecha de la figura anterior.²

SUELOS COHESIVOS

Para estos materiales, los muros de contención pueden consistir en tablestacas ancladas. A continuación se muestran sólo los movimientos finales después de completada la excavación.²

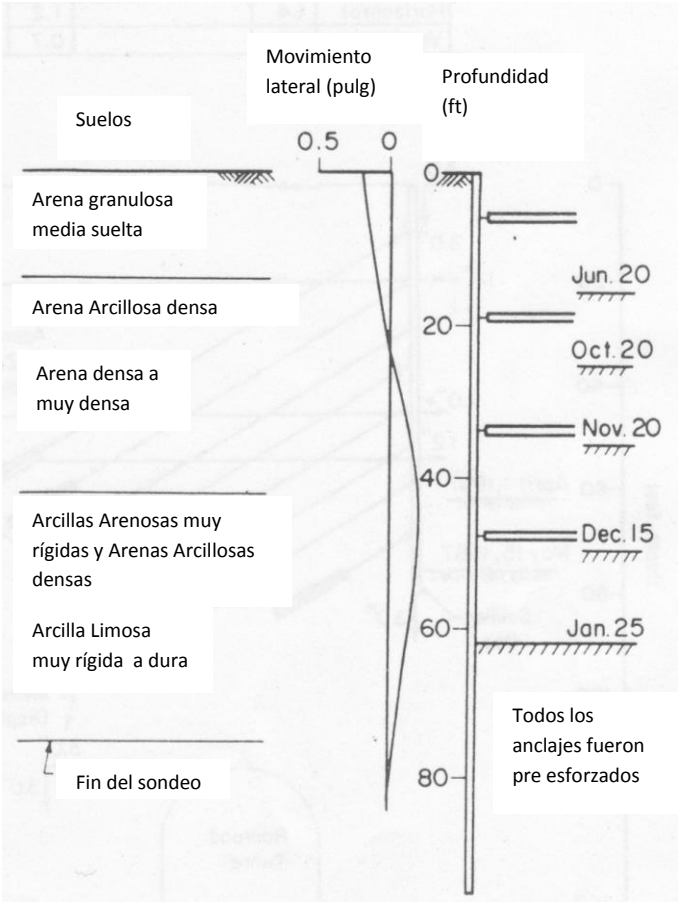


Fig. 8, Movimientos laterales después de una excavación en suelo friccionante, (Ref. 15).

ARCILLAS

Los movimientos laterales asociados a arcillas plásticas de consistencia muy suave a mediana exceden a los encontrados en suelos cohesivos granulares o en suelos friccionantes. Así mismo indican que grandes y comúnmente excesivos movimientos se desarrollan si una excavación se hace muy profunda rápidamente, es decir antes de que se coloque el ancla de la parte superior de la excavación. *Esta observación aparentemente justifica la recomendación de Peck (1943) y Ward (1955), de que el ancla superior debe ser instalada antes de que la excavación exceda una profundidad igual a $2S_u/\gamma$.*²

En las grandes excavaciones se acostumbra dejar una especie de talud con cierta inclinación apoyado en los muros de la excavación o del sistema o elemento de contención en cuestión, para así poder excavar en el centro de esta hasta llegar a su fondo y colocar la cimentación requerida.

ASENTAMIENTOS

SUELOS FRICCIONANTES

Estos fenómenos suelen clasificarse en dos categorías; si la arena se encuentra por encima del nivel de aguas freáticas o si este ha sido abatido y controlado completamente, en cuyo caso los asentamientos adyacentes de arenas densas generalmente no se presentan. *El asentamiento de la superficie del suelo adyacente a excavaciones de arenas sueltas o de gravas, puede estar en el orden de 0.5% de la profundidad de la excavación (Terzaghi y Peck, 1967).*²

SUELOS COHESIVOS

En cuanto a la distribución de los asentamientos de la superficie del suelo adyacente a excavaciones en este tipo de material, se sabe que los movimientos son generalmente pequeños o casi despreciables. *Sin embargo, el soporte lateral o elemento de contención que se tenga presente, no puede y no debe ser eliminado. Ya que en estos materiales, suele haber derrumbes si no existe soporte o contención de los muros de la excavación.*²

ARCILLAS PLÁSTICAS SATURADAS

Los asentamientos inmediatos que se presentan en la zona circundante a excavaciones en este tipo de suelo, tienden a ser considerablemente mayores y por tanto de mayor cuidado que

aquellos asociados a otros tipos de suelo. Adicionalmente, se pueden presentar asentamientos a largo plazo, debido al efecto del fenómeno de consolidación en estos suelos.

Para arcillas suaves, los asentamientos de la superficie del suelo adyacente pueden ser tan grandes como del 0.2% de la profundidad de la excavación, y pueden ser encontrados a distancias iguales a 3 o 4 veces la profundidad de la misma.² Sin embargo, la magnitud de los asentamientos y la distancia a la cual se extienden hacia los costados de la excavación, queda indefinida debido a los pocos registros disponibles sobre el tema.

En algunos casos se ha visto que las diferencias más significantes en cuanto a estos asentamientos, dependen de la cantidad de sótanos que la estructura posea.² Los edificios con cimentaciones a partir de pilas o pilotes no son inmunes a estos asentamientos, inclusive si la cimentación se extiende hasta el estrato más firme. Debido a que la tendencia de los suelos a asentarse cerca de excavaciones, causa el desarrollo de fricción negativa en los pilotes y estas fuerzas generan la penetración de los pilotes en el estrato de apoyo.

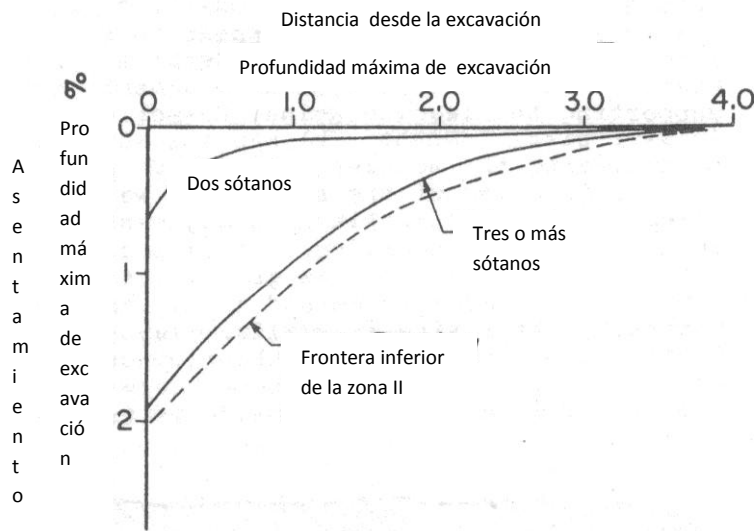


Fig. 9, Asentamientos respecto a la profundidad de excavación, (Ref. 15).

ARCILLAS PLÁSTICAS NO SATURADAS

La reducción de la presión vertical debida a una excavación de cierta profundidad, causa menos asentamientos conforme la fuerza y rigidez de las arcillas se incrementa. En algunas instancias el movimiento predominante es un ascenso de la superficie del suelo en lugar de un asentamiento. El ascenso es una respuesta más o menos elástica a la reducción general de la carga.

Para reducir indudablemente este potencial ascenso de la superficie del suelo, el nivel de aguas freáticas debe ser abatido durante la construcción o colocación del sistema de contención de la excavación.²

RECOMENDACIONES

Los asentamientos mínimos que pueden ser esperados, correspondientes a los mejores procesos constructivos de excavaciones, varían considerablemente de acuerdo al tipo de suelo en cuestión. Es de esperarse que estos resulten despreciables o pequeños, adyacentes a excavaciones en arenas densas y en materiales granulares y cohesivos relativamente rígidos. En cambio, es de esperarse que resulten excesivos, adyacentes a excavaciones en arcillas plásticas suaves. Estos asentamientos sólo pueden reducirse al cambiar drásticamente los métodos o procesos constructivos que sean empleados en la excavación.

El asentamiento adyacente a excavaciones en arena puede ser ocasionado por la pérdida de suelo asociada con el nivel de aguas freáticas o por derrumbes de materiales estrictamente friccionantes, la localización y magnitud de tales asentamientos no puede ser predicha.

Los asentamientos son una consecuencia de las tensiones que se presentan en la masa de suelo, asociadas con la disminución de esfuerzos causada por la remoción de material al avanzar la excavación. Hasta cierto punto el asentamiento puede ser reducido, al introducir soporte para los muros, o bien anclajes como elementos de contención a la distancia vertical apropiada y en cuanto esto sea posible. Si estas recomendaciones son aplicadas y si en adición la mano de obra es buena, los asentamientos serán reducidos al mínimo, de acuerdo a las condiciones del suelo y al sistema de contención de que se trate.

¹ Luis Arnal Simón, Max Betancourt Suárez, Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones, Trillas, 2008.

² Peck Ralph B., Deep Excavations and Tunneling in Soft Groun, State of the Art Report, in proceedings of the 7th International Conference on SM & FE, Mexico, Mexicana de Mecánica de Suelos AC, México, 1969.

III

GENERALIDADES ACERCA DE LOS ANCLAJES

La primera aplicación de los anclajes fue como soporte temporal para sistemas de excavación. Los anclajes permanentes se utilizaron más hasta la década de 1970 y hoy representan una técnica ampliamente utilizada para la contención de tierras y la estabilización de taludes.¹

Los sistemas de anclaje ofrecen ventajas de diseño o construcción considerables respecto a sistemas más convencionales, estas ventajas se traducen en beneficios económicos y técnicos.²

Algunos de los principales beneficios y ventajas que ofrecen los sistemas anclados respecto a los clásicos muros de contención de gravedad en el caso particular de excavaciones son;

- Mayor espacio libre para ejecutar la excavación y mayor seguridad en el fondo.
- Flexibilidad geométrica, adaptándose a los requisitos de la excavación u obra.
- Habilidad para soportar presiones de tierra relativamente altas sin requerir un incremento significativo en la sección transversal del muro flexible del sistema de anclaje.
- Eliminación de la necesidad de incorporar soporte temporal a la excavación, ya que un muro anclado puede formar parte de la estructura permanente.
- Se reduce el tiempo de la construcción y se adapta a la programación de la obra.
- Contención de cimentaciones medianeras impidiendo el desplazamiento producido por el des confinamiento lateral, así evitando patologías en las estructuras adyacentes.

APLICACIONES DE LAS ANCLAS

ANCLAS COMO ELEMENTOS DE CONTENCIÓN LATERAL EN EXCAVACIONES PROFUNDAS O EN MUROS ANCLADOS

Comparando un muro gravitacional convencional contra un muro anclado, se sabe que el muro convencional es más costoso que un muro anclado permanente ya que este requiere de soporte temporal en la excavación, relleno bien graduado y posiblemente una cimentación profunda.¹

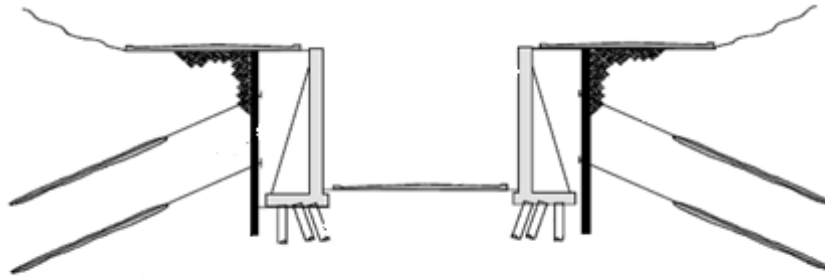


Fig. 10, Muro de retención convencional con anclajes temporales, (Ref. 11).

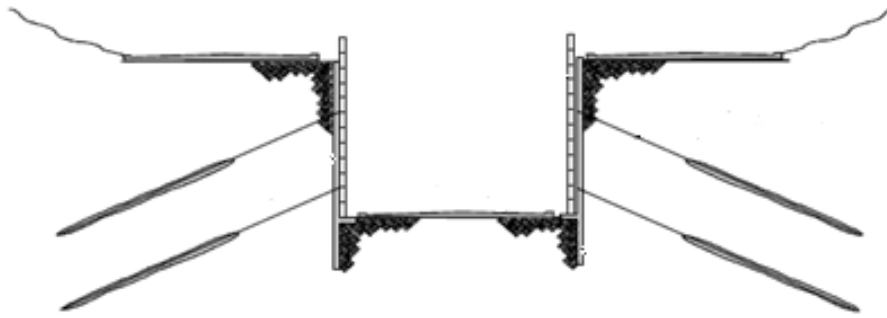


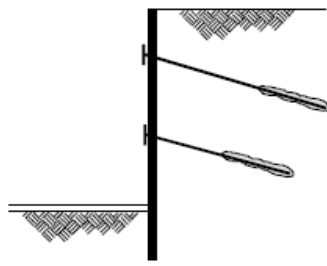
Fig. 11, Muro de retención a partir de anclajes permanentes, (Ref. 11).

ANCLAS COMO ELEMENTOS ESTABILIZADORES DE TALUDES

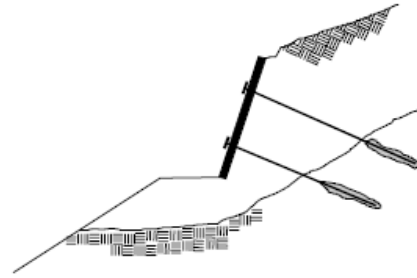
Estas permiten hacer cortes relativamente profundos en suelo y roca para carreteras y autopistas. *Las anclas brindan una fuerza lo suficientemente grande para estabilizar la masa de suelo por encima de la superficie de falla.*¹ Siendo esta fuerza considerablemente mayor a la requerida para estabilizar un típico muro vertical de retención. Se pueden emplear vigas horizontales o bloques de concreto para transferir la carga del ancla al suelo, siempre y cuando el material no presente caídos en la zona o se comprima, y pueda resistir las fuerzas del ancla en la cara excavada.

ESTRUCTURAS ANCLADAS

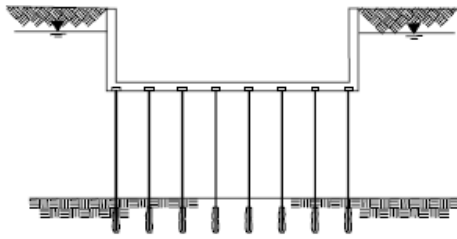
Las anclas permanentes pueden ser utilizadas para aportar resistencia a fuerzas verticales de subpresión, mayormente generadas por fuerzas hidrostáticas. También se usan como soporte de túneles e inclusive para preconsolidar suelos inestables e incrementar así su capacidad de carga.



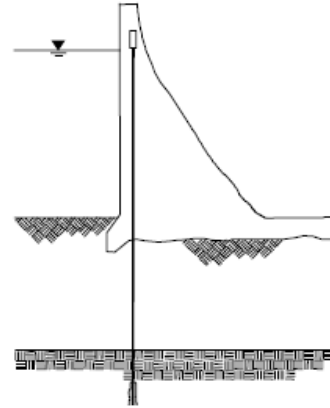
Muro de Contención



Estabilización de Taludes



Anclajes para Subpresiones



Estabilización de Presas

Fig. 12, Aplicaciones de anclas y sistemas de anclaje, (Ref. 11).

A continuación se muestran más imágenes para ejemplificar las aplicaciones de las anclas;

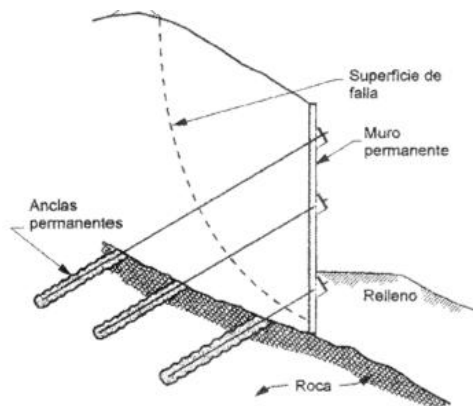


Fig. 13, Muro anclado para estabilizar un deslizamiento, (Ref. 7).

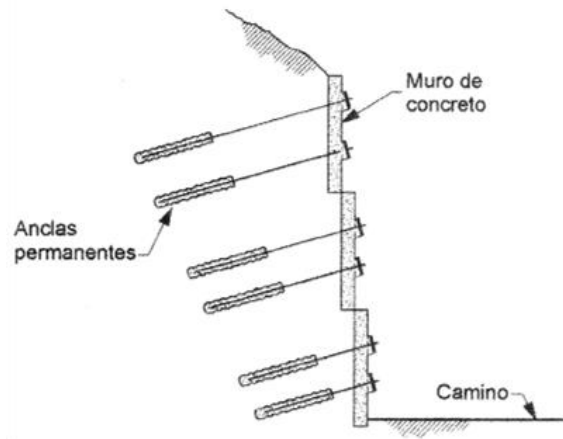


Fig. 14, Muro de retención anclado, (Ref. 7).

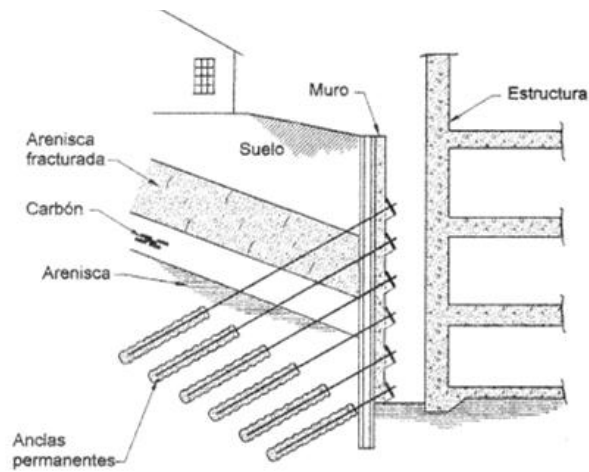


Fig. 15, Anclas para estabilizar un corte en material con estratigrafía variada, (Ref. 7).

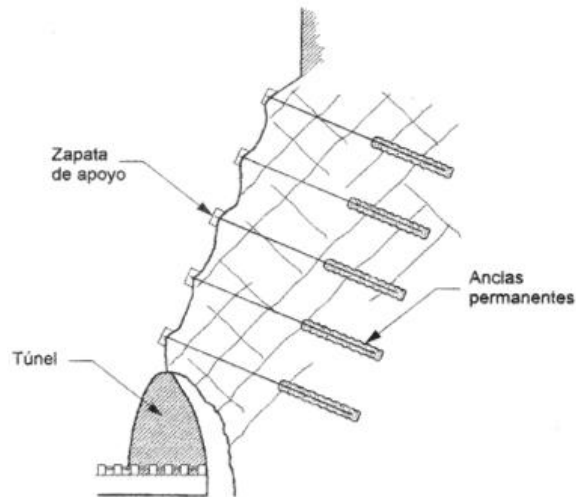


Fig. 16, Anclas para estabilizar el portal de un túnel, (Ref. 7).

PARTES CONSTITUTIVAS DE UN ANCLA

Un ancla pre esforzada y cementada es un elemento estructural instalado en un suelo o roca, el cual transmite una carga de tensión al terreno, estas se instalan en hoyos taladrados que se rellenan con un material cementante.

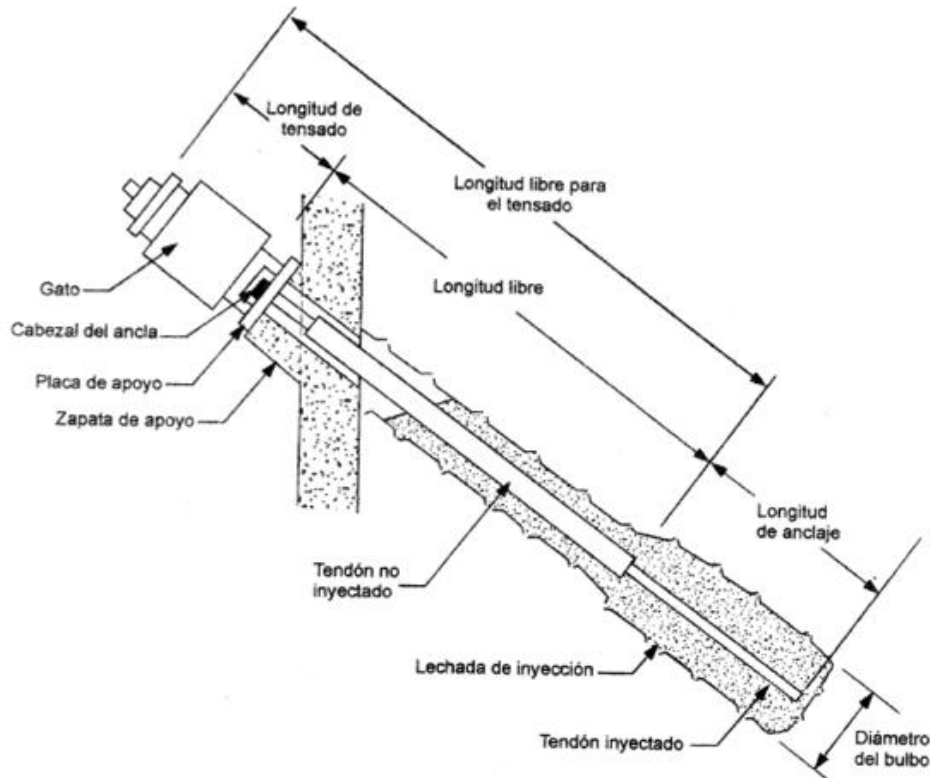


Fig. 17, Componentes de un Ancla, (Ref. 7).

COMPONENTES BÁSICOS DE UN ANCLAJE

Los componentes básicos de un anclaje son: anclaje (longitud de tensado); longitud libre de estiramiento (no unida); y longitud de unión (de anclaje).¹

*El **barreno** para alojar el ancla es aquel que se perfora en la cara donde se va a colocar el ancla y debe tener el diámetro suficiente para alojar a las varillas o torones y al cementante empleado. Debe permitir tener suficiente espacio entre las varillas o torones y la pared del mismo para permitir que se desarrollen las fuerzas de adherencia entre el mortero y las varillas o torones y el desarrollo de fuerzas de fricción entre el mortero y el terreno circundante.

*El **anclaje** (longitud de tensado) está conformado por el sistema combinado de; cabeza del ancla, placa y tuerca. El cual es capaz de transmitir la fuerza de pre esfuerzo del acero, ya sea en forma de barra o de cable, a la superficie del terreno o a la estructura soportada (tensar el ancla) y también es vital para efectuar las pruebas de carga necesarias.

*La **longitud no unida** del ancla es aquella porción del acero pre esforzado que es libre de estirarse elásticamente y de transmitir la fuerza resistente de la longitud de unión a la estructura. En esta, no se aplica mortero o lechada a presión, también se le denomina lechada secundaria y puede estar rellena con mortero de menor calidad que el utilizado en el bulbo de inyección. *“La zona compuesta por la longitud no unida, no presenta transferencia de cargas entre el ancla y el terreno circundante”*.¹

*La **longitud de unión** del tendón es aquella longitud del acero pre esforzado que está unida con un cementante y es capaz de transmitir la carga de tensión aplicada al terreno circundante. Es el bulbo de inyección, el cual está al fondo del barreno y se le inyecta a presión la lechada principal, este queda cerrado por un obturador que permite la presurización y al mismo tiempo, lo aísla de la parte exterior del barreno. *“La longitud de unión del anclaje debe ser situada por detrás de la superficie crítica de falla”*.¹

*Un **rompe unión** es una especie de forro liso de plástico, que se coloca sobre el tendón en la longitud no unida para prevenir que el acero pre esforzado se una con el cementante a su alrededor. Este permite que el acero pre esforzado de la longitud no unida se pueda estirar sin ser obstruido durante las pruebas y su tensado, y permite que el acero pre esforzado permanezca no unido después de concluirse la tensión del ancla.

*El **tendón** es una porción del armado completo de un ancla, esta incluye al elemento de acero pre esforzado ya sea una barra o un cable (torones), a la protección anti-corrosión, forros, centralizadores y espaciadores, pero específicamente excluye al cementante.

*Los **forros o fundas** son tubos lisos o corrugados que protegen al acero pre esforzado del efecto de la corrosión, en la longitud no unida.

*Los **centralizadores** posicionan al tendón en el hoyo taladrado tal que el espesor mínimo de cementante a su alrededor sea obtenido de manera correcta.

* Los **espaciadores** se emplean para tendones de múltiples elementos, los cuales sirven para separar los cables o barras de los tendones tal que cada elemento sea unido de forma adecuada por el cementante.

* El **obturador** se utiliza para sellar y aislar al bulbo de inyección del resto del barreno. Está constituido por un tapón de hule por el cual pasa el tubo de inyección.

*El **tubo de inyección** se coloca en el centro del barreno y la lechada de inyección sale a través de esos agujeros. Los torones o barras de acero se instalan alrededor del tubo de inyección.

*El **cementante** es una mezcla a base de cemento portland, que provee la transmisión de carga del tendón al terreno y también proporciona protección anti-corrosión al tendón.

Para ilustrar y esquematizar todo lo antes descrito, se muestran las siguientes figuras;

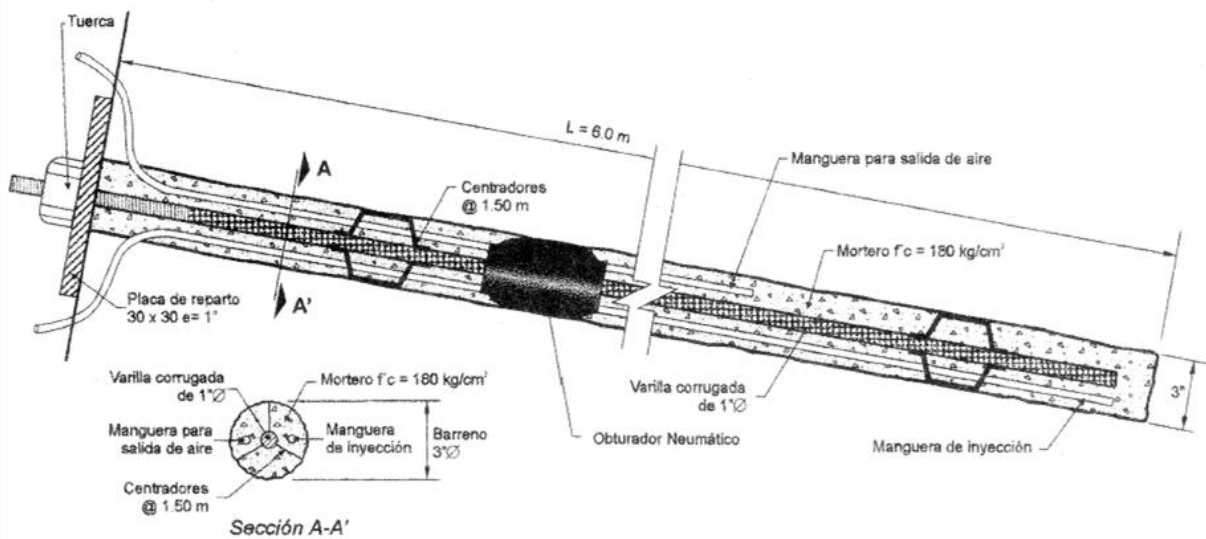


Fig. 18, Ancla de Barra, (Ref. 7).

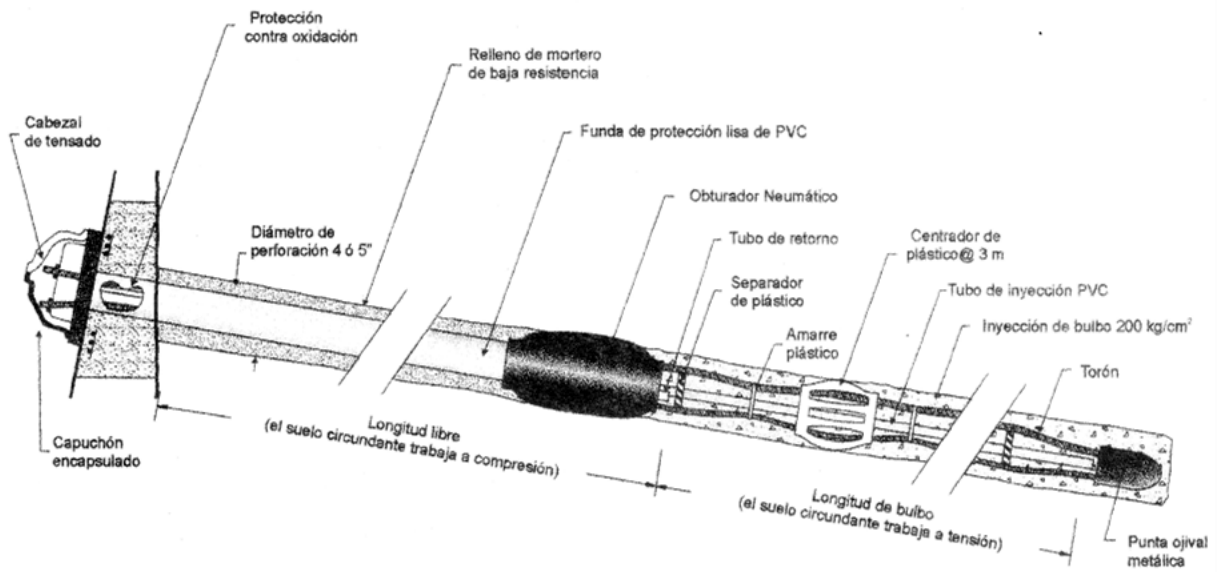


Fig. 19, Ancla de Cables/Torones, (Ref. 7).

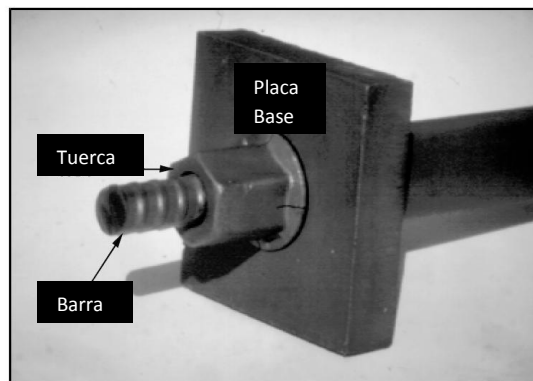


Fig. 20, Componentes del anclaje con tendón de barra, (Ref. 11).

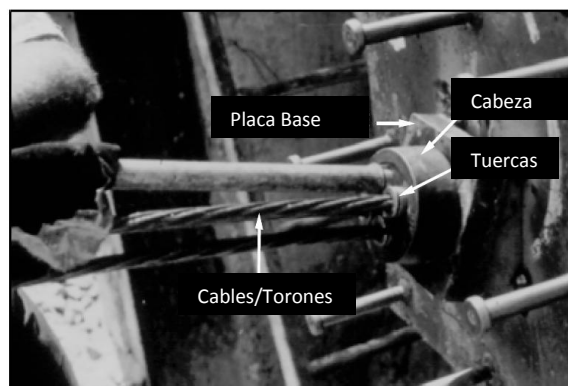


Fig. 21, Componentes del anclaje con tendón de cables/torones, (Ref. 11).

TIPOS DE ANCLA Y CLASIFICACIÓN

DE ACUERDO A SU VIDA ÚTIL

Es una manera de clasificar a los sistemas de anclaje, en; anclajes temporales o permanentes.²

Anclajes Temporales

Se utilizan para estabilizar taludes o cortes en excavaciones que serán cerradas o sostenidas mediante otras estructuras permanentes. La vida útil de un anclaje temporal es tan solo de meses y cuando mucho unos cuantos años.

Anclajes Permanentes

Estos garantizan su permanencia mediante la protección de sus elementos como el acero, mortero y lechada; en contra de la corrosión y agentes agresivos. Igualmente influye enormemente el mantenimiento que se les da y su posible ajuste de las cargas de tensión.

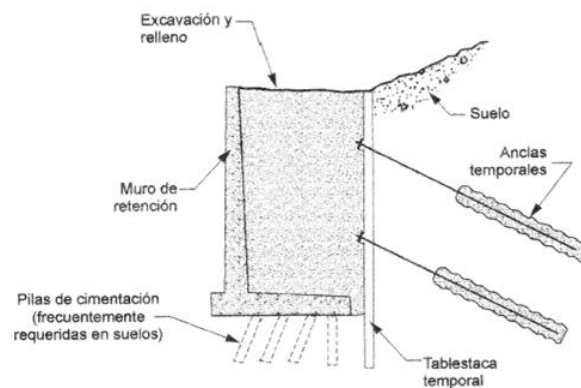


Fig. 22, Muro de retención con anclas temporales, (Ref. 7).

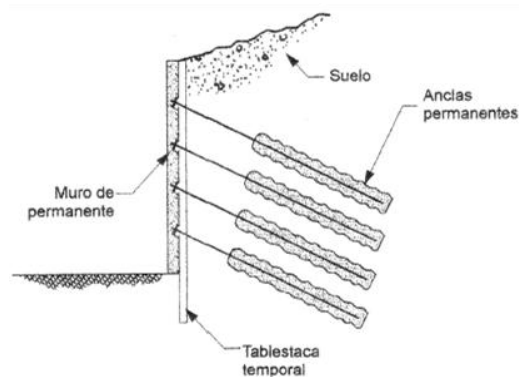


Fig. 23, Muro de retención con anclas permanentes, (Ref. 7).

DE ACUERDO A SU FUNCIONAMIENTO

*Las anclas se pueden clasificar en activas o pasivas.*² Las anclas activas también se conocen como de tensión y las anclas pasivas como de fricción. Los dos tipos difieren en su diseño, ya que las de tensión son fuerzas actuantes en el terreno y actúan sobre la superficie de deslizamiento en sentido contrario a las fuerzas deslizantes, en tanto las de fricción contribuyen a aumentar las fuerzas resistentes.

Anclas Pasivas o de Fricción

Estas funcionan al proporcionar fuerzas externas, así logrando estabilidad en taludes y cortes. Estas sólo comienzan a trabajar a partir del momento en que el suelo o roca sufre desplazamientos o deformaciones, por lo mismo su nombre de elemento pasivo de refuerzo.

Anclas Activas o de Tensión

Estas funcionan proporcionando activamente fuerzas externas, con lo que se obtiene la estabilidad en la excavación o corte. Estas anclas comienzan a trabajar en el momento en que se les aplican fuerzas axiales, de ahí su nombre de elemento activo de refuerzo.

DE ACUERDO A SU PRESIÓN DE INYECCIÓN O FORMA DEL FUSTE

A pesar de que existen diversos tipos de anclas que entran en esta clasificación, en la actualidad las que se utilizan con más frecuencia, son; anclas cementadas a gravedad con bulbo recto, anclas cementadas a presión con bulbo recto, anclas post-cementadas y anclas cementadas acampanadas. Estas se ilustran en la siguiente figura, y serán descritas a continuación.

Anclas Cementadas a Gravedad

Las anclas cementadas a gravedad son típicamente instaladas en roca y en depósitos de muy rígidos a duros de suelos cohesivos, usando generalmente perforación rotatoria. Métodos de desplazamiento por gravedad (Tremie) son empleados para cementar el ancla en el agujero, el cual puede o no estar ademado, dependiendo de la estabilidad del mismo. *La resistencia del ancla a ser desprendida, depende de la resistencia al corte en la interface cementante/suelo.*¹

Anclas cementadas a gravedad con bulbo recto.

Anclas cementadas a presión con bulbo recto.

Anclas post-cementadas.

Anclas cementadas acampanadas.

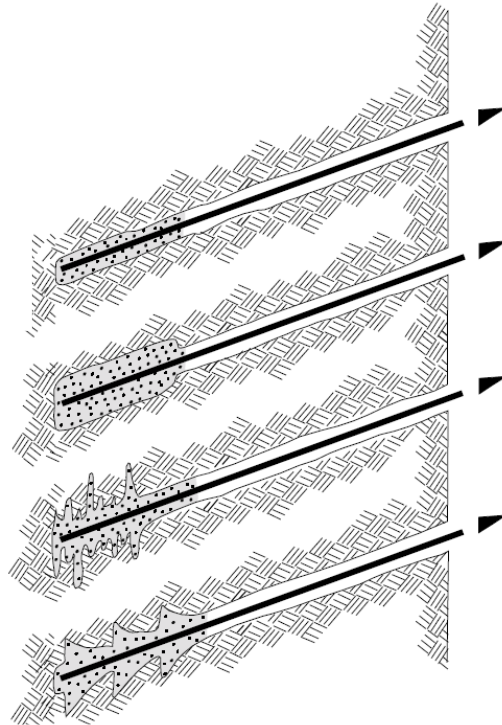


Fig. 24, Principales tipos de anclas, de acuerdo a su presión de inyección o forma del fuste (modificadas conforme Littlejohn, 1990, "Ground Anchorage Practice"), (Ref. 11).

Anclas Cementadas a Presión

Las anclas cementadas a presión son comúnmente empleadas en suelos granulares y rocas débiles o fracturadas. Este tipo de ancla también es utilizada en suelos cohesivos de grano fino. Con este tipo de ancla, el cementante es inyectado a la zona de unión bajo presiones mayores a 0.35 MPa. El agujero del ancla es típicamente perforado usando un barreno de punta hueca o usando técnicas rotatorias con puntas perforadoras. Al removerse el barreno o punta de perforación, el cementante es inyectado al agujero bajo presión hasta que toda la longitud de unión del ancla haya quedado cementada. *Este procedimiento de cementación incrementa la resistencia al desprendimiento del ancla en relación a métodos de cementación tremie¹*, ya que: incrementa el esfuerzo normal (presión de confinamiento) en el bulbo cementado debido a la compactación del material alrededor del mismo; e incrementa el diámetro efectivo del bulbo de cementación.

Anclas Post-Cementadas

Las anclas post-cementadas emplean múltiples inyecciones retardadas de cementante, para alargar la longitud de unión de las anclas cementadas a gravedad. Cada inyección es realizada con

un espaciamiento de uno a dos días. La post-cementación se logra a través de un tubo de cementación sellado e instalado con el tendón. El tubo está equipado con válvulas de revisión en la zona de unión, las cuales permiten que cementante adicional sea inyectado a alta presión al cementante ya colocado previamente. *El cementante a alta presión provoca fracturación en el cementante inicial y lo desplaza hacia el suelo, así alargando el cuerpo o zona de unión.*¹ Dos tipos fundamentales de anclas post-cementadas son utilizadas; un sistema usa empaques para aislar a cada una de las válvulas, el otro sistema bombea el cementante a través del tubo de post-cementación sin controlar cuales válvulas son abiertas.

Anclas Cementadas Acampanadas

Las anclas cementadas acampanadas consisten de agujeros tremie cementados, que incluyen una serie de campanas alargadoras. Las anclas con ensanchamientos en el fondo o a lo largo del barreno tienen por objeto aumentar su capacidad. Este tipo de ancla puede ser empleada en depósitos cohesivos de firmes a duros. *En adición a la resistencia al cortante lateral, como es el principal mecanismo de transferencia de cargas para otras anclas, la resistencia puede también ser aportada por la placa o cabeza de la propia ancla al final de esta.*¹ Se debe tener cuidado al formar y limpiar las campanas.

MÉTODOS DE PERFORACIÓN

Los más empleados para perforar un anclaje, son; rotación, percusión, rotacional/percusivo y taladrado con tubo. Generalmente lo selecciona el constructor, en base a las condiciones particulares de la obra y del sitio, no obstante pueden darse ciertas recomendaciones.

Cualquiera que sea el método seleccionado, este no debe influir adversamente en la integridad de estructuras cercanas al propio anclaje o a la superficie del terreno. *La principal causa de efectos adversos a estructuras colindantes, es la pérdida excesiva de suelo dentro del agujero perforado.*³

Se recomienda evitar el método de taladrado con tubo usando diámetros grandes, en arenas y gravas, ya que tiende a removerse una gran cantidad de suelo del agujero perforado, en comparación al volumen real del tubo empleado para la perforación. Resultando en una pérdida de soporte dentro del agujero perforado, sin embargo, en suelos o rocas inestables se puede emplear algún elemento para ademar la perforación. Los residuos de material se remueven

mediante agua o aire, cuidando el exceso en la presión del aire para evitar remover agua y finos del agujero perforado que pudieran resultar en el colapso del agujero u otro tipo de falla.

MATERIAL DEL TENDÓN

TENDONES DE ACERO DE CABLES Y BARRAS

Los tendones de cables y de barra, son comúnmente empleados para anclajes en suelo y roca. Existen especificaciones para tendones de barra o de cable y estas están codificadas de acuerdo a ASTM A722 y ASTM A416, respectivamente. El tendón de cable corrugado está codificado como ASTM A886. Los tendones de barra se encuentran comúnmente disponibles en diámetros de; 26 mm, 32 mm, 36 mm, 45 mm, y 64 mm, y en longitudes sin traslape de hasta casi 18 m. Cargas de diseño de anclas de aproximadamente 2,077 kN pueden ser resistidas por un solo tendón de barra de 64-mm de diámetro. Los traslapes pueden utilizarse para longitudes mayores a 18 m y donde las restricciones de espacio limitan la longitud del tendón de barra.

En comparación a los tendones formados por cables, los de barra son más fáciles de tensar y su carga puede ser ajustada hasta después de ser colocados.⁴ Los tendones de cables, están usualmente conformados por múltiples cables de siete alambres cada uno. El cable comúnmente utilizado en la práctica es de 15 mm de diámetro. Los anclajes que usan cableado múltiple prácticamente no tienen limitaciones en cuanto a la carga que soportan y a la longitud de anclaje de los mismos.⁴ El acero utilizado en los tendones tiene propiedades de relajación lo suficientemente bajas para minimizar las pérdidas de carga del ancla a largo plazo.

Existen aditamentos para realizar el traslape de los tendones conformados por múltiples cables de siete alambres, sin embargo, se utilizan rara vez ya que los tendones a partir de cables pueden ser fabricados de cualquier longitud. Estos aditamentos tampoco son muy recomendados, ya que el diámetro de estos es mucho más grande que el diámetro del cableado, pero estos si pueden ser usados para reparar tendones dañados. Donde se lleguen a emplear, se deberá de verificar que el tendón cuente con protección anti corrosión justo en el lugar donde se coloque el traslape.

ESPACIADORES Y CENTRALIZADORES

Unidades espaciadoras/centralizadoras son colocadas a intervalos regulares (típicamente 3 m) a lo largo de la longitud de unión. Para los tendones a partir de cables, los espaciadores usualmente

brindan un espacio mínimo entre los propios cables de 6 a 13 mm y una cubierta exterior mínima de cementante de 13 mm. *Tanto espaciadores como centralizadores deben estar fabricados de materiales no corrosivos y diseñados para permitir el flujo libre del cementante.*¹



Fig. 25, Vista en corte de un tendón de barra, (Ref. 11).

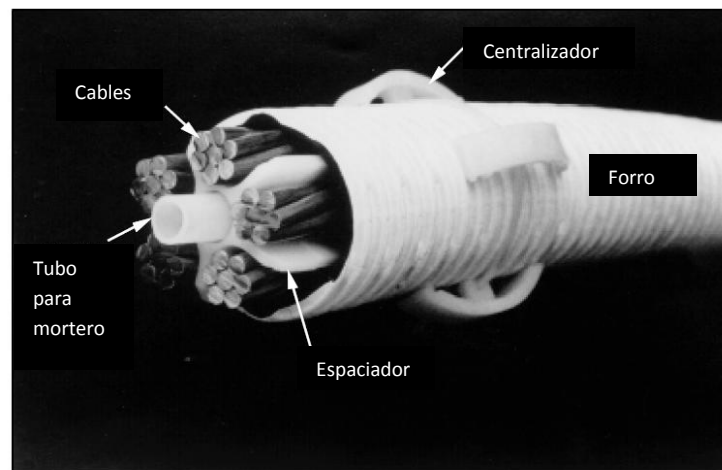


Fig. 26, Vista en corte de un tendón de cables, (Ref. 11).

BARRA FORRADA EPÓXICAMENTE Y CABLEADO CON INTERIOR FORRADO EPÓXICAMENTE

Barra forrada epóxicamente (AASHTO M284) y cableado con interior forrado epóxicamente (suplemento a ASTM A882), mientras no son usadas extensivamente para su aplicación en autopistas y caminos, estas se utilizan más ampliamente para anclajes en proyectos de presas. *El forro epóxico provee una capa adicional de protección contra la corrosión en las longitudes de unión y no unión, en comparación a acero pre esforzado común sin forro alguno.*³

Para el cableado con interior forrado epóxicamente, adicionalmente al epóxico al rededor del exterior del cableado, el cable central del cableado de siete alambres está cubierto con epóxico. Un cableado forrado epóxicamente sólo en el exterior no es recomendado, porque el agua puede filtrarse por los espacios alrededor del cable central y llevar a la corrosión.

OTROS TIPOS DE ANCLA Y DE MATERIALES DE TENDÓN

Además de las anclas cementadas que incorporan acero pre esforzado de alta resistencia, existen otros tipos de anclas alternativas y tendones de otros materiales, como; barras de acero cementado de grado 60 y de grado 75, anclas helicoidales, anclas con placa base y anclas mecánicas de roca.

A la fecha continúan las investigaciones respecto al uso de plástico reforzado con fibras “fiber reinforced plastic” (FRP) en tendones pre esforzados, la cual comenzó con Schmidt et al., 1994. *Los tendones a partir de FRP tienen una alta Resistencia a la tensión, resistencia a la corrosión, y son de peso ligero.*³ Sin embargo, estos productos, actualmente no son utilizados en la práctica, otros materiales como la fibra de vidrio y el acero inoxidable han sido usados experimentalmente, pero su costo y/o complicaciones constructivas han restringido la ampliación de su uso.

CEMENTANTE (LECHADA DE CEMENTO)

El cementante de los anclajes para suelo y roca es típicamente una lechada a base de cemento (cementante sin agregados) conforme a las especificaciones ASTM C150 a pesar de que la lechada de cemento-arena puede también ser usada para agujeros perforados de gran diámetro.

*Un cementante de grava-arena-cemento puede ser usado para cementar un ancla fuera de la encapsulación del tendón.*³ Comúnmente se usan mezcladoras de alta velocidad de lechada de cemento, que aseguran el mezclado uniforme entre lechada y agua. Un ratio de agua/cemento (w/c) de 0.4 a 0.55 por peso y cemento tipo I normalmente brinda una fuerza mínima de compresión de 21 MPa al momento del tensado del ancla. En algunos proyectos se pueden requerir aditivos especiales para mejorar la fluidez y flujo de la lechada o cementante.

VIDA DE SERVICIO DE UN ANCLA O SISTEMA DE ANCLAJE

Los sistemas permanentes de anclaje tienen una vida de servicio de entre 75 y 100 años.¹ Sin embargo, estos también se emplean temporalmente, de acuerdo a la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), “se consideran sistemas temporales aquellos que son removidos o se vuelven inoperantes al cabo de la instalación de los sistemas permanentes”. El periodo para los sistemas temporales se considera comúnmente entre 18 y 36 meses, pero puede ser más corto o largo dependiendo del proyecto.¹

Notándose que los sistemas temporales son comúnmente diseñados con un criterio menos restrictivo que los sistemas permanentes. Algunos componentes dentro del diseño de sistemas de anclaje que son generalmente menos restrictivos para los sistemas temporales comparados a los sistemas permanentes son; selección del material del muro flexible; esfuerzos permisibles en los componentes estructurales; factores de seguridad; diseño para carga axial; peso por sobrecarga usado para evaluar cargas en los muros; criterio de diseño por sismo; y pruebas de carga.

El diseño de los sistemas temporales está frecuentemente basado en la estabilidad del sistema y no en la minimización de los movimientos de la masa de suelo a contenerse.

MUROS ANCLADOS

Una de las aplicaciones más comunes de las anclas es en la construcción de muros anclados, los cuales se utilizan para estabilizar excavaciones, taludes, etc. Estos consisten en muros de tipo cantiléver no gravitacionales con uno o más niveles de anclas. Los muros cantiléver no gravitacionales emplean; vigas de acero u otro tipo o bien elementos continuos de tipo tablestaca, como elementos verticales que son hincados o taladrados a profundidades por debajo del nivel final de la excavación. *El soporte de los mismos es dado por los elementos verticales del propio muro y la resistencia pasiva por parte del suelo debajo del nivel final de la excavación.¹* El soporte de un muro anclado recae en estos componentes al igual que la resistencia lateral dada por las anclas para resistir presiones horizontales de tierra, agua y de tipo sísmicas.

Múltiples métodos y materiales son empleados en los elementos de un muro anclado. Los elementos verticales discretos del muro, comúnmente consisten de vigas de acero, la cara del muro es usualmente de concreto lanzado, aunque en ocasiones la cara del muro es de madera o

de paneles de concreto prefabricado. En cambio los elementos continuos de un muro no requieren de alguna estructura separada, estos incluyen a tablestacas de acero, paneles de concreto lanzado o prefabricado en cuyo caso el muro se construye en trincheras, pilas o columnas de suelo-cemento, etc.

SISTEMA DE VIGA Y PARED LIGERA

El sistema de viga y pared ligera, es de los sistemas de muro anclado más comúnmente utilizados. *Este sistema emplea elementos verticales discretos complementados con una pared que puede ser de madera o bien de concreto lanzado reforzado.*⁵ Pueden ser construidos en la mayoría de suelos, sin embargo, se debe tener cuidado especial en suelos no cohesivos y en arcillas que no permitan el tiempo suficiente como para colocar la pared complementaria de madera o concreto lanzado reforzado a las vigas colocadas previamente. Estos sistemas son altamente permeables.

El paso inicial para la construcción de estos muros es colocar las vigas típicamente de acero desde el nivel del suelo hasta la profundidad requerida. El espaciamiento horizontal de estas vigas puede llegar a ser de entre 1.5 hasta 3 metros de distancia.

Las vigas empleadas como soporte estructural en este tipo de muros pueden ser taladradas o hincadas en su ubicación final. Las taladradas pueden ser vigas de acero a partir de perfiles de sección ancha o secciones doble canal, las cuales se colocarán en los barrenos previamente excavados, los cuales subsecuentemente serán llenados con concreto. Se recomienda que el barreno excavado sea rellenado con concreto estructural desde el fondo de este y hasta el nivel de la excavación.

Las anclas se instalan entre las secciones de acero estructural y la distancia entre estas depende del tipo de ancla utilizada. Los diámetros de barreno perforados para estas vigas dependen de la forma estructural y del diámetro del ancla. Anclas de reemplazo pueden ser instaladas entre las secciones estructurales en cualquier lugar a lo largo de la viga. La conexión entre ancla y viga estructural puede ser instalada en la cara frontal de las secciones estructurales, vigas, o entre estas. En el caso de que se tengan anclas de diámetro pequeño, la conexión puede ser prefabricada antes de que las vigas sean instaladas. Las conexiones para anclas de diámetro grande se fabrican después de que las anclas han sido instaladas.

Las vigas de acero de perfiles H o bien tablestacas de acero, son comúnmente empleadas como vigas estructurales hincadas para este tipo de muros. Estas vigas hincadas deben penetrar a la

profundidad final deseada sin sufrir daños significativos. Se pueden emplear guías para lograr que estas vigas estructurales puedan penetrar un estrato duro. Los aceros de alta resistencia también pueden mejorar la habilidad de estas vigas a soportar un hincado complicado o difícil. Si estas vigas no pueden penetrar hasta la profundidad deseada mediante el hincado, estas deben de ser colocadas después de taladrar un barreno.

Para conectar las anclas a las vigas, se emplean conexiones a través de las vigas o bien vigas horizontales. Una conexión a través de la viga es un corte en la propia viga para colocar un ancla de diámetro pequeño, estas conexiones se fabrican antes de que el ancla sea colocada. Estas conexiones están diseñadas de tal forma que la carga soportada por el ancla se encuentre aplicada al centro de la viga en cuestión. Las anclas de gran diámetro (mayores a 15 cm) no pueden tener una conexión a través de la viga. Es importante considerar que las conexiones a través de la viga, son empleadas cuando se anticipan pocas fallas de la propia ancla, debido a que cuando un ancla falla esta debe ser removida de la conexión con la viga o se le debe fabricar una nueva conexión para la misma. Un ancla de reemplazo puede tener su conexión con la viga en un punto distinto al centro de la misma, esta debe usarse como soporte temporal y nunca para un muro de contención permanente, ya que esta sometería a la viga a momento y torsión.

Después de que se hayan instalado las respectivas vigas, se excavará el suelo frente a donde estará situado el muro o estructura de contención, donde posteriormente se instalará el revestimiento o pared ligera. La excavación llevada a cabo para este revestimiento o pared delgada comúnmente se realiza en tramos de entre 1.2 a 1.5 metros, aunque puede ser que estos tramos de excavación sean menores en caso de que el suelo tenga un tiempo limitado de auto sustentación. El revestimiento se debe instalar lo antes posible después de cada tramo excavado para minimizar la erosión y caída de material dentro de la propia excavación. Así mismo, antes de la instalación del revestimiento, es buena idea excavar o cortar la cara del suelo hacia la excavación para crear una superficie de contacto lo más uniforme posible para el revestimiento. El revestimiento puede ser colocado por detrás del borde frontal de la viga previamente colocada o encima de la misma viga. Si el revestimiento se coloca por detrás del borde frontal de la viga, este se debe cortar a una medida aproximada, para ser colocado entre los bordes de vigas adyacentes y así quede asegurado contra las vigas. El revestimiento también se puede colocar mediante soldadura en la parte frontal de los bordes de las vigas en cuestión. Cualquiera que sea el método o forma de instalación del revestimiento, se debe asegurar que tenga un buen contacto con el suelo y que no queden espacios considerables entre el revestimiento y el suelo retenido. Antes de continuar

colocando más revestimiento o pared delgada para el sistema de muro anclado, se debe colocar un espaciador al final de cada tramo de revestimiento el cual permite que haya un espacio destinado a ser el drenaje entre tramos verticalmente adyacentes. El tamaño de este espacio debe ser suficiente para permitir un buen drenaje y a la vez debe impedir que el suelo retenido caiga dentro de la excavación. Usualmente el colocar tramos de revestimiento verticalmente adyacentes a una distancia muy cercana se considera inaceptable, sin embargo, algunos métodos impermeables pueden requerir que el espacio entre estos tramos sea eliminado totalmente en cuyo caso se debe proponer un método alternativo para el drenaje. El revestimiento de concreto puede ser utilizado pero resulta problemático debido a dificultades en su manejo y tolerancias muy pequeñas par su colocación en la viga correspondiente al sistema de muro anclado, dificultando instalación. Además se pueden presentar cuarteos o rupturas de estos elementos de concreto al momento de probar o tensar el ancla.

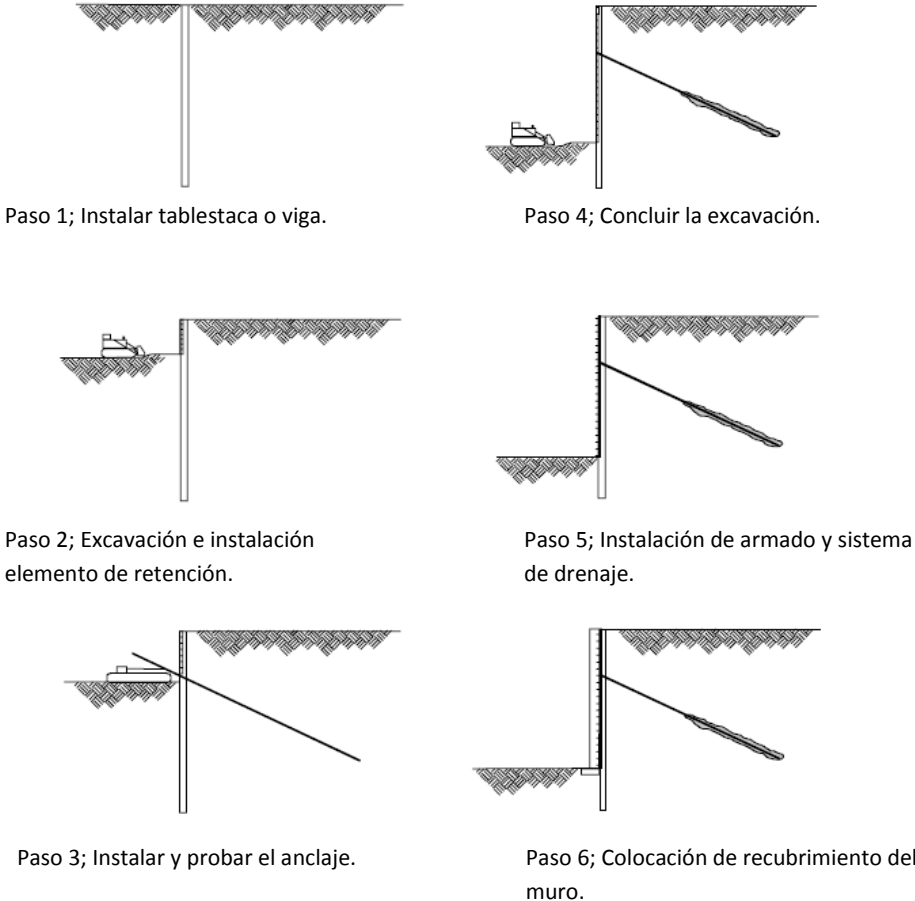


Fig. 27, Proceso constructivo de un muro anclado (tablestaca anclada), (Ref. 11).

PROCESO CONSTRUCTIVO

La instalación del revestimiento continúa hasta que la excavación alcanza un nivel de 0.6 metros aproximadamente por debajo de la elevación de diseño de un ancla, al llegar a este nivel, la excavación se detiene y se instala el ancla. Una excavación más profunda, es decir de más de 0.6 metros por debajo del nivel de la elevación de diseño de un ancla, puede llegar a ser requerida para permitir que se lleve a cabo la conexión con el ancla o para dar acceso a la maquinaria empleada. *En general, el muro anclado debe ser diseñado para soportar esfuerzos asociados a una excavación de mayor profundidad.*⁵

Las anclas se instalan utilizando procedimientos apropiados de barrenación y de inyección del cementante. Ya que el cementante haya alcanzado la resistencia mínima requerida, el ancla es cargada y probada y se cierra en cuanto se alcanza cierta carga final y apropiada.

Posteriormente continúa la excavación e instalación de revestimiento/pared delgada, hasta llegar al nivel de elevación de la próxima ancla, en donde se instala la siguiente ancla. Este ciclo de excavación, colocación de revestimiento/pared delgada e instalación de ancla continúa una y otra vez hasta que se haya logrado la profundidad final de la excavación. Cuando esto sucede, si es el caso, se pueden colocar elementos de drenaje prefabricados en los espacios diseñados para esto y conectar estos elementos a un colector en la base del muro de contención. Es bastante efectivo el uso de concreto lanzado en lugar de elementos de madera, como revestimiento/pared delgada del muro de contención. Aunque, debido a que el concreto lanzado tiene muy poca permeabilidad es obligatorio el instalar drenaje por detrás de este. Para el caso de muros de contención permanentes, la cara del muro siempre será de concreto ya sea prefabricado o colado en sitio.

MUROS DE ELEMENTOS CONTINUOS

TABLESTACAS ANCLADAS

*Las anclas también son empleadas comúnmente en muros con elementos continuos, los cuales se emplean como sistemas de soporte temporal para excavaciones.*⁶ Los muros de tablestaca anclados se construyen hincando tablestacas que se van uniendo una con otra hasta lograr la elevación final de diseño. Se debe tener en cuenta que este sistema de muro anclado puede no ser recomendable para suelos duros o con obstrucciones. Los elementos pueden ser de acero o de

concreto prefabricado, no obstante las tablestacas de acero son las más empleadas debido a su disponibilidad y a su mayor resistencia. Debido a la relativa continuidad de este sistema de muro anclado, la presión debida al agua por detrás del muro debe considerarse al momento del diseño. *En caso de que el muro continuo deba resistir fuerzas permanentes hidrostáticas, la conexión entre el ancla y la pared de tablestaca debe ser a prueba de agua.*⁶

*Las tablestacas ancladas pueden ser de apoyo libre y de apoyo fijo, en relación a la profundidad de hincado que estas tengan.*⁶ En el caso de las de apoyo fijo, estas se hincan lo necesario para que la falla sólo pueda presentarse por flexión o por falla del anclaje, eliminándose la posibilidad de falla por desplazamiento del extremo hincado, al ser superada la resistencia pasiva del terreno.

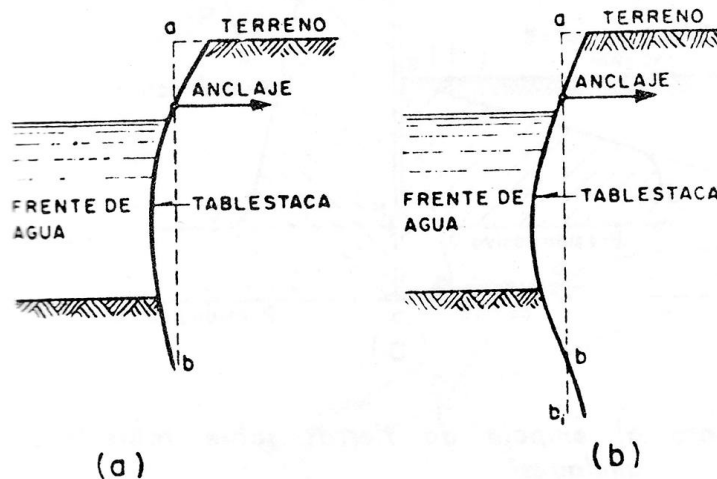


Fig. 28, Esquemas de tablestacas ancladas, (Ref. 2).

En el inciso a) de la figura; se muestra una tablestaca anclada con apoyo inferior libre. Suponiéndose que toda la superficie interior está sujeta a presión activa y que en la parte enterrada de la superficie exterior actúa una resistencia pasiva.

En el inciso b) de la figura; se muestra una tablestaca anclada con apoyo inferior fijo. Tomándose ahora en cuenta que en el punto b existe una inflexión en la curva elástica de la tablestaca.

A continuación se muestran las presiones a considerar en cuanto a la concepción clásica respecto al empuje de tierras sobre tablestacas ancladas, inciso a) de apoyo libre e inciso b) de apoyo fijo. Se aprecia que por debajo del punto b, las presiones se invierten, teniéndose la activa por el lado exterior y la pasiva en el lado interior. La profundidad de hincado D se calcula para que la elástica de la tablestaca satisfaga la condición de apoyo fijo.

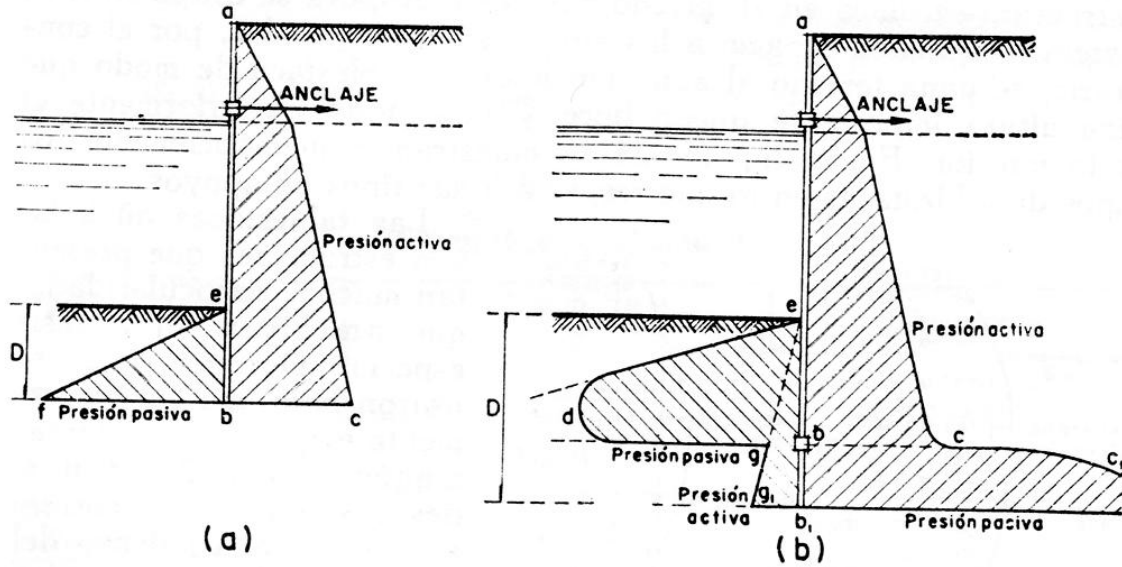


Fig. 29, Diagramas de presiones para tablestacas ancladas, (Ref. 2).

Partiendo del razonamiento en el que $\phi = 0$, se deduce que $K_a = K_p = 1$, siendo imposible establecer una condición de estabilidad a menos que $H < \sqrt[4]{c_u/\gamma}$. Concluyéndose que para un factor de seguridad mínimo de 1.5 y un peso unitario típico del suelo, no se deben emplear tablestacas cuando se cumpla que $c_u/H < 7$.⁶

¹ P.J. Sabatini, D.G. Pass, R.C. Bachus, Geotechnical Engineering Circular No. 4, Ground Anchors and Anchored Systems, Office of Bridge Technology Federal Highway Administration, 1999.

² Manual de Construcción Geotécnica Vol. I, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.

³ Carlos A. Lazarte, Ph.D., P.E., Victor Elias, P.E., R. David Espinoza, Ph.D., P.E., Paul J. Sabatini, Ph.D., P.E., Geotechnical Engineering Circular No. 7, Soil Nail Walls, Office of Technology Application, Office of Engineering/Bridge Division, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, 2003.

⁴ Post Tensioning Institute, "Recommendations for Prestressed Rock and Soil Anchors", 2nd. Ed. Phoenix, Arz., 1996.

⁵ Department of the Army, U.S. Army Corps of Engineers, Design of Sheet Pile Walls, 1994.

⁶ Juárez Badillo Eulalio, Rico Rodríguez Alfonso, Mecánica de Suelos Tomo II, Limusa, 1981.

IV

MARCO TEÓRICO DEL CÁLCULO DE PRESIÓN DE TIERRAS

En las obras de ingeniería se emplean dos tipos de elementos de retención o soporte; los rígidos y los flexibles. Los anclajes entran en su propia categoría y simplemente complementan y refuerzan a cualquiera de los dos tipos más comunes de elementos de contención, usualmente a los flexibles para aportar a estos una mayor eficacia en general.

Un muro diseñado con el propósito de mantener una diferencia en los niveles del suelo de sus dos lados se llama de retención.¹

RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE

El primer intento para calcular la presión de tierras sobre elementos de soporte, con metodología científica, fue realizado por C. A. Coulomb, sobre la hipótesis de que la tierra es incompresible, que su deformación antes de la falla es despreciable y que la falla ocurre a lo largo de superficies planas de deslizamiento; la resistencia al esfuerzo cortante del suelo es:

$$S = C + \sigma \tan \varphi$$

Generalmente se realizan una serie de pruebas de compresión triaxial y con los resultados se grafica en un plano de Mohr. Posteriormente se traza una línea tangente a los círculos anteriormente trazados en el plano, esta se denomina envolvente de falla. A partir de esto se determinan los valores de la cohesión C y del ángulo de fricción interna φ de la muestra de suelo.¹

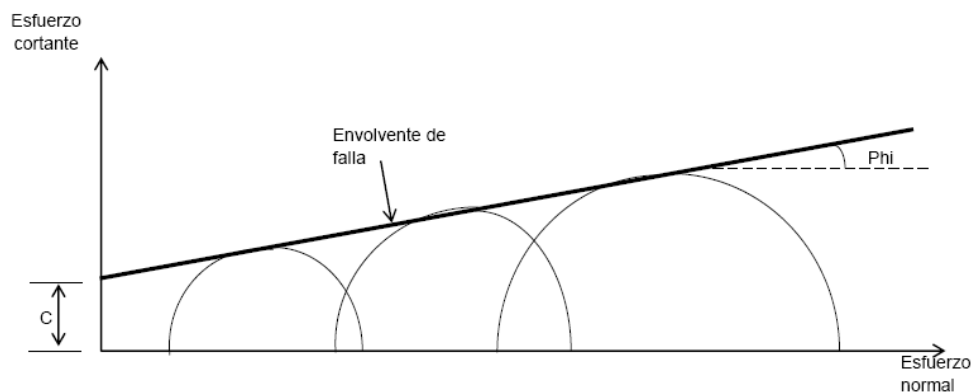


Fig. 30, Círculos de Mohr y envolvente de falla, (Ref. 18).

A partir del círculo de Mohr trazado y la envolvente de falla correspondiente se deduce⁵:

$$\sin \varphi = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)/2}{c \cot \varphi + (\sigma_1 + \sigma_3)/2}$$

Mientras que la inclinación del plano de falla con respecto a la horizontal, será⁵:

$$\beta = 45^\circ + \varphi/2$$

En cuanto al estado de esfuerzo del plano de falla, para el caso en el que $\sigma_x = \sigma_3$, $\sigma_y = \sigma_1$, $\tau_{xy} = 0$ y el ángulo $\alpha = 90^\circ + \beta$, los esfuerzos normal y cortante en el punto B, son⁵:

$$\sigma = \sigma_3(\sin \beta)^2 + \sigma_1(\cos \beta)^2$$

$$\tau = (\sigma_1 - \sigma_3) \sin \beta \cos \beta$$

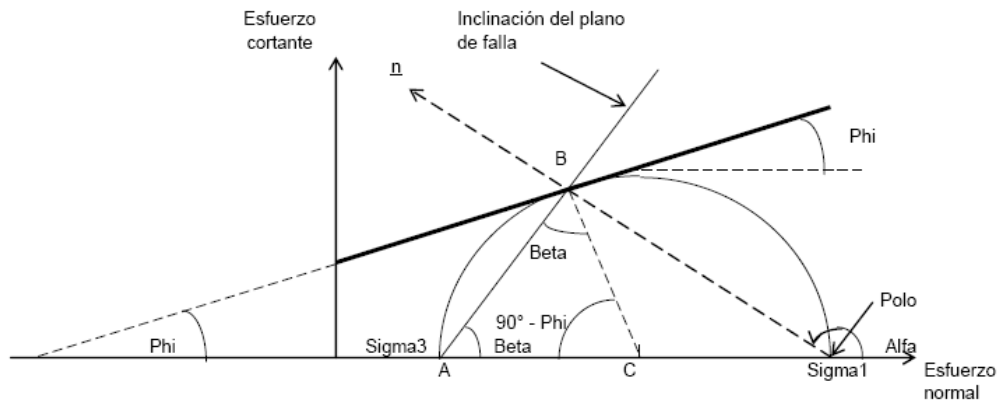


Fig. 31, Inclinación del plano de falla, (Ref. 18).

TEORÍA DE RANKINE EN SUELOS FRICCIONANTES

Considerando que la presión vertical efectiva actuante sobre la estructura de un elemento de suelo en reposo es: $Pv = \gamma z$

Se puede considerar en base a la experiencia que la presión lateral que se origina en el elemento de suelo en reposo es directamente proporcional a la presión vertical y es: $Ph = K_o \gamma z$

A la constante de proporcionalidad se le denomina *coeficiente de presión de tierra en reposo*¹. Si se representan ambos estados de esfuerzo en el diagrama de Mohr, se obtendrá un círculo que no es de falla (círculo 1).⁴

Sin embargo, a partir de las condiciones de esfuerzo en “*reposo*”¹ se puede llegar a la falla por dos caminos. El primero de ellos consiste en disminuir el esfuerzo horizontal a la vez que el esfuerzo vertical se mantiene constante (círculo 2)⁴, donde el esfuerzo principal menor es: $\sigma = K_A \gamma z$
 K_A es el *coeficiente de presión activa de tierras*¹, el esfuerzo obtenido es el correspondiente a la presión horizontal.

El segundo camino mediante el cual se puede alcanzar la falla es el de considerar al esfuerzo γz como el principal menor y por tanto aumentar la presión horizontal hasta llegar a la falla (círculo 3)⁴, con un valor de: $\sigma = K_p \gamma z$

K_p es el *coeficiente de presión pasiva de tierras*¹. Estas dos posibilidades son las únicas de interés práctico para alcanzar el estado de falla a partir del de reposo.

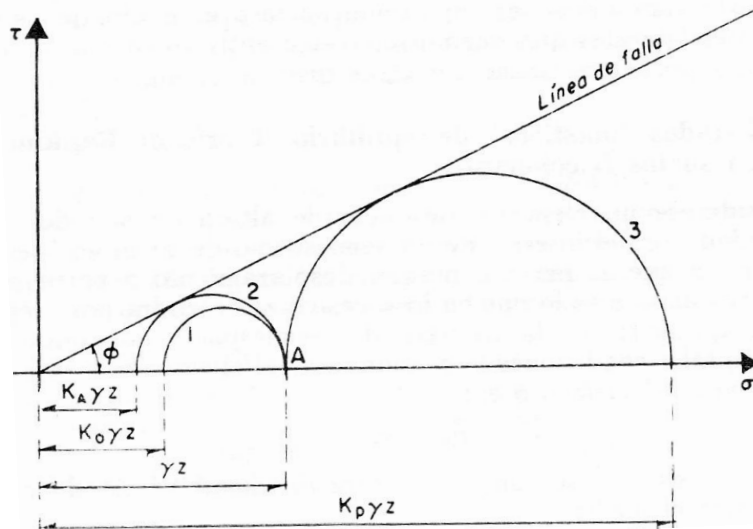


Fig. 32, Estados plásticos en el diagrama de Mohr, para el caso de suelos friccionantes, (Ref. 18).

De acuerdo a Rankine se dice que un suelo está en estado plástico cuando este se encuentra en estado de falla incipiente generalizado.¹ Por lo que existen dos estados plásticos, el que se logra al disminuir el esfuerzo horizontal a su mínimo y en contra parte el que se alcanza al aumentar dicho esfuerzo a su máximo. Estos estados plásticos se denominan respectivamente activo y pasivo, los

valores de los coeficientes empleados para calcular estos dos esfuerzos se pueden obtener de la siguiente forma¹:

$$K_A = \left(\tan \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right)^2 \quad \text{y} \quad K_P = \left(\tan \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \right)^2$$

EMPUJES EN SUELOS FRICCIONANTES

En base a los conceptos referentes a la presión activa y pasiva, las siguientes expresiones sirven para calcular el empuje total ejercido por un relleno de superficie horizontal contra un muro de respaldo vertical suponiendo que el muro es de dimensión unitaria en su sentido normal.

Para el estado plástico activo se tiene, el *Empuje total activo*¹;

$$E_A = \frac{1}{2} K_A \gamma H^2$$

Para el estado plástico pasivo se tiene, el *Empuje total pasivo*¹;

$$E_P = \frac{1}{2} K_P \gamma H^2$$

Debido a que en la Teoría de Rankine ambas presiones tienen una distribución lineal, *las resultantes serán paralelas a la superficie del relleno y el punto de aplicación de estas fuerzas se encuentra a un tercio de la altura del muro contado a partir de la base.*²

En caso de que la superficie del relleno sea un plano inclinado a un ángulo β respecto a la horizontal, se emplearán las expresiones siguientes para el cálculo de los empujes activo y pasivo¹:

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{(\cos \beta)^2 - (\cos \varphi)^2}}{\cos \beta + \sqrt{(\cos \beta)^2 - (\cos \varphi)^2}} \right]$$

$$E_P = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\cos \beta \frac{\cos \beta + \sqrt{(\cos \beta)^2 - (\cos \varphi)^2}}{\cos \beta - \sqrt{(\cos \beta)^2 - (\cos \varphi)^2}} \right]$$

A causa de que las presiones también tienen una distribución lineal y su dirección es paralela a la superficie del relleno, las respectivas resultantes serán paralelas a la superficie del relleno y estarán aplicadas a un tercio de la altura del muro contado a partir de la base.

En el caso en que la superficie del relleno, horizontal, estuviese sujeta a una *sobrecarga uniformemente distribuida, de valor q^2* .

En cuanto a la presión activa, el efecto de esta sobrecarga uniformemente distribuida será el de aumentar uniformemente la presión actuante contra el muro en el valor dado por la siguiente ecuación¹: $\Delta p_h = \Delta \sigma_3 = K_A q$

Para el caso de la presión pasiva, el efecto de esta sobrecarga uniformemente distribuida será el de aumentar uniformemente la presión actuante en el valor dado por la siguiente ecuación¹:

$$\Delta p_h = \Delta \sigma_1 = K_p q$$

TEORÍA DE RANKINE EN SUELOS COHESIVOS

Considerando que el suelo es puramente “cohesivo”, al igual que en suelos friccionantes, si la masa de suelo de superficie horizontal está en reposo, la presión horizontal sobre dicho elemento, será $K_o \gamma z$. Donde el valor de K_o , depende del material y de su historia de esfuerzos¹.

Análogamente, el material llega a la falla mediante los dos modos descritos para el caso de los suelos friccionantes.

En cuanto al estado “plástico” activo, las presiones valen; $P_A = \gamma z - 2c$ y $P_v = \gamma z$.
Donde P_v es el esfuerzo principal mayor y P_A el menor.⁴

En cuanto al estado “plástico” pasivo, las presiones valen; $P_p = \gamma z + 2c$ y $P_v = \gamma z$.
Donde P_p es el esfuerzo principal mayor y P_v el menor.⁴

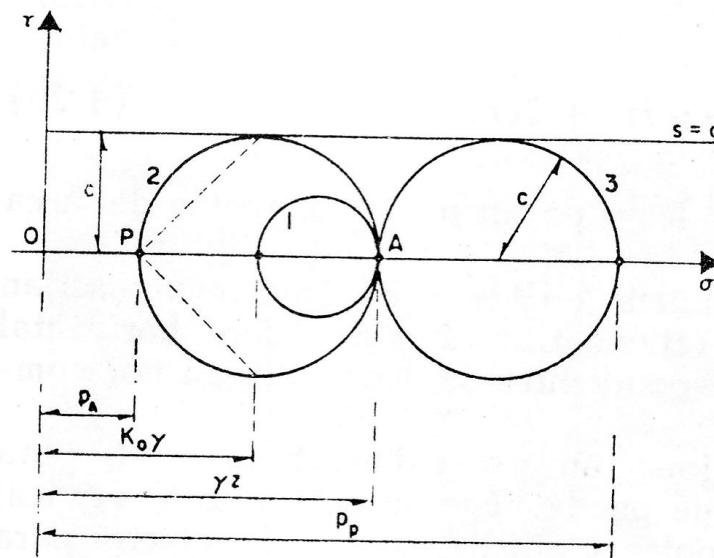


Fig. 33, Estados plásticos en el diagrama de Mohr, para el caso de suelos cohesivos, (Ref. 18).

EMPUJES EN SUELOS COHESIVOS

*Las presiones activas se relacionan generalmente con el empuje de suelos sobre muros y en cambio las presiones pasivas se relacionan con los casos en que los muros presionan al relleno.*²

Empleando el mismo procedimiento que en suelos friccionantes, se pueden obtener fórmulas para calcular los empujes total activo y pasivo, integrando en la altura H del muro las respectivas presiones horizontales.

Para el estado plástico activo se tiene, el *Empuje total activo*¹;

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 - 2 c H$$

Para el estado plástico pasivo se tiene, el *Empuje total pasivo*¹;

$$E_P = \frac{1}{2} \gamma H^2 + 2 c H$$

Ambos empujes resultan ser horizontales y pasan por el centroide del área de presiones. Estas dos ecuaciones aplican para el caso en que la superficie del relleno tras el muro sea horizontal y si los estados plásticos se desarrollan completamente en dicho relleno.

La primera de estas ecuaciones proporciona un procedimiento sencillo para calcular la máxima altura a la que se puede realizar un corte vertical en un material cohesivo sin que este tenga algún soporte y sin que suceda derrumbe alguno, para lo cual $E_A = 0$.

La altura crítica de un material "cohesivo" se denomina $H_c = \frac{4c}{\gamma}$. *En la práctica se recomienda emplear un factor mínimo de seguridad de 2.*¹

Es de saberse y considerarse que la cohesión no es estrictamente confiable y es un parámetro que varía notablemente con el tiempo y cuyo valor tiende a disminuir, disminuyendo así la resistencia en general del proyecto en cuestión.

Por lo que estrictamente no se recomienda hacer uso práctico de las ecuaciones mencionadas para el cálculo de empujes en materiales cohesivos. *Basta decir que los casos en los que se pudieran utilizar estas ecuaciones con toda confianza serían prácticamente imaginarios.*¹

TEORÍA DE COULOMB

Se considera que el empuje sobre un muro se debe a; una cuña de suelo limitada por el paramento del muro, la superficie del relleno y una superficie de falla desarrollada dentro del relleno, a la que se supone plana.¹

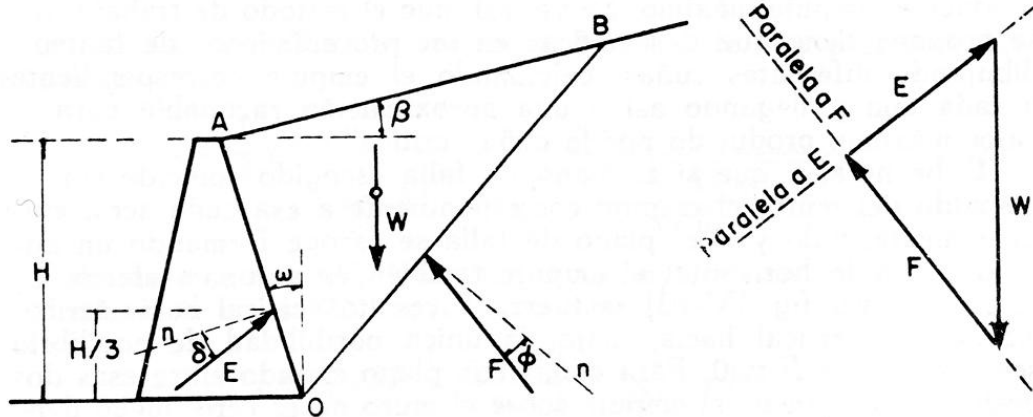


Fig. 34, Diagrama de empuje debido a una cuña de suelo de acuerdo a Coulomb, (Ref. 2).

Las fuerzas E_A y F , resultan así inclinadas respecto a las normales correspondientes a los ángulos δ y φ , de fricción entre el muro y el relleno y entre suelo y suelo respectivamente. Quedando el valor del ángulo δ acotado como $0 \leq \delta \leq \varphi$. Si $\delta > \varphi$, que puede llegar a suceder, la falla se presentaría cercana al respaldo pero entre suelo y suelo; este caso es igual a que el deslizamiento ocurriese entre el muro y el suelo, por tanto el máximo valor en la práctica que se le puede dar a δ es φ . De acuerdo a recomendaciones de Terzaghi, en la práctica $\frac{\varphi}{2} \leq \delta \leq \frac{2}{3}\varphi$.²

Tratándose de un suelo friccionante limitado por un plano, aunque sea inclinado y de un muro de respaldo plano puede darse un tratamiento a las hipótesis de Coulomb y obtenerse la siguiente ecuación para el cálculo del empuje máximo activo¹:

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{(\cos(\varphi - \omega))^2}{(\cos \omega)^2 \cos(\delta + \omega) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\delta + \varphi) \text{sen}(\varphi - \beta)}{\cos(\delta + \omega) \cos(\omega - \beta)}} \right]^2} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K$$

Donde:

E_A = empuje activo máximo

φ = ángulo de fricción interna de la arena

ω = ángulo formado entre el respaldo del muro y la vertical

β = ángulo formado entre la superficie plana del relleno y la horizontal

δ = ángulo formado entre el muro y el material de relleno

Para el caso en el que el respaldo del muro sea vertical ($\omega = 0$), la ecuación anterior quedará de la siguiente manera¹:

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{(\cos \varphi)^2}{\cos \delta \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\delta + \varphi) \text{sen}(\varphi - \beta)}{\cos \delta \cos \beta}} \right]^2}$$

En el caso de que el relleno en cuestión sea horizontal ($\beta = 0$), la ecuación a emplear ahora será¹:

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{(\cos \varphi)^2}{\cos \delta \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\delta + \varphi) \text{sen} \varphi}{\cos \delta}} \right]^2}$$

Si fuese el caso en el que no existiese fricción entre el muro y el material de relleno ($\delta = 0$), la ecuación quedará como¹:

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{1 - \text{sen} \varphi}{1 + \text{sen} \varphi}$$

Coincidiendo este caso, con la teoría de Rankine antes mencionada en este capítulo. Así también, si el empuje se considera paralelo a la superficie de relleno ($\delta = \beta$), ambas teorías vuelven a coincidir.

Finalmente, tratándose del caso del empuje pasivo, la ecuación para el cálculo del empuje máximo pasivo, será¹:

$$E_P = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{(\cos(\varphi + \omega))^2}{(\cos \omega)^2 \cos(\omega - \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\delta + \varphi) \text{sen}(\varphi + \beta)}{\cos(\omega - \delta) \cos(\omega - \beta)}} \right]^2}$$

Cuando el ángulo δ es grande, el uso de la teoría de Coulomb conduce a errores en la determinación del empuje pasivo, debido a que la superficie de deslizamiento real se aparta mucho del plano supuesto por la teoría. Para la determinación del empuje activo la influencia del valor del ángulo δ es pequeña y se suele ignorar para fines prácticos.²

Esto implica que la presión generada corresponde a una distribución hidrostática, cuyo empuje resultante se encuentra a un tercio de la altura del muro contado a partir de la base, tratándose estrictamente de un respaldo plano y con relleno limitado por superficie plana. En el caso de que

no se tengan estas condiciones, Terzaghi propuso una construcción aproximada que da el punto de aplicación con buena precisión. Esta consiste en trazar por el centro de gravedad de la cuña crítica, una paralela a la superficie de falla, cuya intersección con el respaldo del muro da el punto de aplicación.¹

MÉTODO DE MONONOBE-OKABE (ESTABILIDAD INTERNA EMPLEANDO TEORÍA PSEUDO-ESTÁTICA)

Este método está basado en la teoría de presión de tierras de Coulomb. Al desarrollar el método, Mononobe y Okabe hicieron las siguientes suposiciones³:

- La pared es libre de moverse lo suficiente como para inducir condiciones activas de presión de tierra.
- El relleno es completamente drenado y sin cohesión
- El efecto del movimiento del terreno debido al sismo es representado por una fuerza de inercia pseudo-estática horizontal ($C_{sh} W_s$), y una fuerza de inercia pseudo-estática vertical ($C_{sv} W_s$), si la fuerza vertical actúa hacia arriba o ($-C_{sv} W_s$) si actúa hacia abajo. Siendo W_s el peso de la cuña de falla que puede deslizarse y C_{sh} y C_{sv} son los coeficientes sísmicos horizontal y vertical, respectivamente, los cuales son expresados como una fracción del valor de la gravedad.

Esta ecuación calcula el empuje activo máximo generado por un suelo en estado de equilibrio límite, es decir en estado activo, y con una inclinación respecto a la horizontal igual a α ³:

$$E_a = \left(\frac{1}{2}\right) \gamma H^2 (1 - C_{sv}) \left[\frac{(\cos(\varphi - \zeta - \lambda))^2}{\cos \zeta (\cos \lambda)^2 \cos(\delta + \lambda + \zeta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \zeta - \alpha)}{\cos(\delta + \lambda + \zeta) \cos(\alpha - \lambda)}} \right]^2} \right]$$

Donde:

γ = peso volumétrico del relleno

φ = ángulo de fricción interna del relleno

$\delta = \text{ángulo de fricción entre la pared y el relleno}$

$\lambda = \text{ángulo del muro con la vertical}$

$\alpha = \text{inclinación del relleno}$

$$\zeta = \tan^{-1} \left[\frac{C_{sh}}{(1 - C_{sv})} \right]$$

$C_{sh} = \text{coeficiente sísmico horizontal}$

$C_{sv} = \text{coeficiente sísmico vertical}$

En este método de cálculo del empuje activo máximo, se recomienda que el punto de aplicación de dicho empuje sea situado a la mitad de la altura del muro.³

El coeficiente de presión activa K_A , es la expresión que está entre corchetes, por lo que la ecuación para calcular el empuje de un suelo en estado activo y con una inclinación igual a α , sería³:

$$E_a = \left(\frac{1}{2} \right) \gamma H^2 (1 - C_{sv}) K_A$$

Para el estado pasivo y con una inclinación respecto a la horizontal igual a α , la expresión sería la siguiente³:

$$E_p = \left(\frac{1}{2} \right) \gamma H^2 (1 - C_{sv}) \left[\frac{(\cos(\varphi - \zeta + \lambda))^2}{\cos \zeta (\cos \lambda)^2 \cos(\delta - \lambda + \zeta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \zeta + \alpha)}{\cos(\delta - \lambda + \zeta) \cos(\alpha - \lambda)}} \right]^2} \right]$$

Por lo que la ecuación para calcular el empuje de un suelo en estado pasivo y con una inclinación igual a α , sería³:

$$E_p = \left(\frac{1}{2} \right) \gamma H^2 (1 - C_{sv}) K_P$$

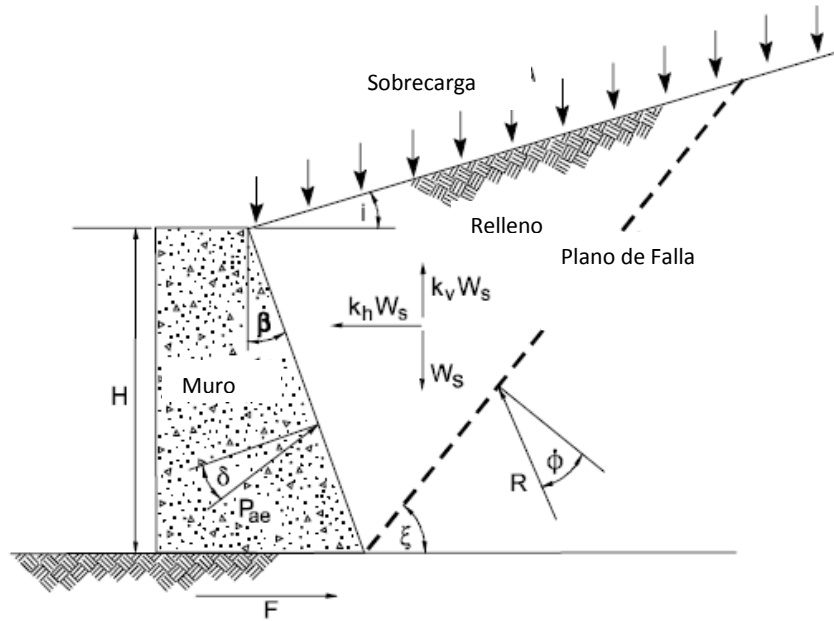


Fig. 35, Fuerzas detrás de un muro de gravedad, (Ref. 16).

Este método considera más variables para el cálculo del empuje activo del suelo, por lo que presenta una mejor aproximación a la realidad y su exactitud es bastante buena en cuanto al resultado obtenido, sin embargo, es conveniente realizar los cálculos de coeficiente de presión y de empuje con más de un solo método y comparar los resultados.

En anclas y sistemas anclados, es vital conocer la magnitud y la distribución del empuje del suelo ejercido en estos elementos de contención. La magnitud y la distribución de estos empujes dependen de las propiedades del suelo y también de las restricciones que el elemento de soporte imponga a la deformación del suelo, así como de la flexibilidad de todo el sistema de contención.

Al avanzar la excavación, la rigidez aportada por los anclajes colocados impide el desplazamiento del suelo en las zonas donde estos se encuentran. Un sistema anclado, tenderá a girar hacia adentro de la excavación en las zonas inferiores, por lo que después de su colocación ocurrirán desplazamientos del suelo, los cuales serán mayores al aumentar la profundidad de la excavación.³

La distribución de presiones en estos sistemas de contención es aproximadamente parabólica y el punto de aplicación del empuje se encuentra muy cerca del punto medio de la altura del sistema de contención, en opuesto a la distribución lineal considerada en los muros de retención. En tanto los muros constituyen unidades estructurales que fallan en conjunto, los sistemas anclados de contención pueden fallar localmente con gran facilidad, al romperse el anclaje en cierta zona de presiones considerables pudiendo ser el origen de un mecanismo de falla progresiva.

No hay forma de saber con seguridad si el proceso de excavación y construcción del sistema de contención producirá la suficiente cedencia en el suelo de relleno como para desarrollar en este toda la resistencia al esfuerzo cortante y el empuje llegue al valor del estado activo.

Por lo que en este tipo de sistemas de contención las teorías clásicas de empuje de tierras no ofrecen suficiente confiabilidad, quedando como opción métodos como el de la espiral logarítmica o bien mediciones realizadas directamente en modelos a escala natural o en obras reales.³

ÁNGULO (COEFICIENTE) DE FRICCIÓN TIERRA-ESTRUCTURA, (δ)

Existen diversas recomendaciones para estimar de forma adecuada este parámetro; ya sea en función del tipo de relleno que se emplee o de la rugosidad que presente la superficie de contacto de la estructura en función del material de construcción empleado. De acuerdo a Bowles (1996), el valor de δ no depende solo de las propiedades del suelo empleado como material de relleno, sino también de la magnitud y dirección del movimiento de la estructura.

En seguida se muestran algunas recomendaciones sobre los valores máximos de δ que pueden ser empleados en la determinación de los coeficientes de empuje activo y pasivo en función del ángulo de fricción interna ϕ' del material de relleno.

Tipo de paramento	Suelos granulares y suelos cohesivos a largo plazo	Suelos cohesivos a corto plazo
Paramentos perfectamente lisos	0	0
Acero	$2/3 \phi'$	0
Hormigón prefabricado/otros tipos de fábricas/escollera/madera	$2/3 \phi'$	0
Hormigonado contra el terreno	ϕ'	0

Tabla 5, Valores máximos del ángulo de fricción δ en función del ángulo de fricción interna del relleno ϕ' . ROM 0.5-05,2005. Recomendaciones Geotécnicas para Obras Marítimas y Portuarias.

La interacción en la interfase se define a partir de la fricción que se desarrolla en el contacto de ambos materiales, tierra-estructura, esta puede ser obtenida mediante diferentes ensayos, como; ensayos de corte directo, ensayos de corte simple, pruebas de carga de pilotes in-situ, y ensayos de arrancamiento o adherencia sobre muestras compuestas de concreto y suelo.

Usualmente la fricción en la interfase es expresada en términos de un coeficiente de fricción μ o un ángulo de fricción δ correspondiente al contacto tierra-muro (Rao et al, 1998). Si el tipo de suelo es puramente cohesivo, el contacto en la interfase puede ser expresado en términos de un coeficiente de adherencia c_a .

*Generalmente el valor de δ es definido en función del ángulo de fricción interna ϕ' , correspondiendo este al material de relleno del muro de contención o al suelo de una cimentación.*²

Pudiéndose emplear los valores recomendados anteriormente, los cuales han sido aceptados en la aplicación de la Ingeniería Geotécnica. En cuanto a suelos cohesivos, algunos investigadores (Potyondy, 1961; Ampera y Aydogmus, 2005) proponen que la adhesión c_a se encuentra en función de la cohesión del suelo c' .

De acuerdo a (Whitlow, 1994), el ángulo de fricción del muro δ , se relaciona con el ángulo de fricción interna del suelo ϕ' y con la rugosidad del muro. Acostumbrándose adoptar un valor arbitrario entre $1/2 \phi'$ y $2/3 \phi'$ para muros verticales de concreto.

¹Juárez Badillo Eulalio, Rico Rodríguez Alfonso, Mecánica de Suelos Tomo II, Limusa, 1981.

²Whitlow Roy, Fundamentos de Mecánica de Suelos, 2ª ed, CECSA, 1994.

³Ovando Shelley, E, Sánchez Sesma, F J y Arias, A, Análisis y Diseño Sísmico de Muros de Retención, Instituto de Ingeniería, UNAM, diciembre 1979.

⁴Deméneghi Colina Agustín, Profesor del Departamento de Geotécnica, División de Ingenierías Civil y Geomática, Empuje de Tierras sobre Elementos de Retención, Apuntes de Mecánica de Suelos, Ciudad Universitaria, D.F., octubre de 2007.

⁵Deméneghi Colina Agustín, Profesor del Departamento de Geotécnica, División de Ingenierías Civil y Geomática, Resistencia al Esfuerzo Cortante de los Suelos, Ciudad Universitaria, D.F., febrero de 2009.

V

**ANÁLISIS Y DISEÑO DE ANCLAS Y SISTEMAS
ANCLADOS**

PRINCIPIOS DE ANCLAS Y SISTEMAS ANCLADOS

Un sistema anclado consiste en crear una masa de suelo internamente estable que resistirá los modos externos de falla a un nivel de servicio adecuado.¹ El diseño de sistemas anclados, tiene como objetivo obtener una contención que sea segura en contra de condiciones potenciales de falla. El diseño debe evitar los movimientos del suelo y del muro, debe ser una solución práctica y económica para la construcción, y debe considerar el movimiento a causa de la resistencia de las anclas y los elementos del muro en respuesta a las cargas aplicadas al sistema.

La magnitud total de la fuerza que el anclaje requiere para mantener el equilibrio en el muro de contención está basada en las fuerzas a causa del suelo, agua y cargas externas. Las anclas pueden proporcionar las fuerzas estabilizadoras requeridas, las cuales son transmitidas de nuevo al suelo a una distancia razonable por detrás de la zona activa del suelo que carga el muro. El requerimiento de que las fuerzas del ancla deben ser transmitidas por detrás de la zona activa, define la distancia mínima por detrás del muro a la cual se forma la longitud de unión del ancla, la cual debe extenderse por dentro del suelo para interceptar cualquier superficie crítica de falla potencial, la cual puede pasar por detrás de las anclas y debajo de la base del muro. *La profundidad a la cual se deben instalar las anclas en el suelo se determina en base a la ubicación de las superficies de falla potenciales más profundas que tengan un factor de seguridad insuficiente sin fuerza de anclaje.*¹

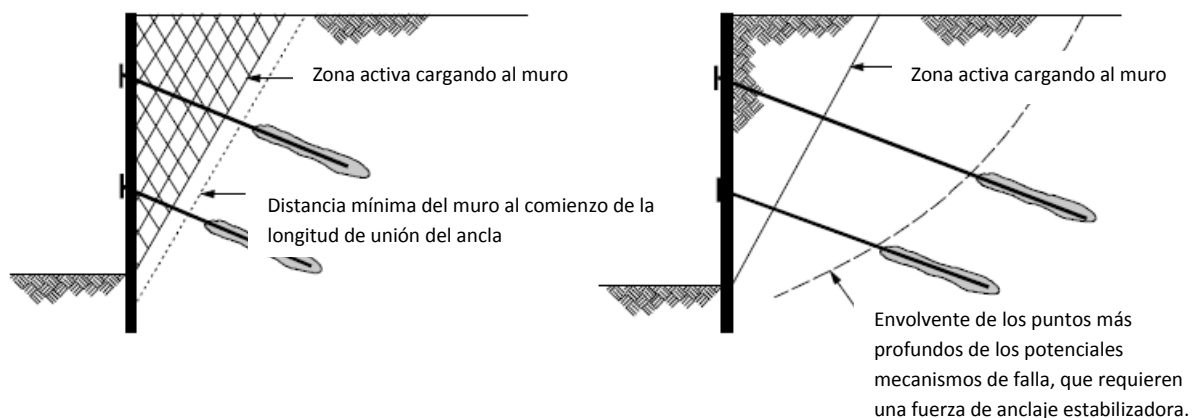


Fig. 36, Aportación a la estabilidad por parte de anclajes, (Ref. 11).

MECANISMOS DE FALLA EN ANCLAJES

Se deben diseñar los parámetros necesarios para la estabilidad a largo plazo del sistema anclado. El desempeño del sistema anclado se evalúa poniendo a prueba cada ancla instalada, a cargas que exceden a aquellas de diseño. Se deben considerar varios posibles mecanismos de falla.

FALLA DEL ANCLA

Los mecanismos de falla de un ancla son comúnmente ocasionados por cargas estáticas excesivas en la propia ancla.¹ Estas cargas pueden estar relacionadas con; tensiones en el ancla al momento de probarla a carga o al apretarla contra su base final, la secuencia de excavación, sobrecarga debida a materiales de construcción o maquinaria, construcción de estructuras adyacentes, o la combinación de estas causas. Los mecanismos de falla de un ancla pueden involucrar al tendón de acero, la masa de suelo, la zona suelo-cementante y la zona de cementante-tendón.¹

FALLA DE LA MASA DE SUELO

La falla de la masa de suelo, involucra la falla resultante de cargar al ancla y no a las fuerzas externas como derrumbes que potencialmente introducen cargas estáticas excesivas al ancla.¹

Para anclajes someros, la falla de la masa de suelo se caracteriza por la elevación de la masa de suelo en frente de la zona de unión del ancla seguida por el desprendimiento de la misma zona de unión. Se forma una superficie de cortante en la masa de suelo frente al anclaje, ya que el aumento de esfuerzos causa un reacomodo de la resistencia en la zona de unión del ancla. La superficie de falla simula a una falla de presión pasiva del suelo, la falla de la masa de suelo no juega un factor importante para anclas situadas a más de 4.5 metros por debajo de la superficie del suelo.

En cuanto a las anclas en roca, el plano de falla más común para profundidades someras en roca sana es a lo largo de un cono a un ángulo de 45° respecto del anclaje. En roca fracturada, la forma de cono y el tamaño del mismo varía con respecto a la distribución estratigráfica, al echado y a las fisuras. Aún en roca fracturada, la falla de la masa rocosa ocurre únicamente en anclas situadas a más de 4.5 metros por debajo del suelo, debido a que la resistencia entre la roca-cementante o el cementante-tendón resulta ser mucho menor a la resistencia de la roca.

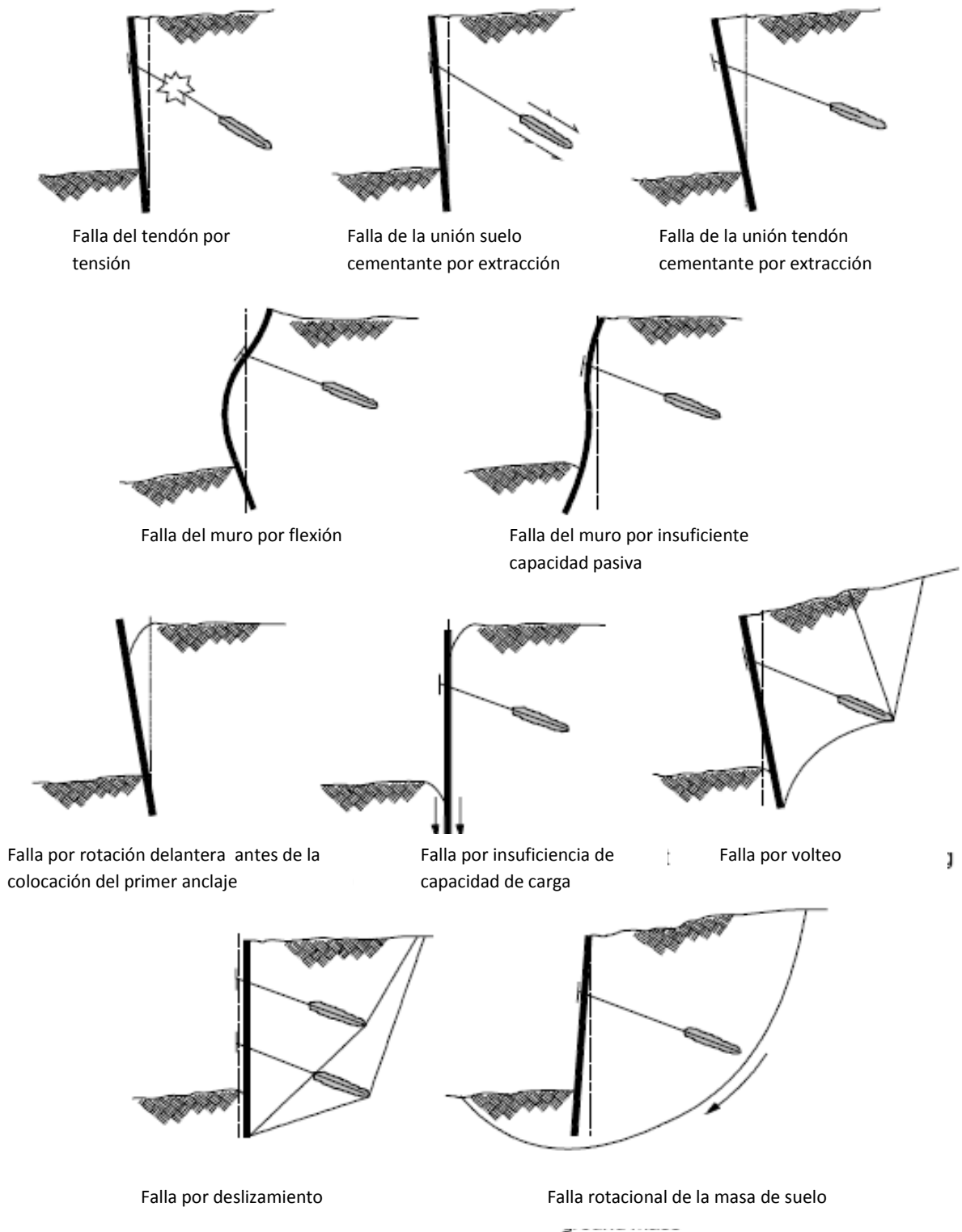


Fig. 37, Potenciales modos de falla a considerarse en el diseño de muros anclados, (Ref. 11).

FALLA DEL TENDÓN DE ACERO

En cuanto el ancla es cargada, el tendón de acero de la misma es esforzado a tensión. *Si la carga aplicada es mayor a la capacidad estructural del tendón, la falla es inevitable.*¹ Por lo que en cuanto a la falla estructural del acero, se debe emplear un factor de seguridad. Se recomienda que la carga del tendón no exceda el sesenta por ciento de la fuerza de tensión mínima especificada para el diseño final y el ochenta por ciento de la fuerza de tensión mínima especificada para condiciones de carga temporales.

FALLA DE LA UNIÓN SUELO-CEMENTANTE

Las anclas desarrollan fricción de fuste entre la zona de unión del ancla y el suelo. *La unión suelo-cementante depende grandemente del esfuerzo normal actuante en el cementante de la zona de unión y de la adherencia y fricción desarrolladas entre el suelo y el cementante.*¹

Generalmente la unión suelo-cementante se desarrolla progresivamente en suelo o roca uniforme al transferirse el esfuerzo a lo largo de la longitud de unión. Al tensionarse el ancla, la parte de la longitud de unión más cercana a la carga aplicada se elonga y transfiere la carga al suelo. Al desarrollarse esta resistencia en esta porción de la longitud de unión, los esfuerzos se transfieren aún más hacia abajo. Durante este proceso, el ancla continúa alongándose para continuar desarrollando zonas de unión a mayores profundidades. Ya que el esfuerzo sea transferido hasta el final de la zona de unión y se haya alcanzado la última unión suelo-cementante, la falla del ancla por desprendimiento ocurre. Las anclas que hayan sido cementadas inapropiadamente, tal que una columna de cementante exista entre la placa o el muro y la parte superior de la zona de unión, no mostrarán transferencia de carga a la longitud de unión al momento de incrementar la carga.

FALLA DE LA UNIÓN CEMENTANTE-TENDÓN

*La unión entre el cementante y el tendón de acero no debe ser excesiva si es que se pretende desarrollar toda la resistencia del suelo portante.*¹ Este mecanismo de falla entre el cementante y el tendón, involucra a tres componentes; adhesión, fricción y cierre mecánico. La adhesión es la coalición microscópica del acero con el cementante circundante. Esta unión inicial se reemplaza por fricción una vez que haya movimiento. La fricción depende de la aspereza de la superficie del acero, del esfuerzo normal y de la magnitud al resbalar. El cierre mecánico consiste en que el cementante desarrolle su resistencia al corte en las irregularidades del tendón, este cierre mecánico es el mecanismo dominante para barras en las que la resistencia última de la barra se

desarrolla en una pequeña parte del tramo cementado. La unión cementante-tendón en tendones de acero lisos se desarrolla progresivamente en una manera similar a la de la unión suelo-cementante. El resbalar, ocurre sólo después de que la máxima intensidad de resistencia de la unión cementante-tendón haya sido desarrollada a lo largo de casi toda la longitud de unión. Después de resbalar, el tendón únicamente ofrece resistencia de fricción para impedir una elongación mayor, siendo ésta alrededor de la mitad de la máxima resistencia total obtenida.

OTRAS FALLAS

Estas pueden ser fallas de las vigas empleadas como soporte estructural (vigas de acero, etc) o bien de los elementos utilizados como pared delgada (madera, acero, tablestacas).¹

Las vigas están sujetas a cargas verticales y laterales debidas a la masa de suelo retenida y a las fuerzas ocasionadas por el tensionado de las anclas. La resistencia lateral de estas vigas tiene su punto crítico durante el tensionado y las pruebas del primer nivel de anclas, y durante la parte final de la excavación cuando todas las cargas del muro de contención están siendo aplicadas. En este caso, el tensionado de los anclajes superiores se realiza a profundidades someras donde la resistencia pasiva por detrás de las vigas de soporte es baja. Las deflexiones de estas vigas pueden reducirse si se aplica un factor de seguridad de 1.5 a la resistencia pasiva al momento del diseño, y en la construcción si se asegura que los elementos de pared estén bien colocados contra el suelo y que el suelo detrás de la viga no se haya removido.

Los elementos de pared delgada pueden fallar ya que generalmente se utilizan sólo como elementos para resistir cargas temporales durante la excavación. Aunque en ciertas ocasiones se emplean elementos lo suficientemente aptos y diseñados para resistir cargas permanentes.

REVISIÓN DE ESTABILIDAD GENERAL

ESTABILIDAD EN LA MASA DE SUELO

Las posibles inestabilidades de la masa de suelo que deben ser analizadas son; Estabilidad Interna, Estabilidad Basal y Estabilidad Externa.¹ Los cálculos relacionados con la Estabilidad Interna se emplean para localizar la zona de unión del ancla por detrás de la potencial superficie de falla crítica. En cuanto a la Estabilidad Basal, esta se refiere principalmente a la posible falla por capacidad de carga del fondo de la excavación, la cual ocurre normalmente en suelos cohesivos.

En tanto la Estabilidad Externa, esta también puede ser evaluada mediante los métodos convencionales de límite de equilibrio para estabilidad de taludes.

Para evaluar la estabilidad externa de un sistema anclado, se deben revisar las posibles superficies de falla que puedan pasar por detrás o a través de los anclajes. Para sistemas con múltiples niveles de anclas, se deben revisar las superficies de falla que pasan justo por detrás de cada anclaje, véase la siguiente figura. Al revisar una superficie de falla que pasa por detrás de un nivel de anclajes, esta superficie de falla puede cruzar por delante o a través de la zona de unión del ancla de otro nivel de anclajes. En este caso, el análisis puede ser modificado para incluir una porción de la fuerza resistente del otro anclaje. Si la superficie de falla pasa por delante de un ancla, toda la carga de diseño puede ser modelada como una fuerza resistente. Si la superficie de falla cruza el ancla, una magnitud proporcional de la carga puede ser modelada, suponiendo que el esfuerzo de unión del ancla se distribuye uniformemente a través de la longitud de unión del ancla. *Cuando no se cumplen los requerimientos de estabilidad externa, las anclas pueden alargarse o se pueden emplear métodos para mejorar la unión del ancla o el mecanismo de transferencia de carga.*¹

De acuerdo a las condiciones a corto y largo plazo; los taludes constituidos por suelos finos con cohesión deben revisarse con el enfoque de esfuerzos totales en el corto plazo y con el de esfuerzos efectivos en el de largo plazo. Otros factores que deben incluirse en los análisis son el efecto de las fuerzas inerciales producidas por los sismos y la presencia de agua o la existencia de un sistema de drenaje.

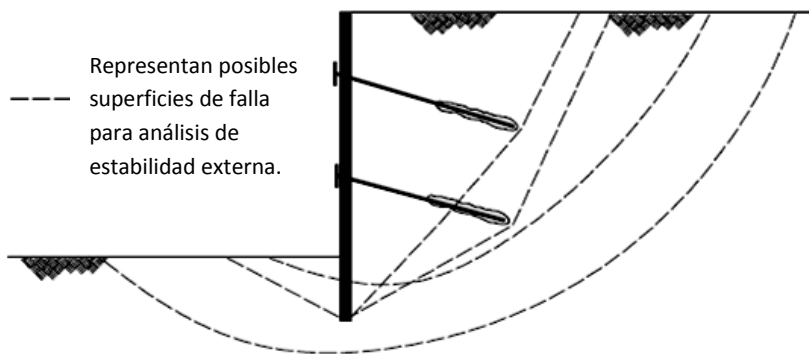


Fig. 38, Superficies de falla para evaluaciones de estabilidad externa, (Ref. 11).

El diseño debe comenzar por el cálculo del factor de seguridad “FS” del talud sin anclaje, en caso de que resulte ser insuficiente, se determina la fuerza de anclaje necesaria para llevarlo a valores adecuados (mayor a 1.5 en taludes temporales y mayor a 2 en taludes permanentes, mientras que

para condiciones sísmicas el mínimo aceptable es de 1.3). En función de la estratigrafía se proponen la cantidad de niveles de anclaje; la capacidad del ancla se calcula dividiendo la fuerza total de anclaje necesaria entre el número de niveles y esta se divide a su vez entre la separación entre anclas propuesta.

En general el Factor de Seguridad "FS", se expresa¹;

$$FS = \frac{\sum \text{Momentos resistentes}}{\sum \text{Momentos actuantes}}$$

Siendo el propósito encontrar la superficie potencial de deslizamiento que haga mínimo al FS, ya que si resulta menor o igual a la unidad, el sistema es inestable. Las fuerzas de anclaje simplemente se deben agregar al numerador para obtener el FS adecuado.

MÉTODOS DE ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

Existen varios métodos, en taludes o cortes efectuados en suelos donde la superficie potencial de falla es circular, los métodos más empleados son los de Fellenius, Bishop simplificado o Janbú. Cuando la superficie potencial de falla sea plana, pueden usarse adaptaciones de estos métodos, pero el más comúnmente empleado es el de cuñas. Todos estos métodos permiten introducir las fuerzas de anclaje dentro de los cálculos.

*Siendo el método de cuñas el más comúnmente empleado para determinar la fuerza de anclaje necesaria para mantener el equilibrio de una excavación o corte.*² En este análisis se asume que a lo largo de la superficie de deslizamiento se moviliza la totalidad de la resistencia al corte, factorizada de acuerdo con el nivel de seguridad deseado. La inclinación de la superficie crítica de deslizamiento se determina mediante aproximaciones sucesivas y es la que proporciona la fuerza de anclaje máxima.

El factor de seguridad de un talud o corte se determina mediante la siguiente expresión²:

$$FS = \frac{c' \frac{H - z_t}{\text{sen} \beta} + [W \cos \alpha - U + T \cos \theta - (V + kW) \sin \alpha] \tan \varphi'}{W \sin \alpha + (V + kW) \cos \alpha - T \sin \theta}$$

Donde: c' es la cohesión del suelo en términos de esfuerzos efectivos, φ' es el ángulo de fricción interna en términos de esfuerzos efectivos, H es la altura del talud o corte, β es el ángulo de inclinación del talud o corte, z_t es la profundidad de la grieta de tensión, α es la inclinación de la superficie potencial de deslizamiento, W es el peso total de la cuña de suelo posible a deslizar, U

es la fuerza de subpresión en la superficie de falla, V es el empuje de agua en la grieta de tensión, T es la fuerza total de anclaje por unidad de longitud, θ es la inclinación de las anclas respecto de la normal a la superficie potencial de deslizamiento y k es el coeficiente sísmico.

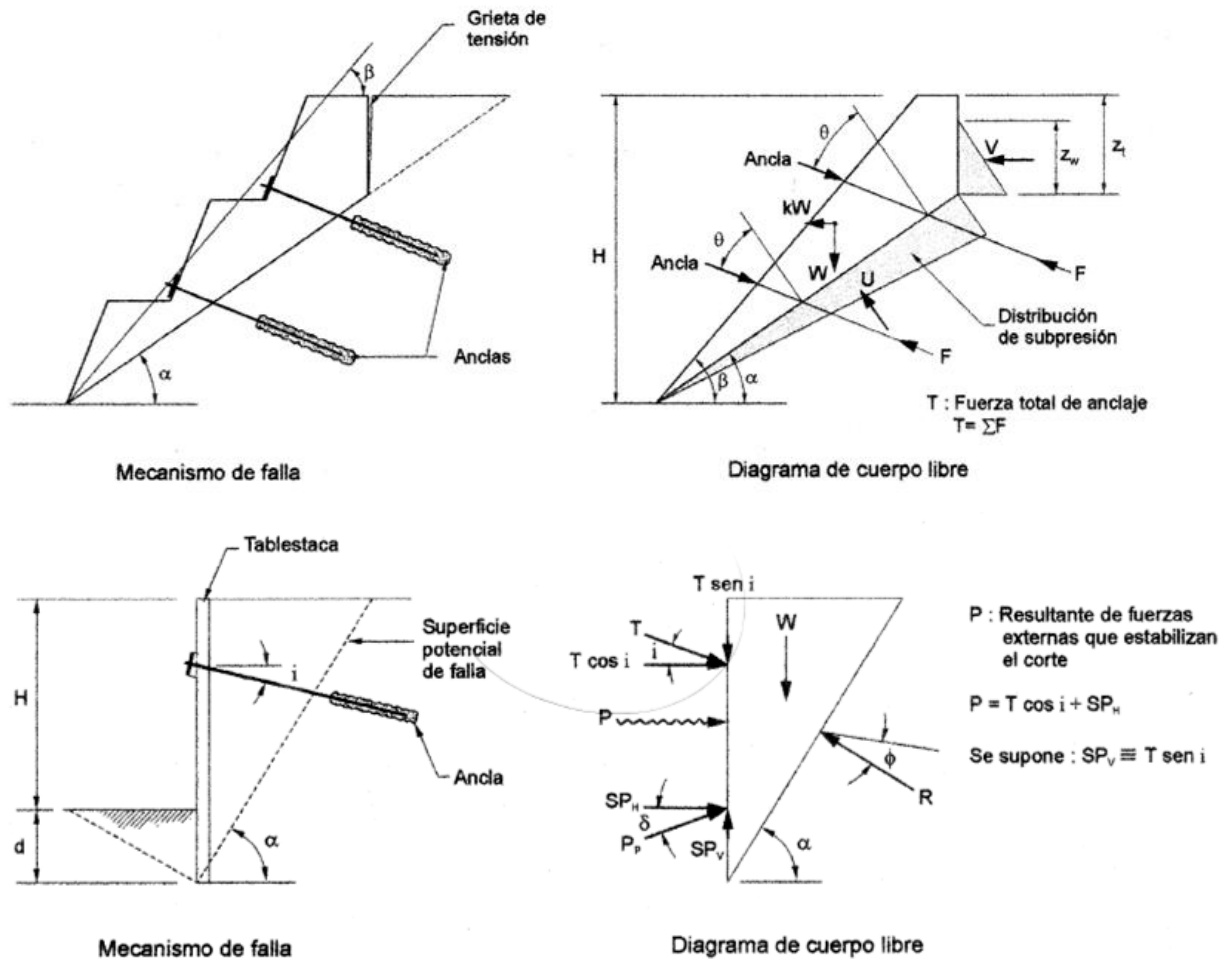


Fig. 39, Diagramas de mecanismos de falla y de cuerpo libre para análisis de estabilidad, (a) Talud Anclado y b) Tablestacado anclado), (Ref. 7).

La geometría de la masa de suelo deslizante no necesariamente debe ser triangular, debido a la distribución de las sub presiones a lo largo de la superficie de deslizamiento, ya que esta no es lineal las estimaciones de los empujes de agua serán conservadoras. Se incluye la fuerza inercial debida a sismos, sin embargo, no se toma en cuenta la masa del muro ya que sólo aplica para el caso de muros de gravedad en los que las fuerzas inerciales no pueden evitarse. *Se puede recurrir al método de Mononobe-Okabe para analizar muros anclados en caso de que el material detrás del*

*muro sea friccionante.*² En cuanto a elementos verticales, el empotramiento de estos contribuye a la estabilidad del sistema al movilizar un empuje pasivo. El método se basa en el equilibrio de fuerzas externas a la cuña, donde; W es el peso total de la cuña de suelo posible a deslizar, R es la componente friccionante de la resistencia del suelo, PP es la resultante de las fuerzas pasivas, SPH es la resistencia lateral debida al empuje pasivo de la parte embebida del muro, SPV es la resistencia vertical provista por el muro y T es la fuerza total de anclaje por unidad de longitud.

El empuje total que debe proporcionar el ancla se calcula²:

$$P = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\frac{(1 + \xi)^2}{\tan \alpha} - K_p \xi^2 \left(\sin \delta + \frac{\cos \delta}{\tan(\alpha - \varphi')} \right) \right] \tan(\alpha - \varphi')$$

Donde: γ es el peso volumétrico total del suelo limitado por la superficie de falla, H es la altura de la parte expuesta del corte, d es la profundidad de empotramiento del elemento de retención, ξ es igual al cociente d/H , K_p es el coeficiente de empuje pasivo $K_p = \tan(45 + \varphi/2)^2$, φ' es el ángulo de fricción interna en términos de esfuerzos efectivos y obtenido de pruebas drenadas, δ es el ángulo de fricción entre el suelo retenido y el muro y α es la inclinación de la superficie potencial de deslizamiento.

P es la fuerza horizontal externa que estabiliza al corte y representa la resistencia combinada que proporciona la componente horizontal de la fuerza de anclaje ($T \cos i$) así como la resistencia lateral aportada por la parte empotrada del muro, SPH . El supuesto de que la dirección de P es horizontal implica que la resistencia vertical provista por el elemento de retención, SPV , es igual en magnitud y en sentido contrario a la componente vertical de la fuerza de anclaje ($T \sin i$).

LOCALIZACIÓN DE LA POTENCIAL SUPERFICIE DE FALLA CRÍTICA

La localización de la superficie potencial de falla crítica debe ser evaluada ya que la zona de unión del ancla debe estar localizada lo suficientemente por detrás de esta, tal que no se transfiera carga de la zona de unión del ancla a la zona no cargada. La zona no cargada se define como la zona entre la superficie potencial de falla crítica y el muro de contención y también es conocida como la longitud no unida. Esta longitud no unida típicamente se extiende una distancia mínima de $H/5$, siendo H la altura del muro, o a 1.5 metros detrás de la superficie potencial de falla crítica.

Para muros de contención construidos en suelos friccionantes la superficie potencial de falla crítica se extiende desde la esquina del fondo de la excavación a un ángulo de $45^\circ + \varphi'/2$ respecto a la

horizontal. O lo que es lo mismo, suponer una falla activa de Rankine con una superficie de falla plana a $45^\circ - \phi'/2$ respecto a la cara vertical del muro, la cual es bastante conservadora. *A pesar de que es bien sabido que la superficie de falla real se da en forma de espiral y que se aproxima a una forma trapezoidal sólo para fines prácticos.*² Schlosser (1972) y otros han notado variaciones pronunciadas en casos observados, mientras que Murray (1980) hace resaltar el hecho de que el análisis riguroso sólo varía en tres por ciento respecto al método sencillo de Rankine. *El modelo de Rankine resulta conservador, sin embargo, es sencillo y sus desventajas económicas son pequeñas.*² Sin olvidar, que factores como; el proceso constructivo, compactación, nivel de aguas freáticas, etcétera, llegan a producir mayores diferencias en los resultados.

OTROS MÉTODOS PARA DETERMINAR EL FACTOR DE SEGURIDAD "FS"

PROCEDIMIENTO SIMPLIFICADO PARA SUELOS CON COHESIÓN Y FRICCIÓN

En los que su ley de resistencia está dada por:

$$s = c + \sigma \tan \varphi$$

El análisis aplica para fallas por el pie del talud. Se supone la siguiente superficie de falla:

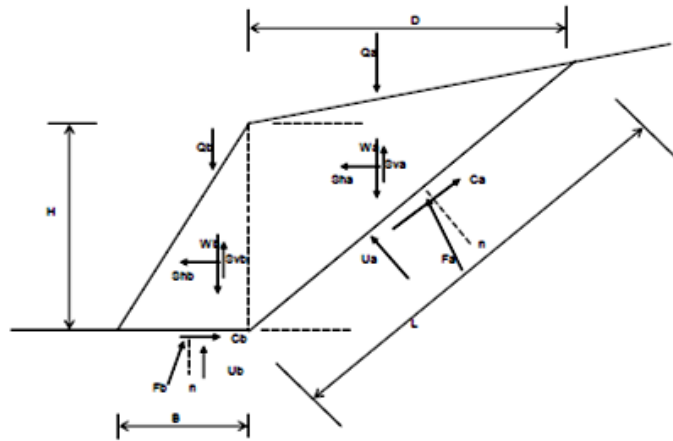


Fig. 40, Superficie de falla supuesta para el cálculo del factor de seguridad, (Ref. 16).

Donde: W es el peso de la cuña, Q es la sobrecarga sobre la cuña, Sh es la fuerza sísmica horizontal, Sv es la fuerza sísmica vertical, C es la fuerza resistente debida a la cohesión del suelo, F es la fuerza resistente debida a la fricción del suelo, U es la fuerza de subpresión hidráulica y φ es el ángulo de fricción interna del suelo.

Haciendo³:

$$V_a = W_a + Q_a - S_{va}$$

$$V_b = W_b + Q_b - S_{vb}$$

El factor de seguridad se calcula a partir de:

$$FS = \frac{\sum F_R}{\sum F_A}$$

Donde³;

$$\sum F_R = \text{sumatoria de fuerzas resistentes}$$

$$\sum F_R = (V_a \cos \theta - S_{ha} \sin \theta - U_a) \tan \varphi + C_a + (V_b - U_b) \tan \varphi + C_b$$

$$\sum F_A = \text{sumatoria de fuerzas actuantes}$$

$$\sum F_A = V_a \sin \theta + S_{ha} \cos \theta + S_{hb}$$

Para determinar las fuerzas de subpresión hidráulica, se considera la siguiente figura:

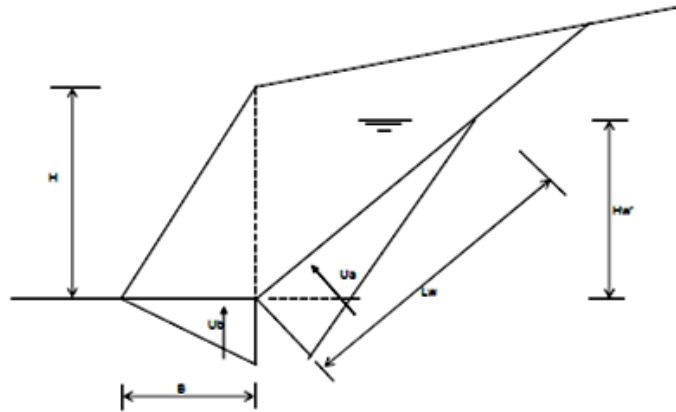


Fig. 41, Diagrama para la determinación de las sub presiones hidráulicas, (Ref. 16).

Por lo que estas fuerzas de subpresión hidráulica, son³;

$$L_w = \frac{H_w'}{\sin \theta} = H_w' \csc \theta$$

$$U_a = \frac{L_w \gamma_w H_w'}{2}$$

$$U_a = \frac{[\gamma_w(H_w')^2 \csc \theta]}{2}$$

$$B = \frac{H}{\tan \beta} = H \cot \beta$$

$$U_b = \frac{B \gamma_w H_w'}{2} = \frac{(\gamma_w H_w' H \cot \beta)}{2}$$

Para obtener el factor de seguridad correspondiente, se emplean las siguientes fórmulas³:

$$\varepsilon = \theta - \alpha$$

$$L = H \left[\frac{\sin(90^\circ + \alpha)}{\sin \varepsilon} \right]$$

$$A_a = \frac{H L \cos \theta}{2}$$

$$W_a = \gamma A_a$$

$$D = L \cos \theta$$

$$Q_a = q D$$

$$C_a = c L$$

c_{sh} = coeficiente sísmico horizontal

c_{sv} = coeficiente sísmico vertical

$$S_{ha} = c_{sh} (W_a + Q_a)$$

$$S_{va} = c_{sv} (W_a + Q_a)$$

$$B = \frac{H}{\tan \beta} = H \cot \beta$$

$$A_b = \frac{H^2 \cot \beta}{2}$$

$$W_b = \gamma A_b$$

$$C_b = c B$$

$$S_{hb} = c_{sh} (W_b + Q_b)$$

$$S_{vb} = c_{sv} (W_b + Q_b)$$

El factor de seguridad "FS", se obtiene a partir de la aplicación de la ecuación; $FS = \frac{\sum F_R}{\sum F_A}$, y al variar el valor del ángulo θ , hasta alcanzar el menor valor del factor de seguridad "FS".

Debido a que la superficie de falla del talud no corresponde con toda seguridad a la superficie de falla crítica, de manera aproximada y para análisis preliminares se acepta la reducción del factor de seguridad obtenido, multiplicándolo por 0.8;

$$FS_{min} = 0.8 \text{ (menor } FS)$$

SUELOS FRICCIONANTES

La superficie de falla de la cuña de deslizamiento en un suelo friccionante puede considerarse plana, a partir de las fuerzas mostradas en la siguiente figura se puede determinar el FS.

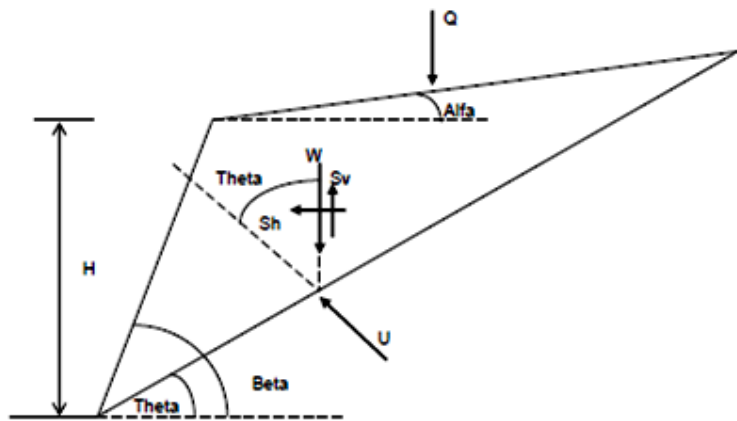


Fig. 42, Superficie de falla para un suelo friccionante, supuesta plana, (Ref. 16).

Siendo el factor de seguridad, el dado por:

$$FS = \frac{\sum F_R}{\sum F_A}$$

Donde³;

$$V = W + Q - S_v$$

$$\sum F_R = (V \cos \theta - S_h \sin \theta - U) \tan \varphi$$

$$\sum F_A = (V \sin \theta + S_h \cos \theta)$$

$$FS = \frac{(V \cos \theta - S_h \sin \theta - U) \tan \varphi}{(V \sin \theta + S_h \cos \theta)}$$

Se debe variar el ángulo θ , hasta obtener el menor valor de FS para el talud en cuestión.

Para el caso en el que las variables S_h , S_v y U sean igual a cero, la ecuación para obtener el FS quedaría³:

$$FS = \frac{(W + Q) \cos \theta \tan \varphi}{(W + Q) \sin \theta} = \frac{\tan \varphi}{\tan \theta}$$

Es evidente que el valor mínimo de FS se obtiene cuando el valor de θ es máximo, o sea cuando θ es igual a β , por lo que se simplifica la expresión para el cálculo a³:

$$FS_{min} = \frac{\tan \varphi}{\tan \beta}$$

Al apreciarse que el valor del factor de seguridad depende entonces únicamente de φ y β , se sabe:

$$\beta < \varphi; FS_{min} > 1$$

$$\beta = \varphi; FS_{min} = 1$$

$$\beta > \varphi; FS_{min} < 1$$

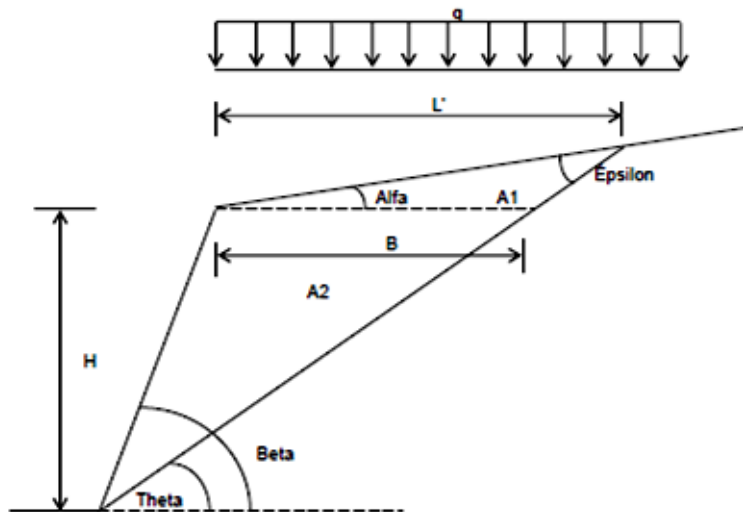


Fig. 43, Talud considerado para el cálculo de las fuerzas en la cuña de deslizamiento, (Ref. 16).

A partir de la geometría de la figura anterior se tienen las expresiones para calcular las fuerzas en la cuña de deslizamiento, siendo³:

$$B = \frac{H \sin(\beta - \theta)}{\sin \beta \sin \theta}$$

$$L' = \frac{B \sin(180^\circ - \theta)}{\sin \varepsilon}$$

$$\varepsilon = \theta - \alpha$$

$$A_1 = BH/2$$

$$A_2 = (BL' \sin \alpha)/2$$

$$A = A_1 + A_2$$

$$W = \gamma A$$

$$Q = qL' \cos \alpha$$

$$S_h = c_{sh} (W + Q)$$

$$S_v = c_{sv} (W + Q)$$

c_{sh} = coeficiente sísmico horizontal

c_{sv} = coeficiente sísmico vertical

SUELOS COHESIVOS

Al tratarse de un suelo cohesivo, la ubicación de la superficie de falla depende del ángulo β .³

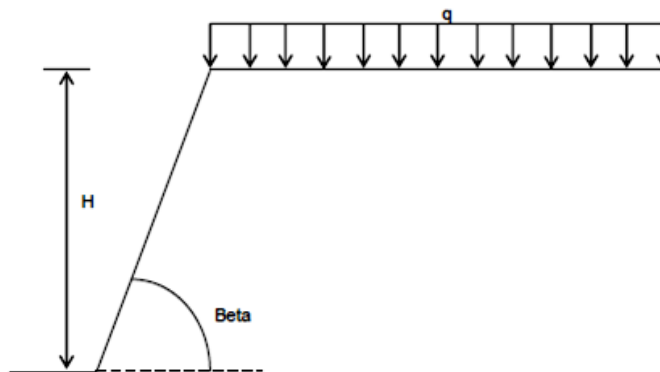


Fig. 44, Ángulo beta y la superficie de falla de un suelo cohesivo, (Ref. 16).

Siendo que si $\beta > 53^\circ$ la falla pasa por el pie del talud y si $\beta < 53^\circ$ se presenta la falla por la base del talud.

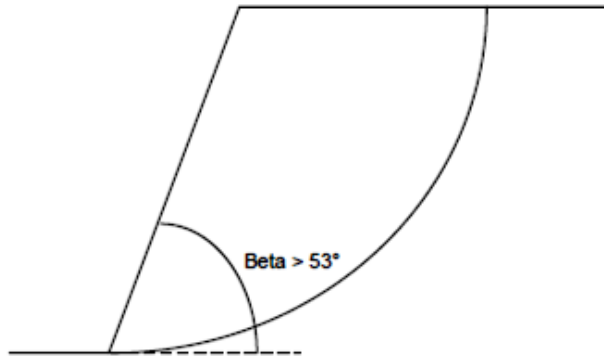


Fig. 45, Falla por el pie del talud, $\beta > 53^\circ$, (Ref. 16).

Por lo que para valores de $\beta > 53^\circ$, se pueden emplear los métodos de Janbu o similares, correspondientes a la falla por el pie del talud.

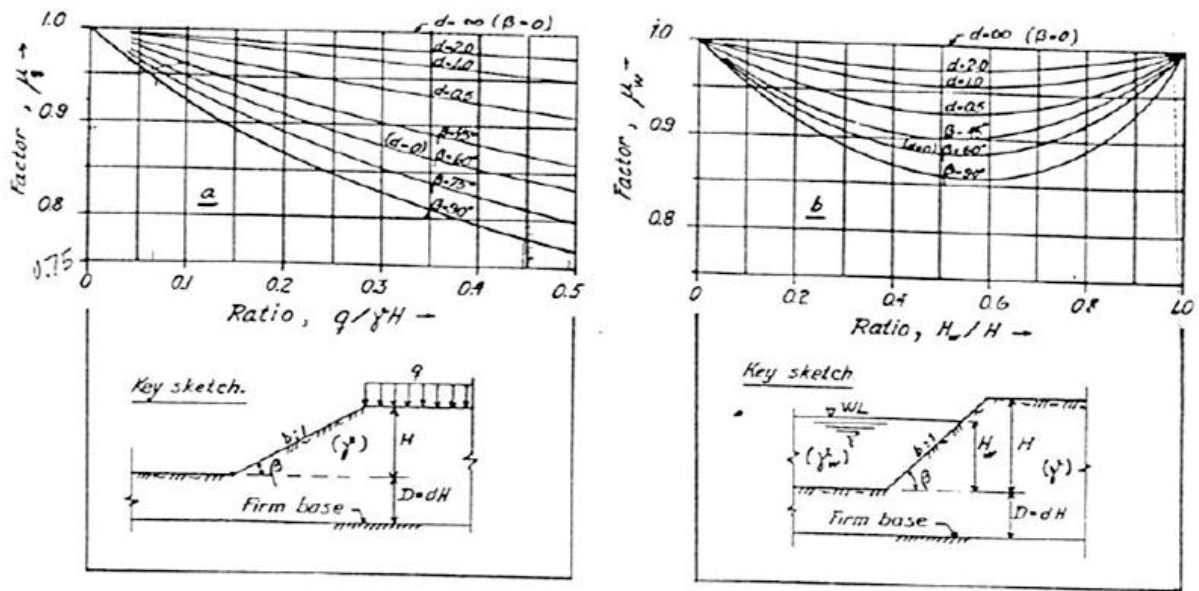


Fig. 46, Factores de reducción μ_q y μ_w , (Ref. 16).

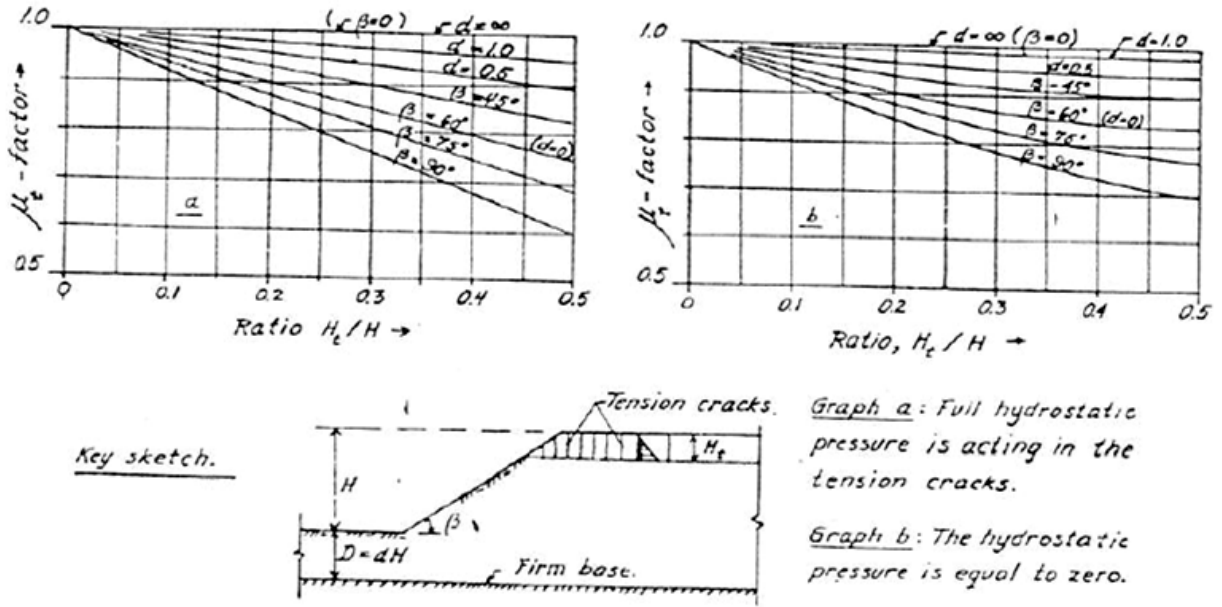


Fig. 47, Factor de reducción μ_v (Ref. 16).

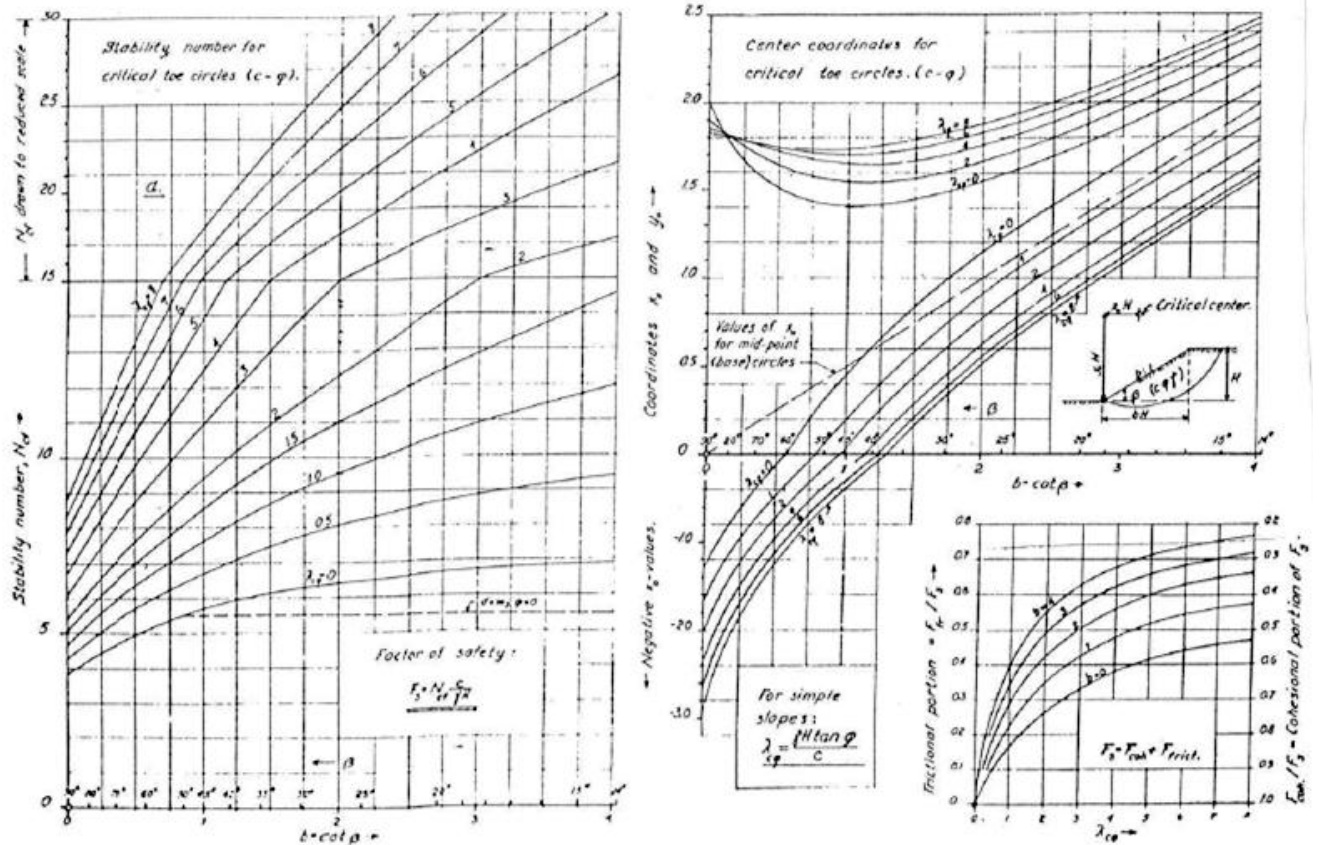


Fig. 48, Número de estabilidad, coordenadas centrales y porción friccionante de F_s para fallas en espiral por el pie del talud cuando $\phi > 0$, (Ref. 16).

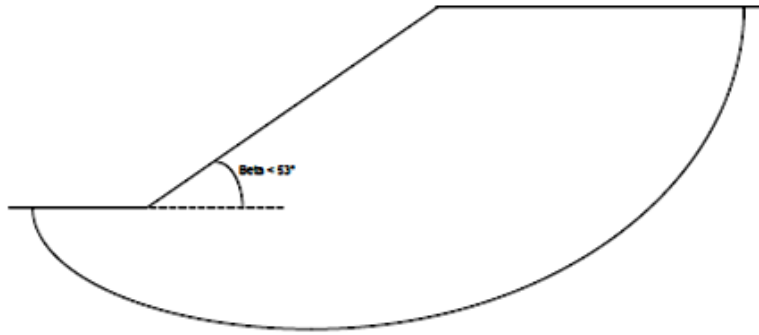


Fig. 49, Falla por la base del talud, $\beta < 53^\circ$, (Ref. 16).

Por otro lado para valores de $\beta < 53^\circ$, donde la falla se presenta por la base del talud y la superficie de falla tiende a ser muy profunda; quedando el centro del círculo a la mitad de la base del talud (Juárez Badillo y Rico, 1986).

Empleando el método de Janbu, el factor de seguridad "FS" se calcula entonces³:

$$FS = \frac{N_{cf} c}{p_d}$$

Siendo³:

$$p_d = \frac{\gamma H + q - \gamma_w H_w}{\mu_d}$$

$$\mu_d = \mu_w \mu_q \mu_t$$

μ_w, μ_q, μ_t y μ_w' son factores que se obtienen de las gráficas antes mostradas al igual que N_{cf} .³

$$\lambda_{c\varphi} = \frac{(p_e \tan \varphi)}{c}$$

$$p_e = \frac{\gamma H + q - \gamma_w H_w'}{\mu_e}$$

$$\mu_e = \mu_q \mu_w'$$

En el caso de que; $\lambda_{c\varphi} = 0$ y $\beta < 53^\circ$, la superficie de falla pasa por la base, siendo el número de estabilidad $N_{cf} = 5.525$.

De tal manera que³;

$$FS = \frac{5.525 c}{p_d}$$

En forma aproximada³;

$$FS = \frac{5.525 c}{\gamma H + q}$$

DISEÑO DE UN ANCLA

DISEÑO DE LA LONGITUD NO UNIDA DE UN ANCLA

*La mínima longitud no cementada para anclajes efectuados en suelo y roca es de 4.5 metros para tendones de cables y de 3 metros para tendones de barra.*¹ Estos valores mínimos pretenden prevenir reducciones significativas de carga, resultantes de asentamientos durante la transferencia de carga a la estructura inmediatamente después de la prueba al ancla.

Para poder tener una mayor longitud no unida, esta tendría que; localizar a la longitud de unión a una distancia mínima por detrás de la potencial superficie crítica de falla, localizar a la zona de unión del ancla en un suelo apropiado para ser anclado, asegurar la estabilidad general del sistema anclado, y poder alojar movimientos a largo plazo. Generalmente la longitud no unida se extiende a una distancia mínima de H/5 o 1.5 metros por detrás de la potencial superficie crítica de falla, para alojar una mínima transferencia de cargas a la columna de cementante por encima de la parte superior de la zona de unión del ancla.

La zona de unión y la zona no unida, deben ser cementadas en una sola etapa para mantener la estabilidad del barreno y para crear una cubierta continua de cementante que será una protección a la corrosión. *Sin embargo, para anclas de gran diámetro en las que su longitud no unida se extiende justo por detrás de la potencial superficie crítica de falla, tensiones significativas arriba de de la zona de unión del ancla pueden ocasionar transferencia de cargas a la columna de cementante por encima de la zona de unión del ancla.*¹

DISEÑO DE LA LONGITUD DE UNIÓN DE UN ANCLA

*Las estimaciones de la capacidad de transferencia de carga en la longitud de unión de un ancla están basadas típicamente en la experiencia de campo previa.*¹ Al estimar capacidad con resultados previamente obtenidos en campo, se deben considerar las posibles variaciones en

capacidad debidas a los diferentes procesos de instalación y métodos de cementado. En un suelo determinado, la verdadera capacidad lograda en campo dependerá del método de perforación incluyendo a la calidad de la limpieza del barreno y el tiempo que este permanezca abierto, el diámetro del barreno, el método y la presión empleada al momento de cementar, y la longitud de la zona de unión del ancla.

*El principal objetivo y responsabilidad del diseño es definir una mínima capacidad de anclaje que puede ser alcanzada en cierto tipo de suelo.*¹ Por lo que la estimación de la capacidad de un anclaje debe basarse en el anclaje más comúnmente instalado, como es el ancla cementada a gravedad. Al hacer estimaciones asumiendo que este tipo de anclaje será instalado, se producirá una capacidad de diseño que se logrará sin mayor problema, y se permitirá a contratistas especializados el uso de métodos de anclaje más efectivos y/o económicos que logren la capacidad específica. *La capacidad de diseño de cada ancla será verificada, probándola antes de aprobar el anclaje.*¹

Carga de diseño

La carga de diseño comúnmente está entre 260 kN y 1160 Kn, los tendones de esta capacidad pueden ser manipulados sin necesidad de equipo especializado. El diámetro del barreno es generalmente menor a 150 mm, excepto en anclajes perforados por barrenos huecos que típicamente tienen un diámetro de 300 mm.¹

Longitud total del anclaje

La longitud total del anclaje suele estar entre 9 m y 18 m, a causa de requerimientos geotécnicos o geométricos, pocas anclas para contenciones son de menos de 9 metros de longitud. La longitud no unida mínima es de 3 m para tendones de barra y de 4.5 m para tendones de cables. Estas longitudes no unidas mínimas, se requieren para evitar reducciones de carga no permisibles resultantes de pérdidas por asentamientos durante la transferencia de carga y pérdidas de pre esfuerzo debidas al Creep en el acero o suelo pre esforzado.¹

Inclinación del anclaje

La inclinación del anclaje comúnmente es de entre 10 a 45 grados, los anclajes son comúnmente instalados a ángulos de 15 a 30 grados respecto a la horizontal, aunque ángulos de 10 a 45 grados están dentro de las posibilidades al momento de instalar el anclaje. Sin importar la inclinación del ancla, la zona de unión de esta debe desarrollarse detrás de superficies potenciales de

deslizamiento y en capas de suelo o roca que puedan desarrollar la carga de diseño necesaria. Incluciones pronunciadas pueden llegar a ser necesarias para evitar instalaciones subterráneas, cimentaciones adyacentes, restricciones de derecho de vía o capas débiles de suelo o roca. Las anclas deben instalarse horizontalmente para minimizar cargas verticales resultantes de fuerzas presentes al cierre del anclaje, aunque la cementación de anclajes instalados a ángulos menores de 10 grados no es común a menos que se empleen técnicas especializadas de cementación.

Para un proyecto específico, el primer paso en la estimación de la capacidad mínima permisible es asumir la máxima longitud de unión del ancla. En caso de que no hubiera restricción alguna de derecho de vía, se debería suponer una inclinación del ancla de 15 grados con una longitud de unión de 12 metros tratándose de suelo o bien de 7.5 metros tratándose de roca. Los anclajes colocados en suelo y roca deben ser diseñados con la suposición de que todo su empotramiento es en suelo, es decir, asumir una longitud de unión igual a 12 metros. Las longitudes de unión en sitios más restringidos en cuanto a derecho de vía pueden ser evaluadas suponiendo una inclinación del ancla de 30 grados y que la longitud de unión es igual a la distancia desde el final de la longitud no unida a 0.6 metros del límite de derecho de vía. Al realizar estas suposiciones para desarrollar una estimación preliminar de la longitud de unión del ancla, se debe verificar que para la altura de excavación requerida se pueda desarrollar la mínima longitud no unida.¹

LONGITUD DEL BULBO INYECTADO

Los factores que la determinan son: a) la posición y geometría de la superficie potencial de deslizamiento, b) la magnitud de la fuerza de anclaje, c) la presión de inyección, d) la resistencia al esfuerzo cortante en el contacto entre el barreno inyectado y el medio circundante y e) el diámetro del barreno. *Todos los anteriores se pueden ver afectados por las técnicas de perforación e inyección y finalmente, por el tipo de mecanismo de transferencia de cargas.*¹

La longitud del bulbo inyectado, l_a , debe ser la suficiente para generar y transmitir la fuerza de anclaje al medio circundante, con un factor de seguridad adecuado. En términos generales, la longitud requerida se calcula con la siguiente expresión¹:

$$l_a = \frac{T}{\pi D (\alpha c + p_i \tan \varphi)}$$

Donde T necesariamente debe ser menor que la capacidad del ancla P_u , pues está afectada por el factor de seguridad global que se le asignó al sistema durante el análisis de estabilidad; p_i es el

esfuerzo normal actuante en la superficie del bulbo, D es el diámetro efectivo del bulbo, αc y φ son los parámetros de resistencia representativos de la interfaz entre el medio circundante y el barreno inyectado.

POSICIÓN DEL BULBO INYECTADO

El bulbo inyectado debe colocarse fuera de la masa de suelo que potencialmente pueda deslizarse (superficie potencial de falla). *Para decidir dónde colocar el ancla debe analizarse la estabilidad global del talud, con lo cual se identificará la superficie potencial de deslizamiento más crítica.*¹ La longitud total del ancla y su inclinación dependen de su posición respecto de la superficie de falla. La secuencia para determinarlas es la siguiente: a) realizar un análisis global de la estabilidad del talud, corte o muro de retención, sin considerar la presencia de las anclas, b) a partir de ello, identificar la superficie potencial de deslizamiento más crítica y c) estimar las fuerzas de anclaje necesarias para lograr la estabilidad del talud con un factor de seguridad adecuado. Las fuerzas de anclaje se reparten entre las anclas dependiendo del tipo y número de anclas disponibles. Enseguida se determina la inclinación del ancla, la cual normalmente depende del equipo con que se cuente para la perforación y la instalación, de las condiciones geológicas y geotécnicas, y finalmente de la geometría del corte, excavación o talud. *En buena medida, la eficiencia de un sistema de anclaje depende de su inclinación la cual determina la forma en que actúan las componentes de las fuerzas de anclaje sobre la superficie de deslizamiento.*¹ El objetivo del diseño es buscar la inclinación que maximice las fuerzas normales y tangenciales en la superficie de falla; las primeras aumentan la resistencia friccionante y las segundas reducen las fuerzas actuantes. Las anclas se deben extender más allá de la superficie de deslizamiento, por lo cual el bulbo inyectado debe comenzar entre 1.0 y 2.0 m después de la superficie potencial de falla crítica. *Una vez ubicadas las anclas, debe revisarse la estabilidad del talud pero ahora considerando superficies de falla que pasen por afuera de las puntas de las anclas.*¹

REQUERIMIENTOS DE ESPACIAMIENTO

Toda ancla de suelo perteneciente a un sistema anclado es comúnmente diseñada suponiendo que dicha ancla soporta un área tributaria de la carga total, determinada a partir de los espaciamientos horizontales y verticales entre anclas adyacentes. El tamaño y la resistencia del tendón del ancla, los procedimientos de perforación y cementación, y el diámetro y longitud del ancla se seleccionan para asegurar que el ancla de suelo pueda soportar la carga a través de su

vida de servicio. El espaciamiento horizontal y vertical de las anclas de suelo variará dependiendo de los requerimientos y restricciones específicas del proyecto¹, que pueden ser: la necesidad de un sistema muy rígido (anclas con poco espacio entre cada una) para controlar los movimientos del muro de contención, la existencia de estructuras subterráneas que pudieran afectar el posicionamiento e inclinación de las anclas, y el tipo de elementos verticales del muro elegidos para su diseño.

La posición del ancla superior, el ancla más cercana a la superficie del suelo, debe ser evaluada considerando las deformaciones permisibles en cantilever del muro de contención. La ubicación vertical del ancla superior también debe seleccionarse para minimizar la posibilidad de exceder la capacidad pasiva del suelo contenido durante las pruebas de desempeño de carga del anclaje.

*Durante las pruebas de carga, las anclas permanentes comúnmente se cargan hasta el 133 por ciento de la carga de diseño, resultando en el movimiento del muro hacia el suelo retenido.*¹ Si la carga de diseño para el ancla superior es relativamente grande, como en el caso en que sobrecargas considerables o cargas de deslaves deben ser soportadas y resistidas, o si el suelo es discontinuo o débil, la capacidad pasiva del suelo puede llegar a ser excedida durante las pruebas de carga. Si es el caso, las vigas verticales o elementos continuos de contención se moverán excesivamente hacia el suelo retenido, inclusive pudiéndose flexionar o quebrar los elementos del sistema anclado.

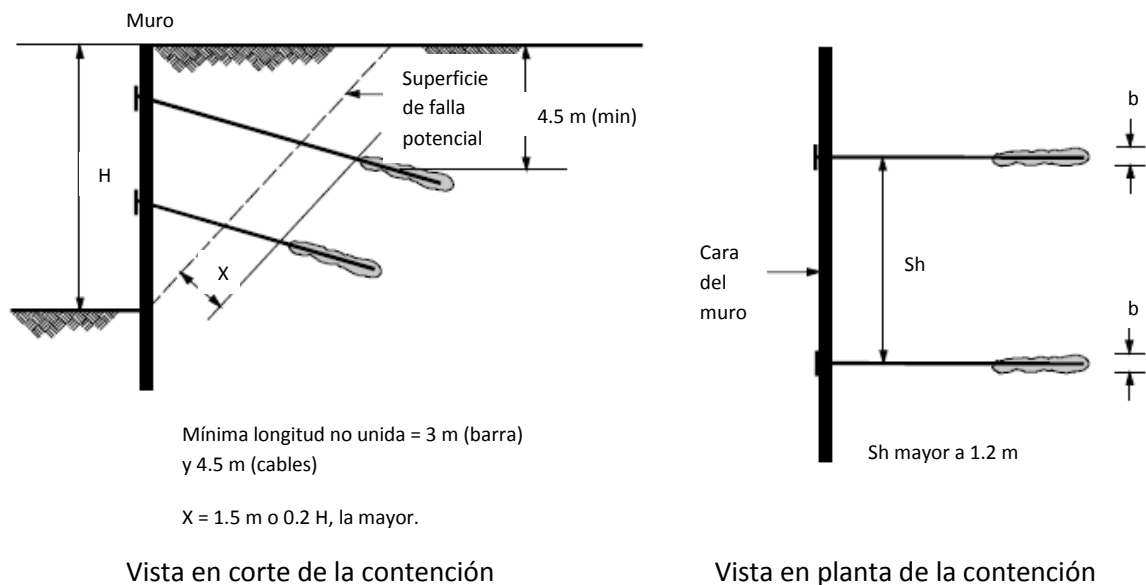


Fig. 50, Requerimientos de espaciamiento vertical y horizontal para anclajes, (Ref. 11).

El máximo espaciamiento horizontal entre anclas se basa en cargas permisibles de anclas individuales y la capacidad a la flexión de vigas verticales individuales o secciones de elementos continuos de contención. El mínimo espaciamiento horizontal típico entre anclas mostrado en la figura anterior asegura que efectos de grupo entre anclas adyacentes sean minimizados y que se evite la intersección entre anclas debido a las desviaciones al barrenar. *Los efectos de grupo reducen la capacidad de carga de un ancla individual.*¹

SISTEMA DE DRENAJE

*La presencia de agua dentro de la masa de suelo siempre actúa en detrimento de la estabilidad del talud y en muchos casos es indispensable un sistema de drenaje para obtener un buen comportamiento.*¹ Es importante tener presente que en excavaciones el factor de seguridad disminuye con el tiempo debido a la redistribución de la humedad y que la condición más crítica ocurre en el largo plazo. Para que un sistema de drenaje sea efectivo debe interceptar las líneas de flujo, por lo cual se requiere conocer las condiciones hidráulicas en el talud, en lo cual influyen:

- a) el régimen de lluvias en la zona,
- b) la presencia de cuerpos de agua permanentes en la vecindad del proyecto,
- c) la posibilidad de agua por fugas domésticas o de drenaje en las partes altas del talud,
- d) el tipo de materiales que conforman al talud (tipo de suelo o roca),
- e) la existencia de discontinuidades o fisuras en el talud y
- f) la estratigrafía.

El drenaje superficial tiene por objeto evitar la entrada de agua al cuerpo del talud y para tal fin se construyen cunetas, contracunetas o lavaderos. En excavaciones suele ser necesario instalar sistemas de bombeo temporales para desalojar el agua existente dentro de la masa de suelo o roca. El drenaje interno debe considerarse como permanente y se instala o se construye con el mismo propósito, mediante los diversos métodos o sistemas como;

- a) drenes verticales,
- b) zanjas horizontales,
- c) lloraderos,
- d) drenes hincados y
- e) galerías drenantes.
- d) Anclas de prueba

ANCLAS DE SUELO

Para fines de diseño preliminar, la carga última transferida desde la longitud de unión al suelo puede estimarse para un anclaje cementado a gravedad y de pequeño diámetro, a partir del tipo de suelo y densidad o valor de golpes SPT tal como se muestra enseguida.¹ La máxima carga de diseño permisible de un ancla de suelo puede determinarse mediante el producto de la longitud de unión y la carga última transferida, y dividiendo el resultado por un factor de seguridad de 2.0.

Tipo de Suelo	Densidad relativa (rango SPT)	Carga última transferida (KN/m)
Arena y Grava	Suelta (4-10)	145
	Medianamente densa (11-30)	220
	Densa (31-50)	290
Arena	Suelta (4-10)	100
	Medianamente densa (11-30)	145
	Densa (31-50)	190
Arena y Limo	Suelta (4-10)	70
	Medianamente densa (11-30)	100
	Densa (31-50)	130
Mezcla de limo y arcilla con baja plasticidad	Rígida (10-20)	30
	Dura (21-40)	60

Tabla 6, Valores últimos de transferencia de carga para diseño preliminar de anclajes en suelo, para anclas de pequeño diámetro y cementadas a gravedad. (Los valores SPT fueron corregidos para presión por sobrecarga), (Ref. 11).

Las longitudes de unión para anclas de suelo Cementadas a Gravedad, Cementadas a Presión y Post-Cementadas, se encuentran típicamente entre 4.5 y 12 metros ya que no se logran incrementos significativos de capacidad para longitudes de unión mayores a aproximadamente 12 metros a menos que se empleen métodos especializados para transferir cargas desde la parte superior de la zona de unión del ancla hacia la parte final de la misma. Para la zona de unión de un ancla que se encuentre funcionando a tensión, los incrementos iniciales de carga transferidos a esta son resistidos por el suelo cercano a su parte superior a la vez que ocurren tensiones en la parte superior del cuerpo cementado.

La cementación a presión en suelos friccionantes incrementa significativamente los esfuerzos normales actuantes en el cuerpo cementado, es decir que incrementa el confinamiento.¹ Pequeños

incrementos pueden ser observados en el diámetro efectivo de la zona de unión del ancla, sin embargo, las estimaciones de la capacidad deben estar basadas en el diámetro del barreno perforado. Al revisar valores últimos de esfuerzos de unión, resulta importante el reconocer que grandes valores de esfuerzo de unión no necesariamente implican grandes capacidades por unidad de longitud del ancla correspondiente.

*La cementación a presión puede ser efectiva para incrementar la capacidad en suelos cohesivos, sin embargo, el post-cementado es un método más efectivo de incremento de la capacidad en estos suelos.*¹ El post-cementado incrementa los esfuerzos radiales actuantes en el cuerpo cementado y ocasiona que se desarrolle una superficie irregular alrededor de la longitud de unión que tiende a entrelazar al cementante y al suelo. Es difícil predecir la capacidad de carga en anclas post-cementadas debido a la complejidad del procedimiento de cementado, sin embargo, el post-cementado de anclas en suelos cohesivos puede incrementar la capacidad de carga de un ancla cementada a gravedad entre 20 y 50 por ciento o más a cada fase del proceso de post-cementado, siendo tres fases el límite común.

ANCLAS DE ROCA

En anclas instaladas en roca, las longitudes de unión más típicas son de 3 a 10 metros. *La carga última transferida de la longitud de unión a la roca sana competente puede ser estimada a partir del tipo de roca de que se trate.*¹ La carga de diseño máxima permisible de un ancla en roca competente puede determinarse mediante el producto de la longitud de unión y la carga última de transferencia, y dividiendo este resultado entre un factor de seguridad de 3.0. Este valor relativamente alto del factor de seguridad en comparación al del suelo es empleado para cubrir las incertidumbres asociadas a las posibles discontinuidades en la masa rocosa tales como juntas, fracturas y fisuras rellenas de algún suelo. En rocas débiles tales como esquistos arcillosos, la transferencia de esfuerzos de unión es relativamente uniforme en comparación a la transferencia de esfuerzos de unión en rocas más competentes. A estas rocas débiles se les puede denominar geomateriales intermedios y presentan fuerzas de compresión no confinadas que varían de 0.5 a 5.0 MPa. Los valores de diseño para evaluar la longitud de unión de un ancla en estos materiales deben utilizar un factor de seguridad de 2.0 para el valor de la carga última de transferencia.

Tipo de roca	Carga última transferida (KN/m)
Granito o Basalto	730
Caliza Dolomítica	580
Caliza suave	440
Arenisca	440
Pizarras y Esquistos duros	360
Esquistos suaves	150

Tabla 7, Valores últimos de transferencia de carga para diseño preliminar de anclajes en roca, (Ref. 11).

Alternativamente el PTI (1996) sugiere que el esfuerzo último de unión entre roca y cementante es de aproximadamente el 10 por ciento de la fuerza de compresión no confinada de la roca y hasta un valor máximo de 3.1 MPa.¹

Al calcular la longitud de unión, la suposición implícita es que la unión en la interface roca-cementante se moviliza uniformemente. Lo cual es improbable a menos que la zona de unión del ancla se sitúe en roca suave o débil. Para condiciones en las que el radio entre el módulo de elasticidad del cementante y el módulo de elasticidad de la roca resulta ser menor a uno, se trata de una roca competente y la carga es transferida del tendón a la roca únicamente en el tramo superior de los 1.5 a 3 metros de la zona de unión del ancla, cualquier longitud adicional de la zona de unión del ancla se considera que brinda un margen adicional de seguridad.

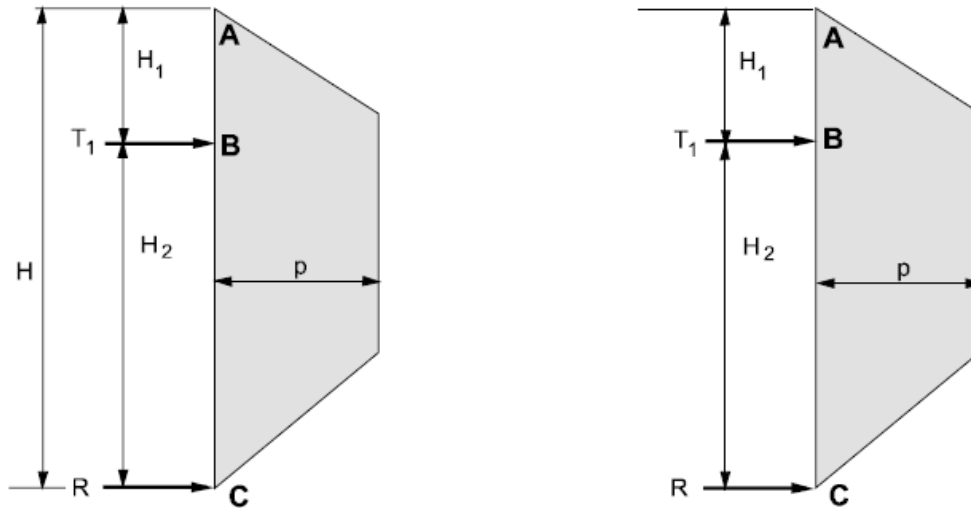
CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE UN ANCLAJE

A PARTIR DE DIAGRAMAS DE PRESIÓN DE TIERRA

Las cargas de un anclaje en un muro anclado pueden estimarse a partir de envolventes de presión de tierra, es importante resaltar que las envolventes de presiones sólo son aplicables en medios homogéneos. *En caso de que el medio sea estratificado, las envolventes de presiones no deben emplearse y deberá recurrirse a análisis al límite para revisar la estabilidad del sistema.¹*

Los métodos más comúnmente utilizados son; el método del área tributaria y el método del punto de apoyo, los cuales se desarrollaron para poder calcular sistemas indeterminados estáticamente. *Ambos métodos han aportado estimaciones razonables de las cargas de un anclaje y de los momentos de un muro con sistemas anclados construidos en suelos competentes.¹*

Los cálculos de los métodos de área tributaria y de punto de apoyo, para cargas horizontales de anclajes para muros de un solo nivel y de dos o más se muestran a continuación.



Método de área tributaria

$$T_1 = \frac{\text{Carga}}{H_1 + H_2/2}$$

$$R = \frac{\text{Carga}}{H_2/2}$$

Método de punto de apoyo

$$T_1 \text{ calculado a partir de } \sum M_c = 0$$

$$R = \text{Presión de tierra total} - T_1$$

Fig. 51, Muro de contención con un solo nivel de anclaje, (Ref. 11).

En ambos métodos se asume la formación de un punto de apoyo al fondo de la excavación, esta suposición es razonable para muros que penetran en materiales competentes ya que el momento máximo que gobierna el diseño del muro típicamente se sitúa en la parte expuesta del muro por encima del fondo de la excavación.

Cuando el muro se construye en materiales competentes la fuerza de reacción, R, es supuestamente soportada por la resistencia pasiva del suelo por debajo del nivel de la excavación. En cuyo caso, el muro debe estar empotrado a una profundidad suficiente tal que se desarrolle esta resistencia pasiva. En este caso, el anclaje más bajo carga únicamente el área tributaria correspondiente al diagrama aparente de presión, y la fuerza de reacción es equivalente a la carga del diagrama aparente de presión desde la base de la excavación hasta la altura media entre la base de la excavación y el anclaje más bajo.

En el caso de muros que penetran materiales débiles, puede ser que sin importar la profundidad de empotramiento, no se desarrolle la resistencia pasiva suficiente por debajo de la base de la excavación para resistir la fuerza de reacción correspondiente. Por lo que el anclaje más bajo podría ser diseñado para cargar las fuerzas propias al mismo y además la fuerza de reacción correspondiente. De manera adicional se puede emplear un análisis de interacción suelo-estructura para diseñar vigas horizontales, ya que puede resultar demasiado conservador el suponer que toda la carga es tomada por el anclaje más bajo.¹

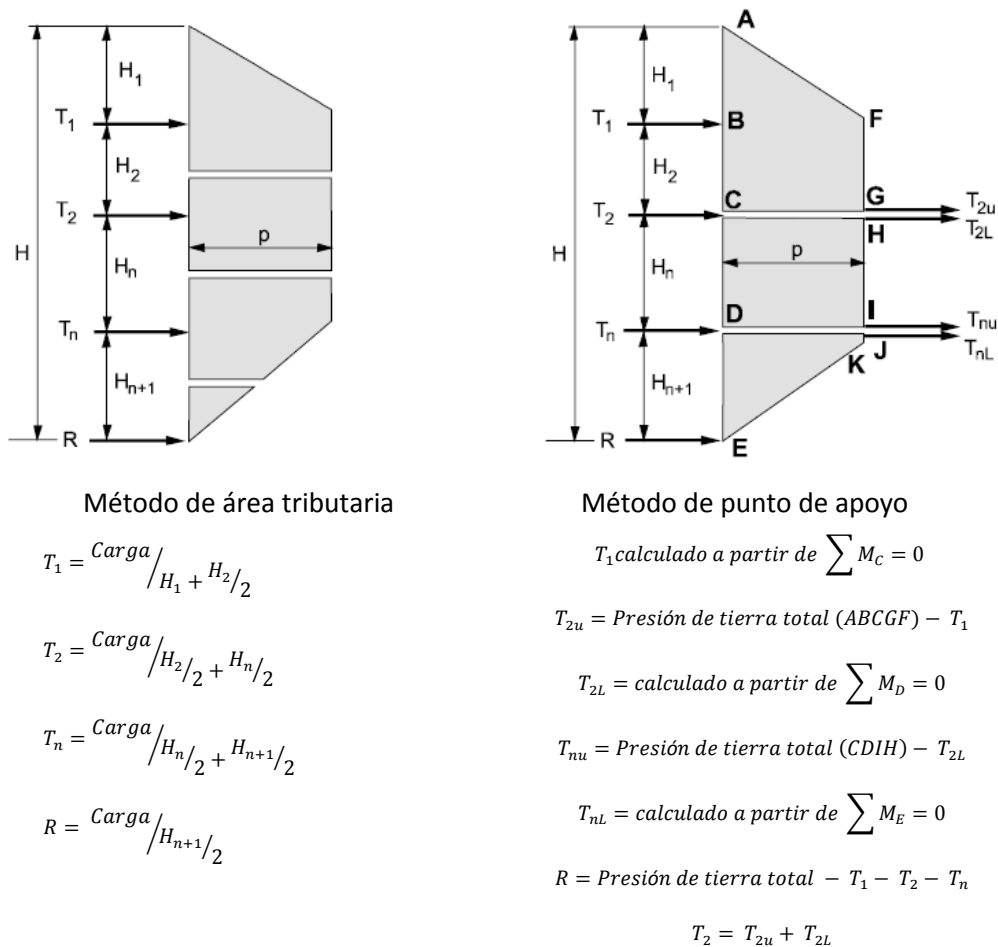


Fig. 52, Muro de contención con múltiples niveles de anclaje, (Ref. 11).

Los valores calculados al emplear las figuras antes expuestas para las cargas de los anclajes, son las componentes horizontales de la carga del anclaje por unidad de ancho de muro, T_{hi} . La carga total horizontal de un anclaje, T_h , se calcula como sigue; $T_h = T_{hi} s$, donde s es el espaciamiento horizontal entre anclajes adyacentes. La carga del anclaje, T , que se empleará para el diseño de la

zona de unión del anclaje se calcula como; $T = \frac{T_h}{\cos \theta'}$, donde θ , es el ángulo de inclinación del ancla respecto a la horizontal. La componente vertical de la carga total del anclaje, T_v , se calcula de la siguiente forma; $T_v = T \sin \theta$.

CAPACIDAD DE UN ANCLA

Como se puede inferir a partir del estudio que se ha realizado, la capacidad de un ancla siempre estará en función del material en el cual esté instalada. Por lo mismo se recuerda que los ensayos de laboratorio de las pruebas obtenidas en campo son cruciales y deben llevarse a cabo correctamente. Después de efectuarse la perforación, instalación y tensado del ancla, se llevan a cabo mecanismos de transferencia de carga entre el tendón y el cementante en el bulbo, y entre el bulbo y el suelo o roca. Ya que estas fuerzas aumentan con el tiempo y su distribución no es uniforme, se utilizan factores de seguridad para asegurar su resistencia. *Debido a que únicamente se puede determinar la verdadera capacidad de un ancla mediante pruebas de campo, los cálculos para obtener dicha capacidad son aproximaciones a la realidad.*²

ANCLAS CON BULBO EMBEBIDO EN ROCA

Capacidad del ancla²;

$$P_u = \pi D l_a \tau_{ult}$$

Donde D es el diámetro del bulbo, l_a su longitud y τ_{ult} la resistencia al esfuerzo cortante en la interfaz bulbo-roca. La longitud l_a es la del bulbo inyectado, es decir la longitud a lo largo de la cual las fuerzas axiales en los torones se transmiten al medio circundante.

La resistencia al corte²;

$$\tau_{ult} = \frac{\sigma_{ult}}{2\sqrt{N_\varphi}}$$

$$N_\varphi = \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'}$$

Donde σ_{ult} es la resistencia a la compresión simple de la roca en cuestión y φ' es su ángulo de fricción interna.

ANCLAS EN SUELOS GRANULARES

Anclas inyectadas a baja presión en suelos friccionantes

Arenas finas a gruesas sueltas o medianamente compactas, presión de inyección menor a 10 Kg/cm². Se conocen dos expresiones para estimar P_u , ambas con un alto grado de empirismo, de acuerdo a Weatherby et al., 1982, son;

Capacidad del ancla²;

$$P_u = l_a n \tan \varphi'$$

Donde n es un factor empírico que depende de la permeabilidad.

Tabla 8, (Ref. 11). Valores del factor empírico n ;

Tipo de Suelo	Permeabilidad, k (cm/s)	Factor n (t/m)
Arenas gruesas	$>10^{-1}$	40 a 60
Arenas finas	10^{-1} a 10^{-3}	13 a 16.5

Capacidad del ancla²;

$$P_u = p_i \pi D l_a \tan \varphi'$$

Donde D es el diámetro del bulbo y p_i es el esfuerzo normal actuante en la superficie del bulbo.

Anclas en suelos granulares inyectadas a presiones intermedias

Anclas inyectadas en barrenos a presiones mayores a 10 Kg/cm². Donde la capacidad, P_u , una vez más se estima empíricamente mediante curvas de diseño, como la de Ostermayer 1974.

Donde se nota claramente que, P_u está en función de la longitud del bulbo inyectado. En este caso el diámetro fijo fue de 10 a 15 cm y se aprecia que para una longitud de bulbo de 10 m aproximadamente, la capacidad del ancla se vuelve constante²;

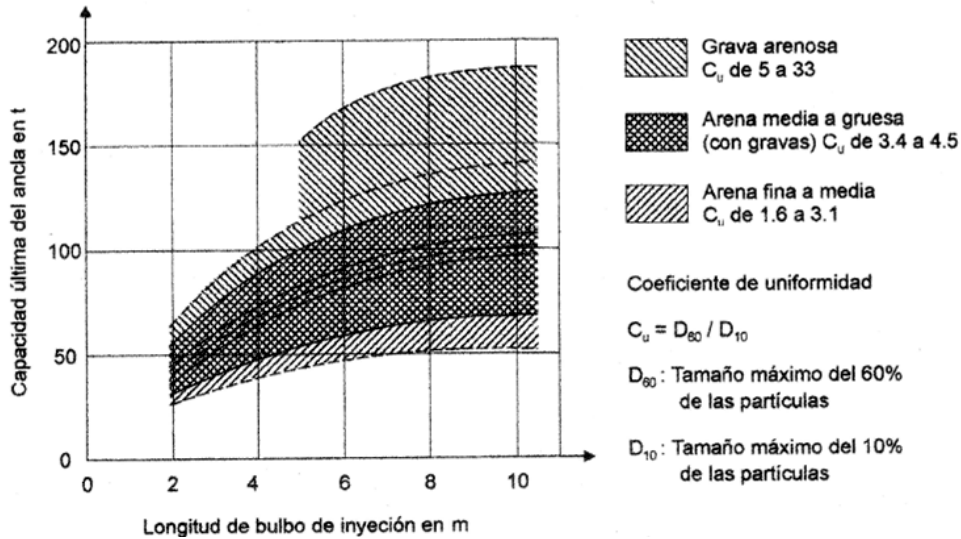


Fig. 53, Capacidad de anclas en materiales granulares como función la longitud del bulbo inyectado (curvas a partir de pruebas de campo), (Ref. 7).

Anclas en suelos granulares inyectadas a presiones altas

El barreno se perfora con brocas rotatorias y por etapas, la primera a baja presión y en la segunda se requieren presiones de más de 15 Kg/cm^2 para que la lechada a alta presión fracture hidráulicamente la vaina formada en la primera etapa, este proceso se puede realizar varias veces. En este caso la capacidad de un ancla también se obtiene de forma empírica²;

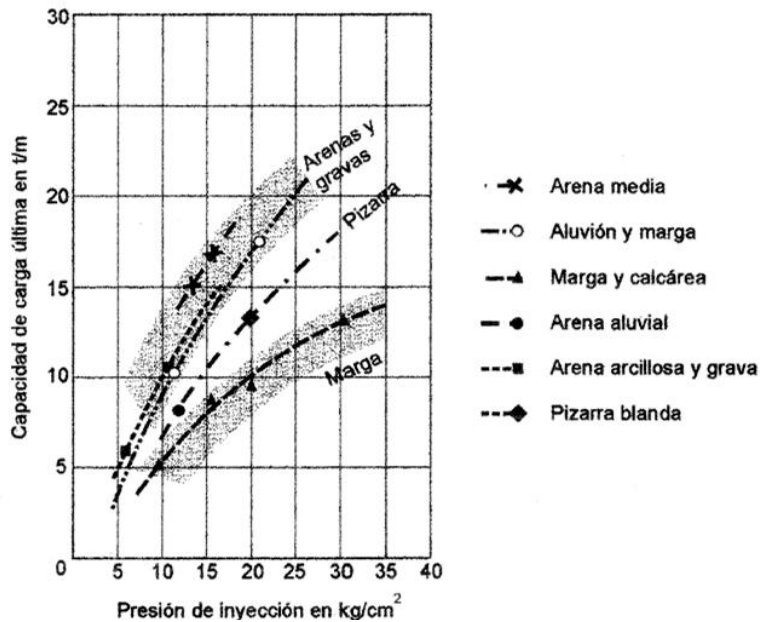


Fig. 54, Capacidad de anclas instaladas en suelos granulares con barreno inyectado a altas presiones, (Ref. 7).

Se aprecia como el valor de P_u en anclas reinyectadas, está en función de la presión de inyección. En la siguiente tabla se presentan los valores de P_u que pueden ser alcanzados en distintos materiales granulares.

Tipo de suelo	Método de inyección	Capacidad última, t
Arena densa y grava bien graduada entre 0.4 y 20 mm	Inyección simple y reinyecciones múltiples	Más de 150 t
Arena y grava bien graduada entre 0.2 y 5 mm	Inyección simple y reinyecciones múltiples	Entre 80 y 100 t
Arena fina a arena limosa (20% limo), $N_{SPT} = 36$	Reinyecciones múltiples	De 90 a 110 t
Arena fina o muy fina, muy suelta, uniforme (de 0.2 a 0.5 mm)	Reinyecciones múltiples	80 t

Tabla 9, Valores de la capacidad última P_u que pueden ser alcanzados en distintos materiales granulares, (Ref. 7).

Anclas en barrenos perforados con ademe helicoidal hueco

Esta técnica de perforación para instalación de anclas es poco empleada (común en Estados Unidos). Se utiliza en arenas limosas, suelos residuales arenosos, arenas con interestratificaciones de arcilla o arenas limpias. *La capacidad de estas anclas sólo se puede estimar empíricamente.*²

ANCLAS EN SUELOS COHESIVOS

De acuerdo a la experiencia, los anclajes se deben utilizar en suelos arcillosos de alta plasticidad. Esta restricción puede expresarse cuantitativamente en función del índice líquido del suelo y sus límites de consistencia²;

$$IL = \frac{w - LP}{LL - LP} = \frac{w - LP}{IP}$$

Donde w es el contenido de agua del suelo, LP y LL son los límites plástico y líquido respectivamente e IP es el índice plástico.

La experiencia dicta que no se podrán emplear anclas en suelos con $LL > 50\%$ e $IL > 0.2$. En caso de que el $IP > 20\%$, se debe advertir que las deformaciones diferidas pueden producir relajaciones considerables de las fuerzas de anclaje en el largo plazo.

*Existen sistemas ideados para que sea posible colocar anclajes en suelos arcillosos que no satisfagan los criterios anteriores.*²

Anclas inyectadas a baja presión

Son sistemas de anclaje en los que la presión de inyección no sobrepasa 10 Kg/cm^2 . Se debe cuidar la inyección a presión de un barreno en suelos cohesivos, ya que puede fracturarse hidráulicamente, por lo mismo el límite de la presión de inyección es el dado por la presión de fracturamiento. *Si ocurre el fracturamiento, el cementante o lechada puede migrar y perderse, comúnmente estas anclas utilizan bulbos rectos.*²

Capacidad de un ancla en un suelo cohesivo²;

$$P_u = \pi D l_a \alpha c_u$$

Donde C_u es la resistencia no drenada del suelo y α es el factor de adhesión (el cual varía entre 0.3 para arcillas preconsolidadas y 1.0 para arcillas muy plásticas normalmente consolidadas).

Anclas con campana simple

Ideadas para aumentar la capacidad de anclas respecto a anclajes instalados en arcillas. La ecuación para calcular la capacidad del ancla toma en cuenta la fricción a lo largo de la totalidad de la parte recta del bulbo, así como la capacidad de carga de la zona acampanada²;

$$P_u = \pi D_s l_s \alpha c_u + \frac{\pi}{4} (D_u^2 - D_s^2) N_c c_u$$

Donde l_s es la longitud de la parte recta del bulbo y D_s su diámetro, D_u es el diámetro exterior de la campana y N_c es un factor de capacidad de carga ($N_c = 9$).

Anclas con campanas múltiples

Pensadas para utilizarse en arcillas preconsolidadas rígidas de plasticidad baja a media. Contribuyen al incremento de su capacidad a través de; la adhesión a lo largo de las porciones rectas del bulbo, la capacidad de carga movilizadora por la base de las campanas y la fricción a lo largo del cilindro que pasa por las puntas de las zonas acampanadas.

La capacidad de carga es²;

$$P_u = \pi D_s l_s \alpha c_u + \frac{\pi}{4} (D_u^2 - D_s^2) N_c c_u + f_u c_u l_u \pi D_u$$

Donde f_u es el factor de reducción, l_u es la longitud y D_u el diámetro de las campanas. El factor de capacidad de carga N_c puede variar entre 6 y 13. El factor de reducción tiene valores de acuerdo a los ensayos de campo y perforaciones específicas, para arcilla de Londres varía entre 0.75 y 1. El espaciamiento entre campanas varía entre 1.5 y 2.5 veces el diámetro de las mismas. Si el espaciamiento resulta grande, la superficie de falla delante de la zona acampanada intersecta al bulbo recto y al tenerse espaciamientos pequeños, la superficie de falla se presenta a lo largo de la superficie cilíndrica definida por las puntas de las campanas.

Anclas inyectadas a alta presión

Son aquellas inyectadas a presiones mayores de 10 Kg/cm² y sólo se pueden alcanzar en arcillas al utilizarse etapas de reinyecciones sucesivas. La capacidad de estas anclas no puede estimarse mediante ecuación teórica alguna, por lo que el valor de P_u sólo puede obtenerse mediante pruebas de campo. *La experiencia indica que las reinyecciones sucesivas aumentan la capacidad del anclaje, el incremento dependerá de las condiciones geotécnicas del sitio, las técnicas de perforación y de inyección, estos pueden ser del orden de 25% y hasta del 300%.²*

La capacidad última depende principalmente de la resistencia en la interfaz suelo-lechada o suelo-mortero a lo largo del bulbo de inyección. Dicha resistencia es difícil de calcular, sin olvidar que cambia y evoluciona con el tiempo. Los siguientes valores se pueden emplear como indicadores para estimarla de forma preliminar.

Roca		Anclas en suelos cohesivos		Anclas en suelos granulares	
Tipo de roca donde queda embebida el ancla	Resistencia última en la interfaz, (Kg/cm ²)	Tipo de ancla	Resistencia última en la interfaz, (Kg/cm ²)	Tipo de ancla	Resistencia última en la interfaz, (Kg/cm ²)

Granito y basalto	17 a 31	Anclas rectas inyectadas por gravedad	0.3 a 0.7	Anclas rectas inyectadas por gravedad	0.7 a 1.4
Caliza dolomítica	14 a 21	Anclas rectas inyectadas a presión en		Anclas rectas inyectadas a presión en	
Caliza suave	10 a 14	Arcilla limosa suave	0.3 a 0.7	Arena media a fina de comp. media a densa	0.8 a 3.8
Esquistos y pizarras duras	8 a 14	Arcilla limosa	0.3 a 0.7	Arena media a gruesa (c/grava), comp. media a densa	1.1 a 6.6
Esquistos suaves	2 a 8	Arcilla rígida de plasticidad media a alta	0.3 a 1.0	Arena media a gruesa (c/grava), comp. densa a muy densa	2.5 a 9.7
Areniscas	8 a 17	Arcilla muy rígida de plasticidad media a alta	0.7 a 1.7	Arenas limosas	1.7 a 4.1
Areniscas intemperizadas	7 a 8	Arcilla rígida de plasticidad media	1.0 a 2.5	Morrena glacial densa	3.0 a 5.2
Gis	2 a 11	Arcilla muy rígida de plasticidad media	1.4 a 3.5	Grava arenosa de comp. media a densa	2.1 a 3.8
Marga intemperizada	1.5 a 2.5	Limo arenoso muy rígido de plasticidad media	2.8 a 3.8	Arena con gravas de comp. densa a muy densa	2.8 a 13.8

Tabla 10, Valores de capacidad última dependiendo de la resistencia en la interfaz suelo-lechada o suelo-mortero a lo largo del bulbo de inyección, (Ref. 7).

MUROS DE TIERRA REFORZADA

Estos fueron introducidos por Henri Vidal (Vidal, 1966; 1969). Estos muros consisten en hacer descansar a la construcción en un material de relleno compactado de fricción colocado en capas reforzadas con bandas lineales a intervalos verticales y horizontales regulares. *La tierra reforzada se utiliza ampliamente en muros de contención, muros de muelles, estribos de puentes, presas de tierra y demás construcciones semejantes.*⁴ Una de sus grandes ventajas es su rapidez de construcción aunado a la flexibilidad inherente de los materiales que se emplean en esta, tales como bandas de refuerzo y paneles prefabricados. Sin olvidar que también los muros de tierra reforzada tienen un peso aproximado de tan solo la mitad de un muro de concreto reforzado de las mismas dimensiones, por lo que las presiones de soporte impuestas al terreno resultan ser menores. Otra ventaja atractiva es que estos muros pueden resistir grandes deformaciones sin sufrir daños estructurales.

Algunos parámetros esenciales para la tierra reforzada son:

El relleno; Debe tener un bajo porcentaje de finos, de no más de 15 por ciento $< 15 \mu\text{m}$, y con un ángulo efectivo de fricción interna $\phi' \geq 25^\circ$.

El refuerzo; Es vital el tipo de material, al igual que la sección transversal del mismo. Mecánicamente debe tener buenas propiedades de fricción, durabilidad y bajo potencial de escurrimiento plástico. Normalmente se emplea: acero galvanizado, acero inoxidable, aleaciones de aluminio y acero recubierto de plástico, y tela geotextil basándose en su menor costo y peso, mayor duración y mejores características de fricción.

La membrana de vista o panel; Está formada por tableros o paneles yuxtapuestos de metal o de concreto prefabricado o lanzado. Esta es importante porque evita la erosión y ayuda al confinamiento de la masa de suelo, recalcando que esta no contribuye a la estabilidad del muro de ninguna manera.

Diseño de muros de tierra reforzada

*La base esencial del diseño es el desarrollo de fricción sin deslizamiento entre las bandas de refuerzo y el relleno.*⁴ Al emplearse una teoría de presión lateral de tierra, como puede ser la de Rankine, Coulomb y demás, se logra calcular la tensión horizontal (T).

Un muro de tierra reforzada, tiene N bandas de refuerzo colocadas a intervalos iguales de distancia vertical S_v y horizontal S_h . Siendo la altura del muro igual a $H = N S_v$. Suponiendo que el

material está drenado por completo y se trata de un relleno granular ($c' = 0$) y tampoco hay sobrecarga. Por lo tanto, la presión activa de tierra será igual a $\sigma'_{ha} = \gamma z K_a$, en la que⁴:

$$K_a = \tan^2(45^\circ - \varphi'/2).$$

La fuerza de tensión lateral que debe resistir una banda de refuerzo a una profundidad z es⁴;

$$T_z = \gamma z K_a S_v S_h$$

El valor máximo de T , estará en el nivel de la banda más baja. El Factor de seguridad contra la fuerza de tensión es⁴;

$$F_T = \frac{b t f_y}{T_z} = \frac{b t f_y}{\gamma z K_a S_v S_h}$$

Donde b es el ancho, t el espesor y f_y es la resistencia de flexibilidad, refiriéndose a la banda.

La banda requiere de una longitud suficiente tal que desarrolle la resistencia a la fricción, evitando así que esta se salga. Esta longitud efectiva enterrada, l_e , se toma como aquella que se prolonga más allá de la zona activa de Rankine. Por lo que dada una profundidad z , la longitud necesaria de la banda se calcula de acuerdo a la siguiente expresión⁴;

$$L_z = (H - z) \tan\left(45^\circ - \varphi'/2\right) + l_e = (H - z) \sqrt{K_a} + l_e$$

La resistencia por fricción desarrollada a una profundidad z por una cinta de dos caras es⁴;

$$R_\delta = 2 \gamma z b l_e \tan \delta$$

Siendo el factor de seguridad contra falla de extracción⁴;

$$F_P = \frac{R_\delta}{T_z} = \frac{2 b l_e \tan \delta}{K_a S_v S_h}$$

La longitud de la banda será calculada⁴;

$$L_z = (H - z) \sqrt{K_a} + \frac{F_P K_a S_v S_h}{2 b \tan \delta}$$

BARRAS, CABLES O TORONES DE ACERO

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

Acero de refuerzo

La forma más comercial de acero de refuerzo se da en la presentación en barras. Pudiéndose encontrar en diámetros de 5.5 mm y hasta 32 mm y una resistencia a la tensión de 2800 Kg/cm² para diámetros pequeños (5.5, 8 mm) y 4200 Kg/cm² para los restantes.

El acero de refuerzo debe satisfacer a la norma mexicana N-CMT-2-03-001/04.

Acero de pre esfuerzo

En la construcción de elementos sometidos a pre esfuerzo; vigas, columnas, losetas, viguetas, anclas, etc., el acero de alta resistencia ha sido el material convencionalmente utilizado para transmitir al concreto las elevadas cargas de este proceso, ya sea en pretensado o postensado. Casi en todos los casos este acero es el que soporta las cargas mayores (muerta, viva, etc.), dejando al acero de refuerzo las consideraciones de cortante y refuerzo adicional de temperatura. Los alambres para pre esforzado satisfacen la norma ASTM A421. En tanto la resistencia y otras características de los torones satisfacen a la norma ASTM A416.

La obtención de altas resistencias en este tipo de acero se obtiene de varias maneras:

- Por aleaciones con materiales como el carbono, manganeso y sílice.
- Por enfriamiento controlado (templado en frío), es decir la tendencia a realinear los cristales, incrementar la resistencia con cada torón, de tal manera que mientras más pequeño es el diámetro del alambre, más alta es su resistencia unitaria a la ruptura.

El acero de alta resistencia se encuentra comercialmente en: alambres, cables o varillas.

Para el pre esfuerzo, generalmente se utilizan cables, es decir, la agrupación de varios alambres en número estándar. Ejemplo: los torones o cables de 7 hilos (alambres) de ½”.

Torón de siete alambres fpu=270 Ksi = 18900K/cm ²					
Diámetro nominal (pulg)	Area (pulg ²)	Peso (lb/pie)	0.7 fpu X Ap (KLb)	Fpu X Ap (KLb)	
3/8	0.085	0.29	16.1	23	
7/16	0.115	0.40	21.7	31	
½	0.153	0.53	28.9	41.3	
9/16	0.192	0.65	36.3	51.8	
Torón de siete alambres fpu=250 Ksi = 17500K/cm ²					
Diámetro nominal (pulg)	Area (pulg ²)	Peso (lb/pie)	0.7 fpu X Ap (KLb)	Fpu X Ap (KLb)	
¼	0.036	0.12	6.30	9	
5/16	0.058	0.20	10.20	14.50	
3/8	0.08	0.27	14	20	
1/2	0.144	0.49	25.20	36	
Alambre de presfuerzo					
Diámetro (pulg)	Area (pulg ²)	Peso (lb/pie)	Resistencia última= fpu (Ksi)	0.7 fpu X Ap (KLb)	Fpu X Ap (KLb)
0.105	0.0087	0.03	279	1.70	2.43
0.135	0.0143	0.049	268	2.68	3.83
0.162	0.0206	0.070	259	3.73	5.33
0.192	0.0289	0.098	250	5.05	7.22
0.250	0.0491	0.170	240	8.25	11.78

Tabla 11, Propiedades de aceros de pre esfuerzo, (ASTM A421 y ASTM A416).

Área de acero:

$$A_s = \frac{T}{0.6 f'_y}$$

Donde f'_y , es el límite de fluencia del acero de las barras o torones. En estos cálculos debe tomarse en cuenta la acción de los agentes erosivos que atacan al acero. Asimismo, debe preverse la instalación de fundas protectoras, pintura anticorrosiva, grasas, etc., para tomar en cuenta el efecto de la corrosión.

En la siguiente tabla se presentan las características de torones formados por cables de acero de siete hilos de ½ pulg, donde la resistencia corresponde al esfuerzo de fluencia f'_y , y la capacidad de diseño corresponde al esfuerzo de trabajo de $0.6 f'_y$.¹

Número de Cables	Resistencia (ton)	Capacidad de Diseño (ton)	Área Transversal (cm ²)	Peso (Kg/m)
1	18.75	11.26	0.99	0.78
2	37.50	22.52	1.97	1.56
3	56.25	33.78	2.96	2.35
4	75.00	45.04	3.95	3.13
5	93.75	56.30	4.94	3.91
6	112.50	67.55	5.92	4.69
7	131.25	78.81	6.91	5.47
8	150.00	90.07	7.90	6.26
9	168.75	101.33	8.88	7.04
10	187.50	112.59	9.87	7.82
11	206.25	123.85	10.86	8.60
12	225.00	135.11	11.84	9.38
13	243.75	146.37	12.83	10.17
14	262.50	157.63	13.82	10.95
15	281.25	168.89	14.81	11.73

Tabla 12, Capacidad de torones formados por cables de siete hilos de ½ pulg, (Ref. 11).

¹ P.J. Sabatini, D.G. Pass, R.C. Bachus, Geotechnical Engineering Circular No. 4, Ground Anchors and Anchored Systems, Office of Bridge Technology Federal Highway Administration, 1999.

² Manual de Construcción Geotécnica Vol. I, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.

³ Deméneghi Colina Agustín, Profesor del Departamento de Geotécnica, División de Ingenierías Civil y Geomática, Facultad de Ingeniería, UNAM, Estabilidad de Taludes, Asignatura de Mecánica de Suelos, Ciudad Universitaria, D.F., octubre de 2007.

Department of the Army, U.S. Army Corps of Engineers, Design of Sheet Pile Walls, 1994.

⁴ Whitlow Roy, Fundamentos de Mecánica de Suelos, 2ª ed, CECSA, 1994.

VI

**LA CORROSIÓN EN EL DISEÑO DE ANCLAS Y
SISTEMAS ANCLADOS**

PROTECCIÓN CONTRA LA CORROSIÓN

Todo sistema de anclaje debe estar protegido contra la corrosión. El tipo y la calidad del sistema de protección están en función de que se trate de un ancla permanente o temporal, del tipo de medio ambiente en cuestión y en las consecuencias de la falla del sistema de anclaje.

MECANISMOS DE CORROSIÓN

El acero es el material por excelencia para un tendón de un ancla, debido a sus características mecánicas, pero también es susceptible a la corrosión. Los principales tipos de corrosión son; la corrosión galvánica o sea corrosión superficial, corrosión de picaduras, corrosión de baja tensión y la fragilidad por hidrógeno.

Para que ocurra la corrosión galvánica, debe existir una diferencia en el potencial eléctrico, un electrolito y oxígeno. *La resistencia eléctrica del electrolito determina la velocidad de la corrosión.*¹

La corrosión es un proceso electro-químico y por ello el valor de la diferencia en el potencial eléctrico y el valor pH del ambiente decide si la corrosión es posible y con qué rapidez progresa.

Un ambiente alcalino es una forma más de proteger el acero. Entre los valores pH de 9 a 13, la corrosión no es posible. El hidróxido de calcio Ca(OH) en el concreto o en la lechada de cemento “apasiva la superficie del acero”, y es la razón por la cual las varillas dentro del concreto no corroen. *Solamente cuando el ambiente alcalino está destruido por carbonización o por saturación con cloruros o por fisuras, entonces comienza la corrosión.*¹

AGRESIVIDAD DEL SUELO

Esta resulta ser un factor importantísimo para evaluar la protección necesaria contra la corrosión.

La agresividad de un suelo (o roca) depende de¹:

- 1) Resistividad del suelo,
- 2) Valor del pH del suelo,
- 3) Composición química del agua y del suelo,

- 4) Permeabilidad del suelo para agua y aire,
- 5) Factores externos electro-químicos y físicos.

El diagrama siguiente presenta una clasificación general de la agresividad de suelos.

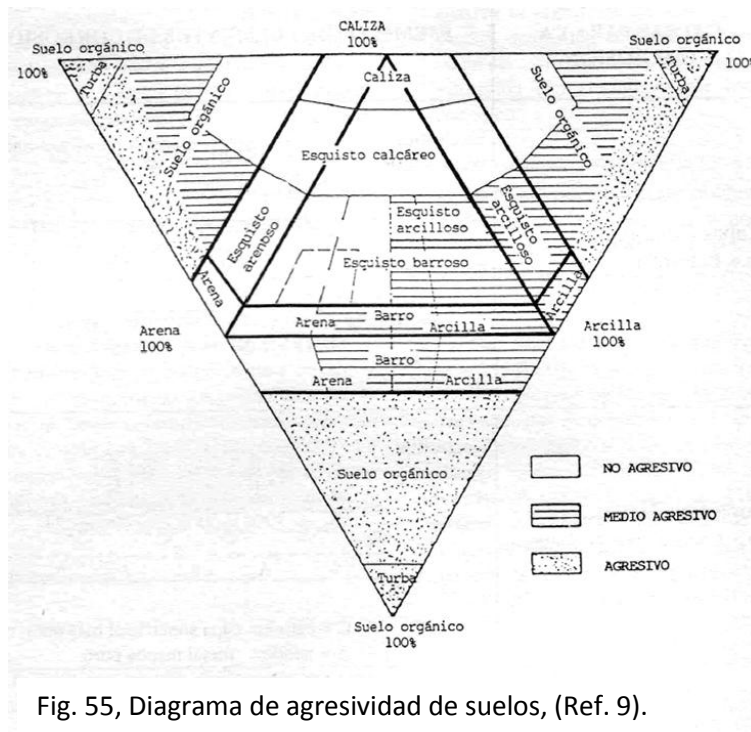


Fig. 55, Diagrama de agresividad de suelos, (Ref. 9).

La agresividad de un material sólo puede evaluarse objetivamente mediante pruebas que detecten la presencia de agentes corrosivos o de corrientes eléctricas dentro del subsuelo.¹ Las más comunes se efectúan para medir el potencial de hidrógeno del suelo (pH) y para determinar la existencia de sulfatos, cloruros y sulfitos, así como la resistividad del entorno. En la siguiente tabla se indican los valores críticos de algunas de las variables que deben vigilarse¹:

PRUEBA	VALORES CRÍTICOS
Resistividad	Menos de 2000 Ω/cm
Ph	Menos de 5.0
Sulfitos y Cloruros	Su presencia en cualquier cantidad se considera crítica
Sulfatos	Más de 1000 ppm

Tabla 13, Valores críticos de variables en la agresividad de un material de acuerdo a pruebas que detecten la presencia de agentes corrosivos o de corrientes eléctricas, (Ref. 9).

MATERIALES PARA PREVENIR LA CORROSIÓN

Existen muchos materiales para prevenir la corrosión, algunos de estos son³:

- 1) Lechadas de cemento Portland,
- 2) Tubos o ductos de materiales plásticos o de PVC,
- 3) Tubos o ductos de acero de pared gruesa, pero sólo en combinación con otros elementos de protección,
- 4) Grasas para elementos de acero postensado,
- 5) Resinas epóxicas o poliéster.

Los elementos de protección contra la corrosión deben prevenir la entrada de agentes agresivos. Los materiales con los que están fabricados estos elementos deben tener las siguientes características³:

- 1) Que sean estables ante la pérdida de grasa u otros lubricantes,
- 2) Que no sean frágiles ni susceptibles de agrietarse o bien que no se fluidifiquen en el intervalo de temperaturas de trabajo,
- 3) Que sean químicamente estables durante la vida útil del tendón o torón,
- 4) Que no reaccionen con los materiales que los rodean (mortero o lechada, acero o fundas protectoras),
- 5) Que inhiban la corrosión,
- 6) Que sean impermeables a la humedad.

TIPO DE PROTECCIÓN

Las medidas tomadas para proteger el acero tendrán como fin un anclaje seguro, y dependen de si se trata de un anclaje temporal o permanente. *La experiencia dicta que un anclaje con una vida de más de 18 meses se considera permanente.*² Por tanto antes de 18 meses no hace falta protección contra la corrosión, a no ser que el anclaje temporal se encuentre en un ambiente muy agresivo. *Para los anclajes permanentes, las recomendaciones nuevas del PTI ofrecen una evaluación según el diagrama de decisión que se muestra en la siguiente figura. El tipo de protección se define según la siguiente tabla.*²

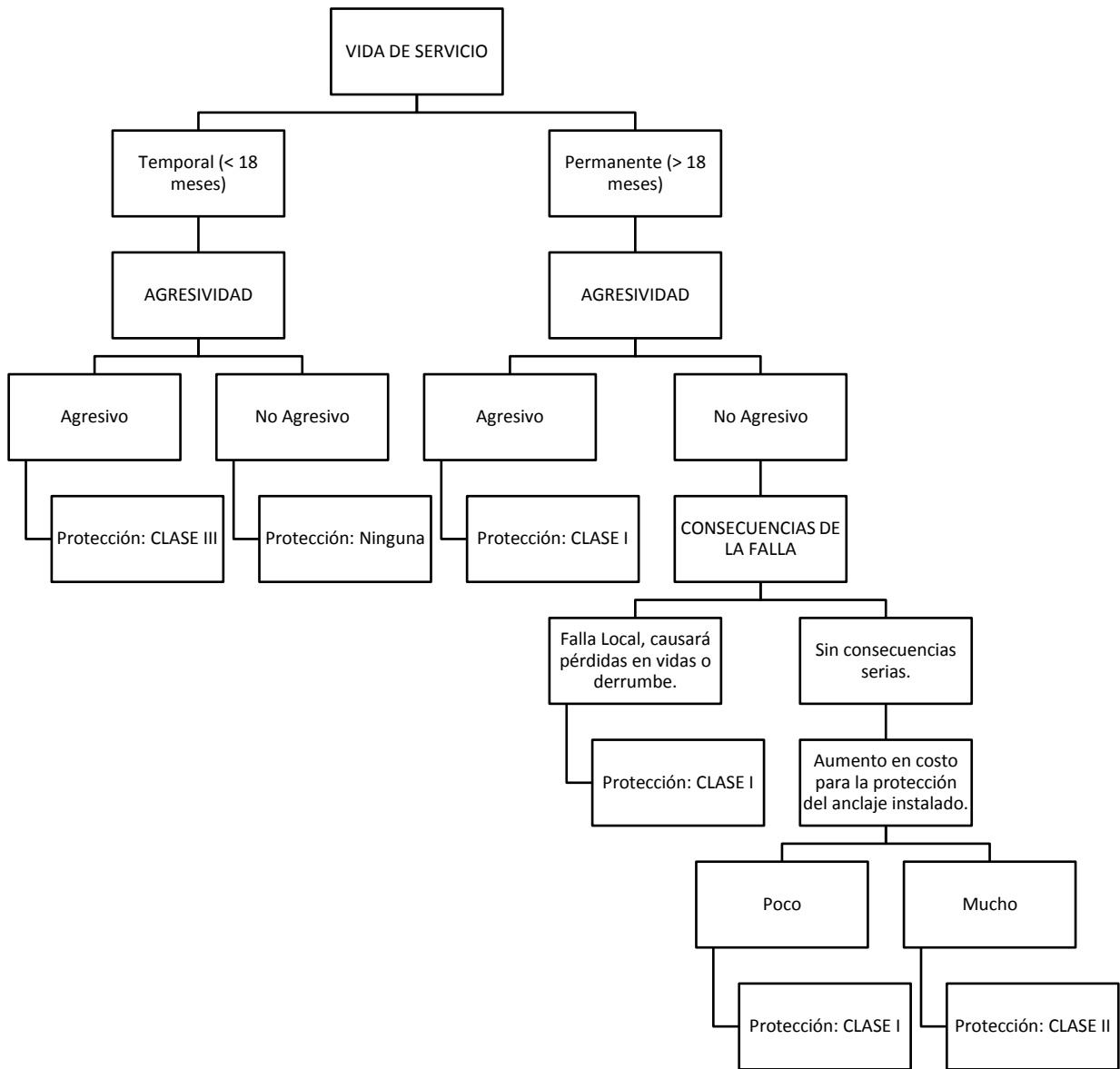


Fig. 56, Diagrama respecto a los tipos de protección contra la corrosión, (Ref. 14).

Clase	Cabeza del Ancla	Longitud Libre	Longitud de Anclaje
I (Doble Protección)	Trompeta y tapa	Tubo plástico relleno con grasa, cera o lechada de cemento.	Tubo plástico relleno con lechada de cemento.
II (Protección Simple)	Trompeta y tapa	Tubo plástico relleno con grasa o cera.	Lechada de cemento.
III (Anclajes Temporales en Suelo Agresivo)	Trompeta	Tubo plástico relleno con grasa o cera.	Lechada de cemento.

Tabla 14, Clases de protección para anclas y sistemas anclados, (Ref. 11).

REQUERIMIENTOS DE SISTEMAS DE PROTECCIÓN CONTRA LA CORROSIÓN

Los sistemas de protección contra la corrosión protegen el ancla al brindarle una o más capas de barreras físicas e impermeables alrededor del tendón. Estos sistemas de protección deben satisfacer los siguientes criterios²:

- 1) Asegurar que la vida de servicio del ancla respecto a la falla por corrosión sea al menos igual a la vida de servicio anticipada del sistema de protección,
- 2) No producir impactos adversos en el ambiente o reducir la capacidad del ancla,
- 3) No restringir el movimiento del tendón a lo largo de la longitud no unida tal que toda la carga sea transferida a la longitud de unión,
- 4) Estar conformado por materiales químicamente estables y no reactivos con los materiales adyacentes,
- 5) No requerir de mantenimiento o reemplazo durante la vida de servicio, con ciertas excepciones,
- 6) Ser lo suficientemente fuerte y flexible como para resistir posibles deformaciones al momento del tensado,
- 7) Ser lo suficientemente durable como para resistir su propio manejo durante su fabricación, transporte, almacenamiento e instalación.

SISTEMAS DE PROTECCIÓN CONTRA LA CORROSIÓN

La protección contra la corrosión sirve para proteger a los componentes de acero en un ancla.

CABEZA DEL ANCLA

*Es la parte más expuesta a la atmósfera y a elementos agresivos.*¹ Cambios de temperatura, rayos ultravioleta, humedad y un ambiente agresivo pueden causar corrosión, y también daños mecánicos. En algunos casos, estos elementos quedan embebidos en concreto o mortero. En ocasiones la carga del ancla debe ser ajustada y verificada periódicamente, en cuyo caso se protegen con barriles o cápsulas, usualmente de plástico o pvc, retacados con grasa o productos bituminosos.

La tapa plástica o metálica debe tener un sello contra la placa de anclaje y se debe rellenar con grasa o con lechada de cemento de tipo expansivo. Sólo los anclajes permanentes requieren de una tapa. *La placa de anclaje se debe colocar perpendicularmente al eje del tendón con una desviación máxima de tres grados.*³

LONGITUD LIBRE

*La porción del tendón que corresponde a la longitud libre debe estar protegida, tenga funda protectora o no.*¹ En el caso de tendones sin funda, la protección la proporciona la lechada secundaria de inyección, estas anclas no son de tipo permanente. Cuando los tendones sean con funda y sin lechada secundaria, es obligatorio el aplicar grasa anticorrosiva entre el tendón y la funda, esta grasa debe tener un espesor mínimo de 0.25 mm, de lo contrario el ancla no será permanente y se considerará temporal. La funda puede ser un tubo plástico de PE,PP o PVC, liso con un espesor de 1.5 mm, o alternativamente un tubo corrugado con un espesor de 0.75 mm, pero cubierto con otro tubo liso para evitar adherencia. La grasa anticorrosiva debe ser químicamente estable y no reactiva con el acero, con el tubo plástico o con la lechada de cemento. Al tratarse de anclas sin obturador, la lechada de inyección primaria debe extenderse dentro de la longitud libre un poco más de medio metro.

LONGITUD DE ANCLAJE

La protección en esta zona es proporcionada por un tubo plástico corrugado con las características descritas anteriormente y relleno con lechada de cemento. *Los tubos rellenos con lechada antes de la instalación del anclaje deben ser capaces de resistir la presión causada por la lechada expansiva.*³

BULBO INYECTADO

*Tanto el mortero como lechada constituyen el primer elemento contra la corrosión, la inyección del bulbo comienza en su parte más profunda con el fin de encapsular el tendón.*³ El espesor mínimo de la lechada de inyección debe ser de 15 mm y el uso de centralizadores es indispensable.

CONTROL DE CALIDAD

Un sistema de control puede asegurar una calidad adecuada para garantizar la protección contra la corrosión. *Antes de instalar los anclajes, estos deben ser inspeccionados para detectar daños por manejo o corrosión en el acero de postensado.*¹ El acero con corrosión de picaduras se debe rechazar y los daños en el sistema de protección se deben reparar.

A continuación se muestran figuras ilustrativas de las protecciones contra la corrosión simples y dobles para anclas de cables o torones y de barra, también se incluyen figuras donde se aprecia la cabeza del ancla para anclas de cables o torones y de barra.¹

FIGURAS ILUSTRATIVAS

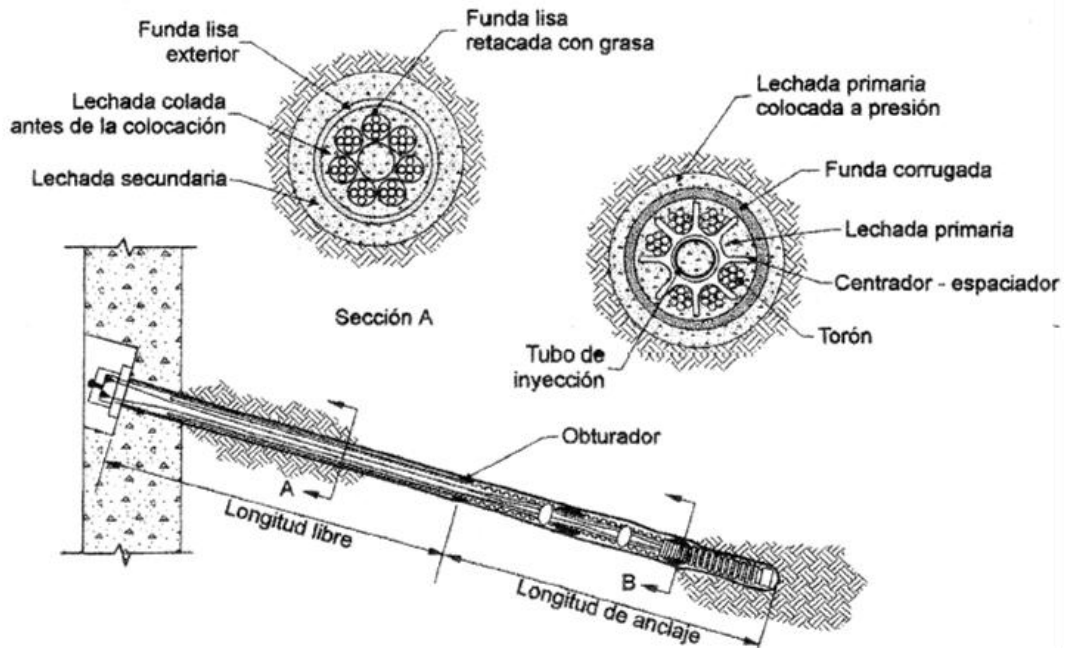


Fig. 57, Ancla de Cables/torones con Protección Doble, (Ref. 8).

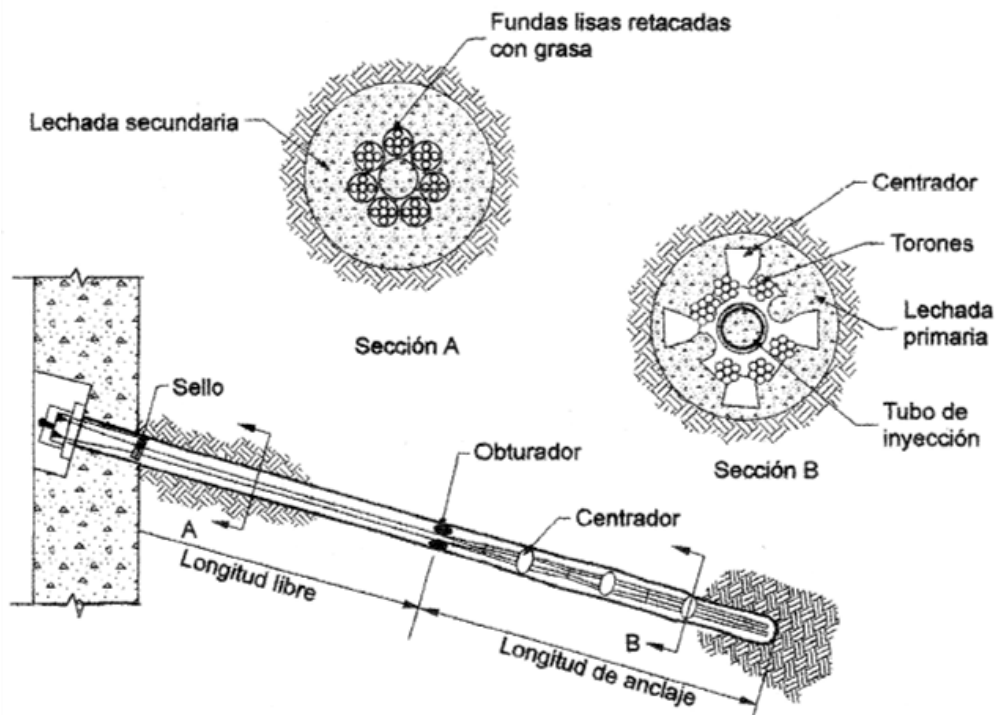


Fig. 58, Ancla de Cables/torones con Protección Simple, (Ref. 8).

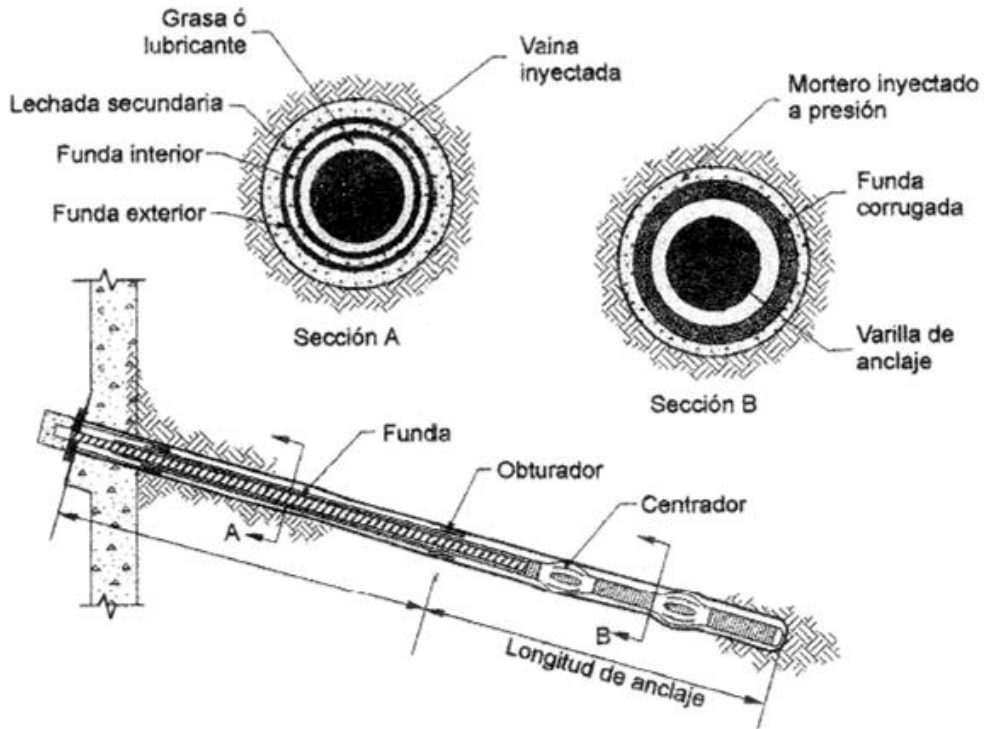


Fig. 59, Ancla de Barra con Protección Doble, (Ref. 8).

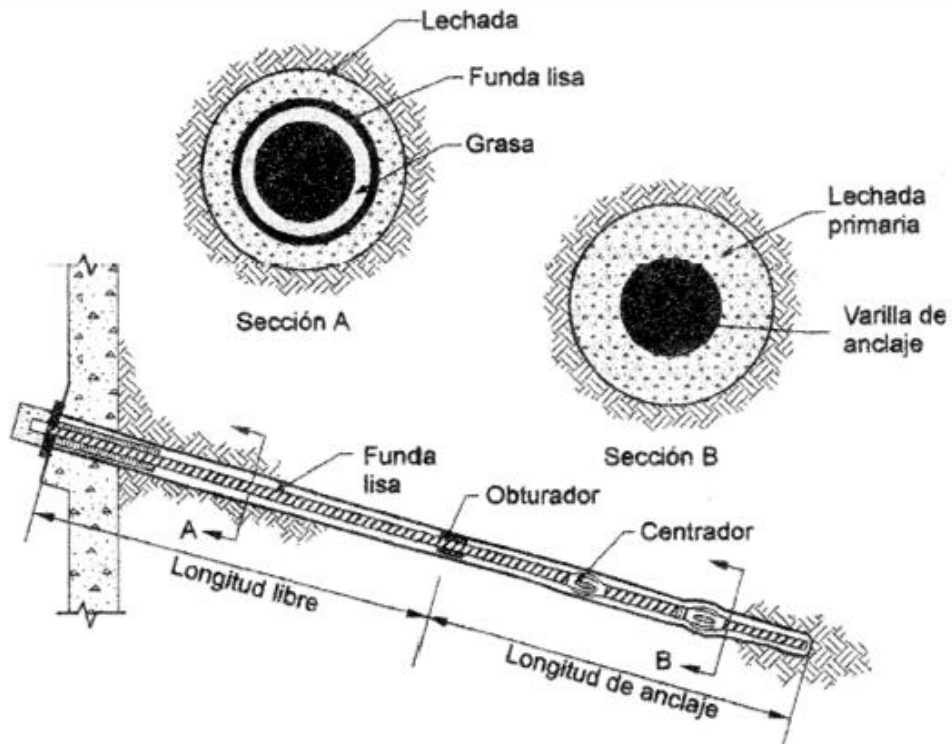


Fig. 60, Ancla de Barra con Protección Simple, (Ref. 8).

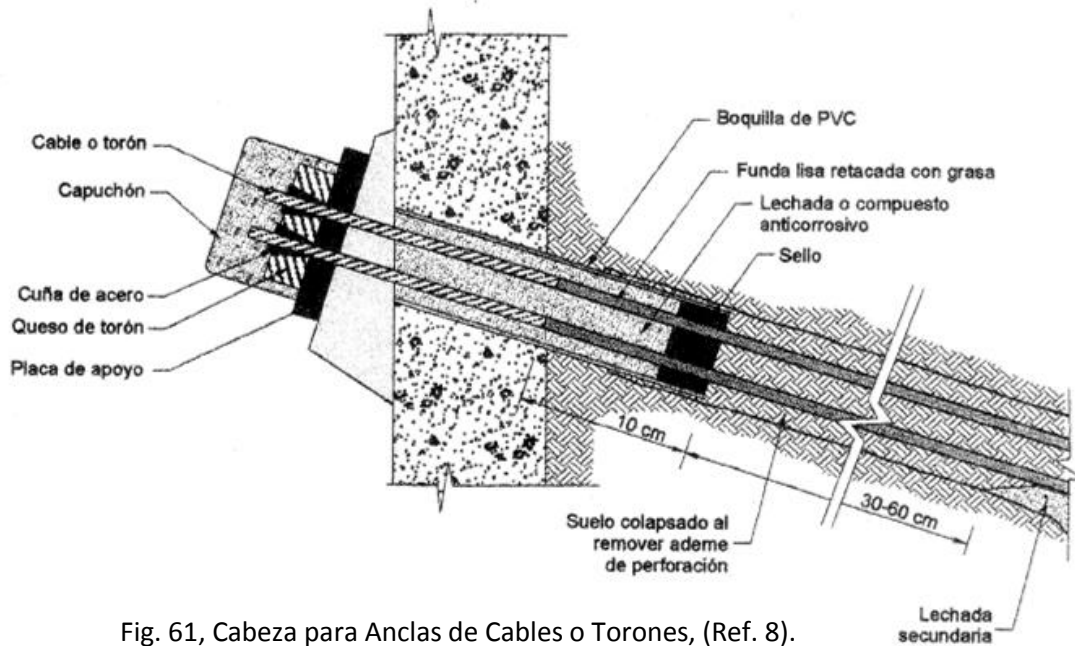


Fig. 61, Cabeza para Anclas de Cables o Torones, (Ref. 8).

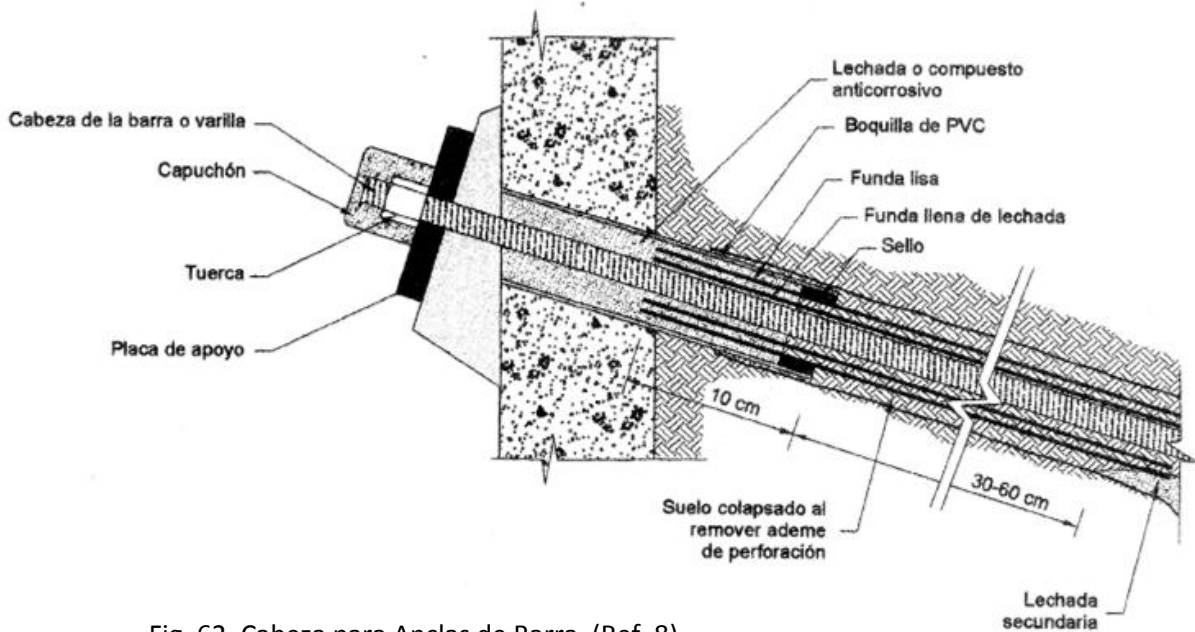


Fig. 62, Cabeza para Anclas de Barra, (Ref. 8).

¹ Walter I. Paniagua Zavala, Francisco González Valencia, Simposio Internacional Sobre Anclajes, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos A.C., Colegio de Ingenieros Civiles de México, Ciudad de México, 23 de septiembre de 1994.

² P.J. Sabatini, D.G. Pass, R.C. Bachus, Geotechnical Engineering Circular No. 4, Ground Anchors and Anchored Systems, Office of Bridge Technology Federal Highway Administration, 1999.

³ Manual de Construcción Geotécnica Vol. I, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.

VII

EJEMPLO ILUSTRADO

EJEMPLO ILUSTRATIVO 1

Se pretende construir un muro de contención anclado para contener una excavación de 10 metros de profundidad, dicha excavación tendrá 8 metros de ancho. Se deberá considerar la sobrecarga debida a la avenida que está a pocos metros detrás del muro anclado. El muro se construirá en un suelo totalmente friccionante, del cual se indican sus principales propiedades aplicables al problema en cuestión. Cabe señalar que no se tienen obras subterráneas en el sitio donde se construirá la obra de contención.

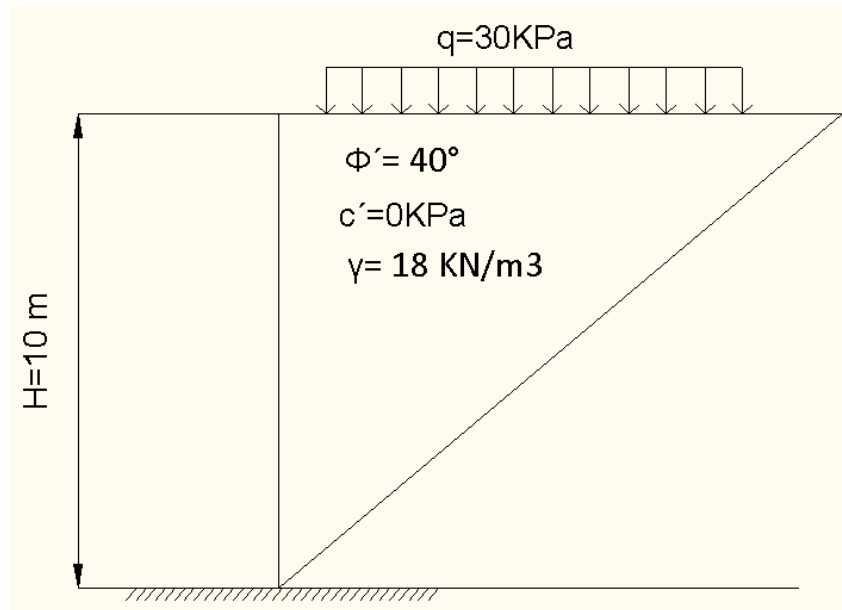


Fig. 63. Ejemplo Ilustrativo, suelo puramente friccionante.

Se realizaron pruebas SPT delante, detrás y a lo largo de la ubicación propuesta para el muro de contención; indicando que la estratigrafía es prácticamente uniforme. Por lo tanto se puede considerar que se trata de un estrato homogéneo, es decir, se considerarán las mismas propiedades y características del suelo a lo largo de los 10 metros de profundidad que tendrá la excavación. No se encontró el nivel de aguas freáticas en ninguna de las exploraciones, por lo que se deduce y concluye que el nivel de aguas freáticas se encuentra por debajo de una profundidad de al menos 30 metros respecto al nivel del terreno y de aproximados 20 metros respecto al nivel de la excavación. Las pruebas de agresividad del suelo indican que dicho material posee una

resistividad superior a 5,000 ohm-cm, un pH entre 6.2 y 6.8, y no se detectó la presencia de sulfatos. Por tanto, se considera que se trata mayormente de un suelo no agresivo.

A partir de todos los antecedentes, fundamentos y métodos discutidos en este trabajo, se prosigue a resolver el problema recién planteado.

Primeramente en la ecuación para determinar el Factor de Seguridad se debe variar el ángulo θ , hasta obtener el menor valor de FS para el talud en cuestión, así obteniéndose el ángulo de la potencial superficie de falla del suelo sin elementos de contención.

Para este caso particular en el que las variables S_h , S_v y U valen cero, la ecuación quedaría:

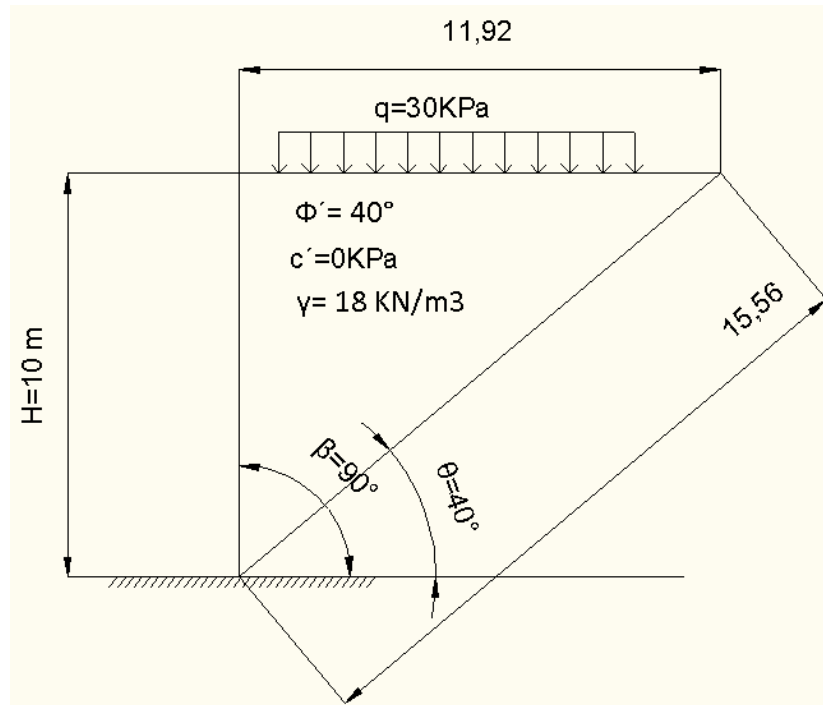
$$FS = \frac{(W + Q) \cos \theta \tan \varphi'}{(W + Q) \sin \theta} = \frac{\tan \varphi'}{\tan \theta}$$

Como se sabe, el valor mínimo de FS se obtiene cuando θ es máximo, o sea $\theta = \beta$, quedando:

$$FS_{min} = \frac{\tan \varphi'}{\tan \beta}$$

En este caso particular, sabiendo que el valor de β es de 90° , evidentemente se indetermina la ecuación anterior. Por lo que en lugar de calcular el mínimo valor del FS , se decidió obtener el valor que hiciera al Factor de Seguridad "FS" igual a 1. Ya que es el valor mínimo del Factor de Seguridad para que el sistema se encuentre en equilibrio, es decir, que las fuerzas resistentes y actuantes sean iguales. Entendiéndose que para valores superiores de θ , el Factor de Seguridad sería menor a 1, o sea que las fuerzas actuantes serían mayores a las fuerzas resistentes. Lo cual ocasionaría la falla del sistema y la falla inminente del talud o cuña de suelo formada, teniéndose un sistema inestable.

Se continúa calculando las dimensiones de la cuña de suelo formada por la superficie potencial de deslizamiento del suelo. Enseguida se muestra un nuevo esquema del problema, donde también se nota el ángulo propuesto para la potencial superficie de falla.



Fig, 64. Encontrando el ángulo de la potencial superficie de falla del suelo.

Después de múltiples iteraciones con valores de θ , se determinó emplear $\theta = 40^\circ$.

El procedimiento fue el siguiente; utilizando el método simplificado antes visto para suelos friccionantes, se calcula el ángulo θ de la potencial superficie de falla del suelo. Se realiza un proceso de iteraciones del ángulo θ en la ecuación referida anteriormente.

Se sustituyen los datos conocidos en las ecuaciones respectivas, para poder obtener el FS:

$$B = \frac{10 \sin(90^\circ - 40^\circ)}{\sin 90^\circ \sin 40^\circ} = 11.918 \text{ m}$$

$$L' = \frac{11.918 \sin(180^\circ - 40^\circ)}{\sin 40^\circ} = 11.918 \text{ m}$$

$$\varepsilon = 40 - 0 = 40^\circ$$

$$A_1 = \frac{(11.918 * 10)}{2} = 59.588 \text{ m}^2$$

$$A_2 = \frac{(11.918 * 11.918 * \sin 0^\circ)}{2} = 0$$

$$A = 59.588 + 0 = 59.588 \text{ m}^2$$

$$W = 18 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} * 59.588 \text{ m}^2 = 1072.578 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$Q = 30 \text{ KPa} * 11.918 \text{ m} * \cos 0^\circ = 357.526 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$FS = \frac{\left(1072.578 \frac{\text{KN}}{\text{m}} + 357.526 \frac{\text{KN}}{\text{m}}\right) \cos 40^\circ \tan 40^\circ}{\left(1072.578 \frac{\text{KN}}{\text{m}} + 357.526 \frac{\text{KN}}{\text{m}}\right) \sin 40^\circ} = \frac{\tan 40^\circ}{\tan 40^\circ} = 1$$

Ahora que se cumple este requerimiento mínimo de seguridad en el corte de la excavación, se puede introducir la fuerza total de anclaje por unidad de longitud a la ecuación para determinar el Factor de Seguridad. Por lo que al realizar nuevamente iteraciones, ahora con el valor de T, se logrará obtener un valor del Factor de Seguridad igual a 2, el mínimo valor del FS para taludes permanentes. Donde γ es la inclinación de las anclas respecto de la normal a la superficie potencial de deslizamiento.

$$FS = \frac{((W + Q) \cos \theta + T \cos \gamma) \tan \varphi'}{(W + Q) \sin \theta - T \sin \gamma}$$

Por lo que la nueva ecuación que incluye a la fuerza total de anclaje por unidad de longitud, queda como sigue:

$$2.0 = \frac{\left(\left(1072.578 \frac{\text{KN}}{\text{m}} + 357.526 \frac{\text{KN}}{\text{m}}\right) \cos 40^\circ + T \cos 0^\circ\right) \tan 40^\circ}{\left(1072.578 \frac{\text{KN}}{\text{m}} + 357.526 \frac{\text{KN}}{\text{m}}\right) \sin 40^\circ - T \sin 0^\circ}$$

Se determinó que para un valor de $T = 1095.5245 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$, se logra un valor de $FS = 2.0$, por lo que:

$$2.0 = \frac{\left(\left(1072.578 \frac{\text{KN}}{\text{m}} + 357.526 \frac{\text{KN}}{\text{m}}\right) \cos 40^\circ + 1095.5245 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \cos 0^\circ\right) \tan 40^\circ}{\left(1072.578 \frac{\text{KN}}{\text{m}} + 357.526 \frac{\text{KN}}{\text{m}}\right) \sin 40^\circ - 1095.5245 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \sin 0^\circ} = FS$$

También se puede emplear la ecuación:

$$FS = \frac{c' \frac{H - z_t}{\sin \beta} + [(W + Q) \cos \alpha - U + T \cos \theta - (V + kW) \sin \alpha +] \tan \varphi'}{(W + Q) \sin \alpha + (V + kW) \cos \alpha - T \sin \theta}$$

Siempre y cuando se haya añadido la fuerza de la sobrecarga Q , esta ecuación obtiene el mismo resultado de $T = 1095.5245 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$, para un valor de $FS = 2.0$.

$$FS = \frac{\left[\left(1072.578 \frac{KN}{m} + 357.526 \frac{KN}{m} \right) \cos 40^\circ + 1095.5245 \frac{KN}{m} \cos 0^\circ \right] \tan 40^\circ}{\left(1072.578 \frac{KN}{m} + 357.526 \frac{KN}{m} \right) \sin 40^\circ - 1095.5245 \frac{KN}{m} \sin 0^\circ} = 2.0$$

Ya conociendo el valor de $T = 1095.5245 \frac{KN}{m}$, el cual representa la fuerza total de anclaje por unidad de longitud que se debe desarrollar para lograr un factor de seguridad de 2. Considerando que el ancho del corte de la excavación es de 8 metros, se debe calcular el peso de toda la masa de tierra que puede llegar a movilizarse debido a la potencial superficie de falla antes planteada. Por lo que la fuerza total será; $P = 1095.5245 \frac{KN}{m} * 8 m = 8764.1858 KN$, y esta fuerza se divide entre el número de anclas que se tendrán como contención de la excavación. Suponiendo que se lleguen a tener 3 filas de 4 anclas, se tendrán pues 12 anclas en total que conformarán la contención de esta excavación a 10 metros de profundidad. Por lo que cada ancla debe resistir una fuerza de; $P_u = \frac{8764.1858 KN}{12} = 730.3488 KN$, la cual representa la capacidad de carga que debe alcanzar cada ancla para poder aportar la fuerza necesaria para contener a la excavación con un factor de seguridad lo suficientemente aceptable.

Ahora sólo queda verificar que el espaciamiento horizontal entre anclas cumpla con la recomendación de ser mayor a 1.2 metros ($S_h > 1.2 m$). Ya que $S_h = 2 m$, se cumple la recomendación de espaciamiento horizontal y conforme al ancho de la excavación, que es de 8 metros y considerando este espaciamiento, se nota que las anclas de los extremos quedarán a 1 metro del borde de la excavación. Lo cual hacer intuir que de cierta forma cada ancla sostiene a dos metros del ancho total, pensando que se distribuyeran las cargas de manera tributaria a lo ancho del corte de la excavación.

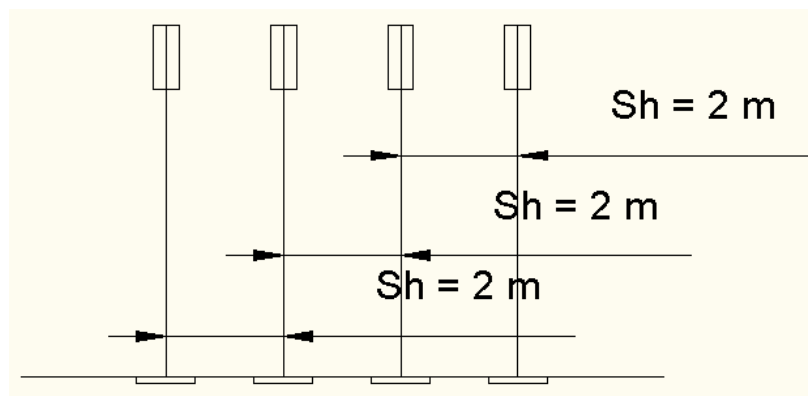
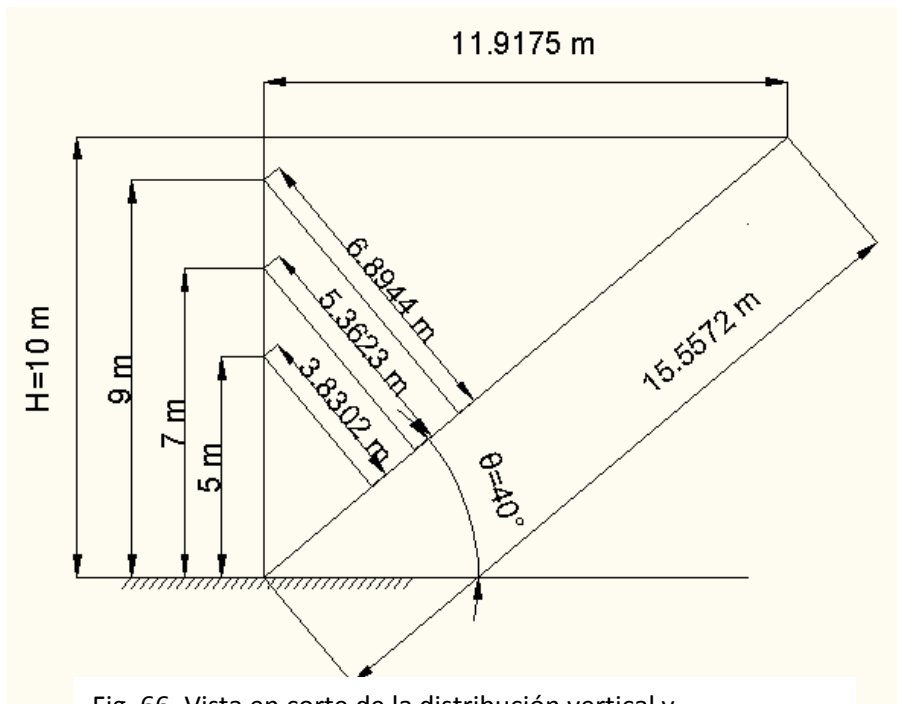


Fig. 65. Vista en planta de la distribución horizontal y espaciamiento de las anclas que contendrán a la excavación.

La longitud no unida del anclaje variará dependiendo de la profundidad a la que se sitúe propiamente el ancla. Lo que es un hecho es que en base a recomendaciones, esta longitud no unida se debe prolongar por detrás de la potencial superficie crítica de falla al menos la longitud equivalente a $H/5$ o 1.5 metros, usando la que sea mayor. Esto es para alojar una mínima transferencia de cargas a la columna de cementante por encima de la parte superior de la zona de unión del ancla.

Por lo que al hacer la operación $\frac{H}{5} = \frac{10m}{5} = 2 m$, y comparando el valor con 1.5 metros, se tomarán 2 metros adicionales de longitud no unida como distancia por detrás de la potencial superficie crítica de falla, o dicho de otra forma, la longitud de unión estará a una distancia mínima de 2 metros por detrás de la potencial superficie crítica de falla.

Por lo que se proponen profundidades a las que se colocarán las tres filas de anclas. Se propone que estén situadas a 9, 7 y 5 metros respectivamente. Donde evidentemente se cumple el requisito de espaciamiento vertical, donde la longitud media del bulbo debe estar al menos a 4.5 metros de profundidad. Con lo que se pueden calcular las longitudes no unidas de estas tres filas de anclas, en base a su profundidad y a que estarán en este caso normales a la potencial superficie de falla. En la siguiente figura se aprecian las longitudes no unidas hasta la potencial superficie de falla, sin olvidar que deben prolongarse otros dos metros después de la potencial superficie de falla, donde iniciará la longitud unida del anclaje.

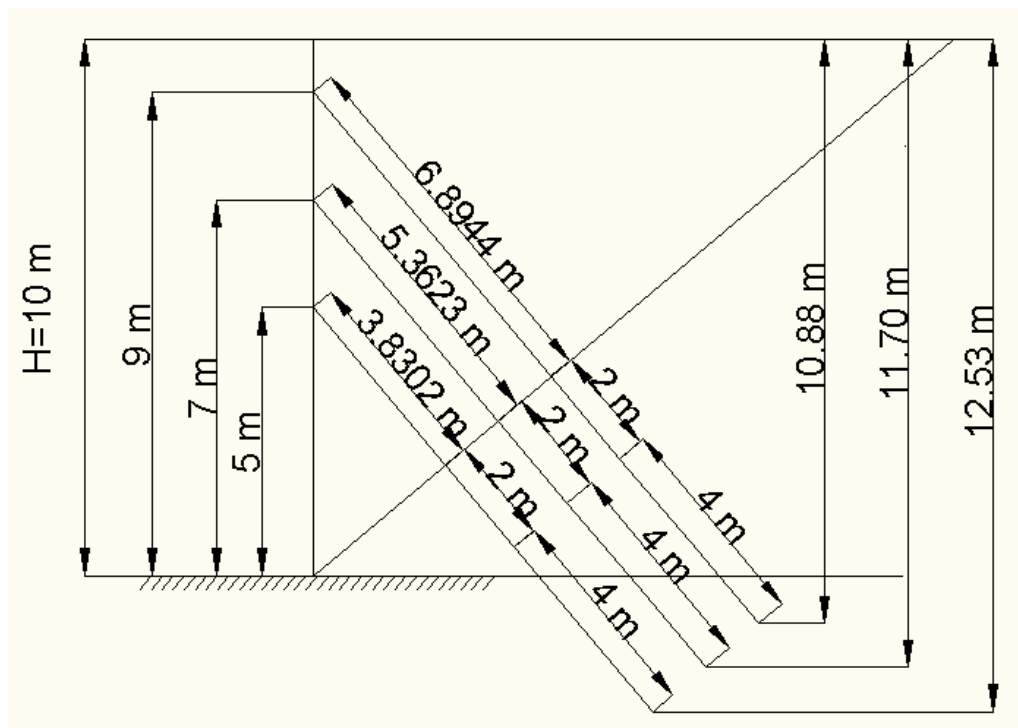


Fig, 66. Vista en corte de la distribución vertical y espaciamiento de las anclas que contendrán a la excavación.

Teniéndose ahora los elementos para calcular la longitud de unión o del bulbo inyectado, l_a , la cual debe ser suficiente para generar y transmitir la fuerza de anclaje a la masa de suelo circundante, con un factor de seguridad adecuado. La longitud de unión se calcula con la ecuación:

$$l_a = \frac{T}{\pi D (\alpha c + p_i \tan \varphi')}$$

Se considera que el diámetro del bulbo “D” será de 30 cm, se sabe que el ángulo efectivo de fricción interna del suelo es de 40° , la fuerza de anclaje será de $T = 730.3488 \text{ KN}$, y es la capacidad de carga de cada ancla para poder contener a la excavación con un factor de seguridad, α y c valdrán cero al tratarse de un suelo puramente friccionante, el valor de p_i se calculará para cada fila de anclas ya que es el esfuerzo normal actuante en la superficie del bulbo y depende de la profundidad de cada longitud de unión al nivel de su punto medio, en cuanto al valor de φ' se tomará como si fuera el ángulo de fricción entre tierra y muro δ para tomar en cuenta la interacción entre el bulbo y el suelo, adoptándose un valor entre $\frac{1}{2}\varphi'$ y $\frac{2}{3}\varphi'$ al tratarse de un muro vertical y de acuerdo a las recomendaciones antes vistas.



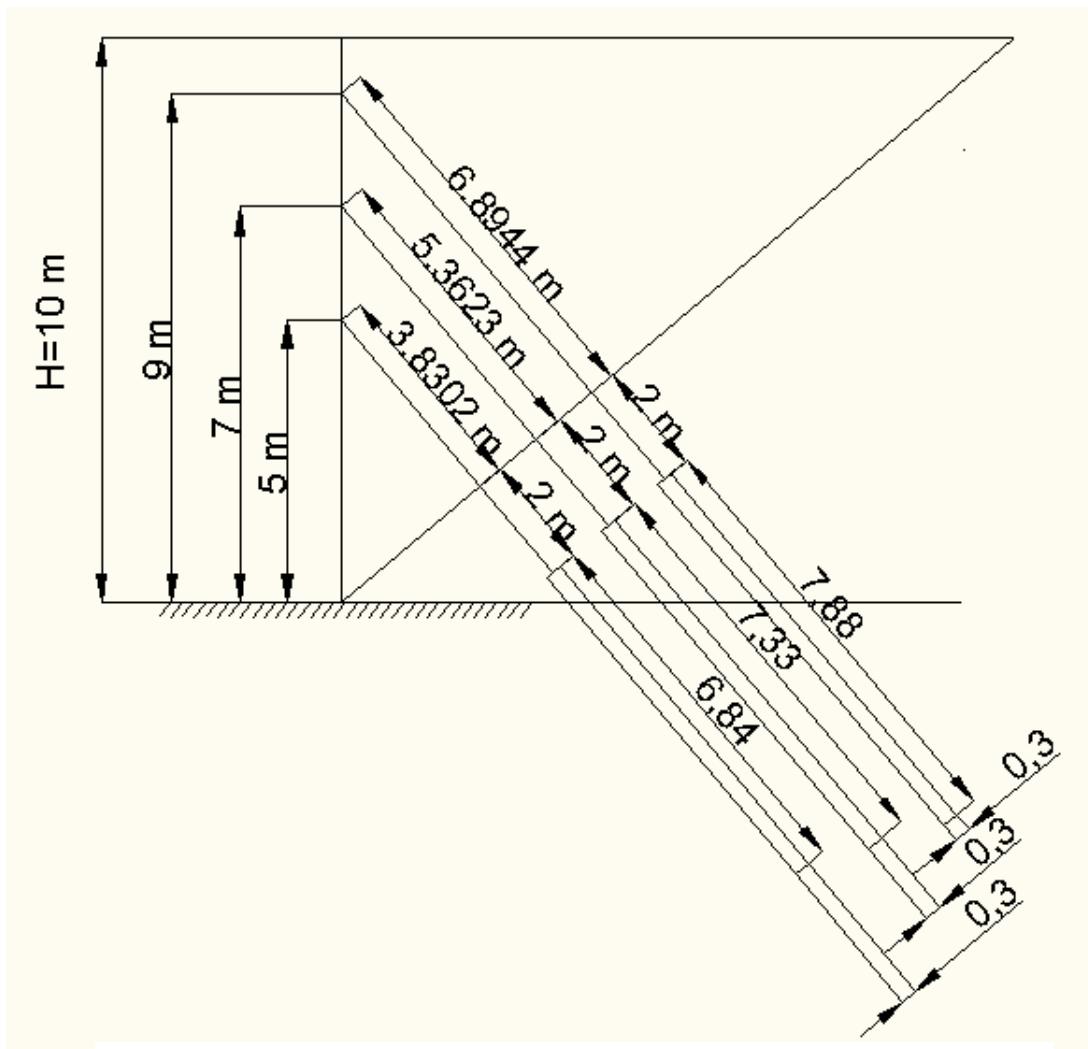
Fig, 67. Longitudes no unidas, longitud libre por detrás de la zona de falla y longitud tomada para el cálculo de los valores de p_i .

Considerando que a los cuatro metros de la longitud de unión de las anclas se mida la profundidad a la que estas se encuentran, esta profundidad se tomará para el cálculo de los valores de p_i . Por lo que la longitud de bulbo o de unión para la primera fila de anclajes quedará de:

$$l_a = \frac{730.3488 \text{ KN}}{\pi (0.30 \text{ m}) \left(0 * 0 + (10.88 \text{ m} * 18 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}) \tan(\frac{2}{3} * 40^\circ) \right)} = 7.8789 \text{ m}$$

$$l_a = \frac{730.3488 \text{ KN}}{\pi (0.30 \text{ m}) \left(0 * 0 + (11.70 \text{ m} * 18 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}) \tan(\frac{2}{3} * 40^\circ) \right)} = 7.3267 \text{ m}$$

$$l_a = \frac{730.3488 \text{ KN}}{\pi (0.30 \text{ m}) \left(0 * 0 + (12.53 \text{ m} * 18 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}) \tan(\frac{2}{3} * 40^\circ) \right)} = 6.8414 \text{ m}$$



Fig, 68. Longitudes no unidas y longitudes unidas de las tres filas de anclajes.

Por lo que las tres filas de anclas quedarán como sigue:

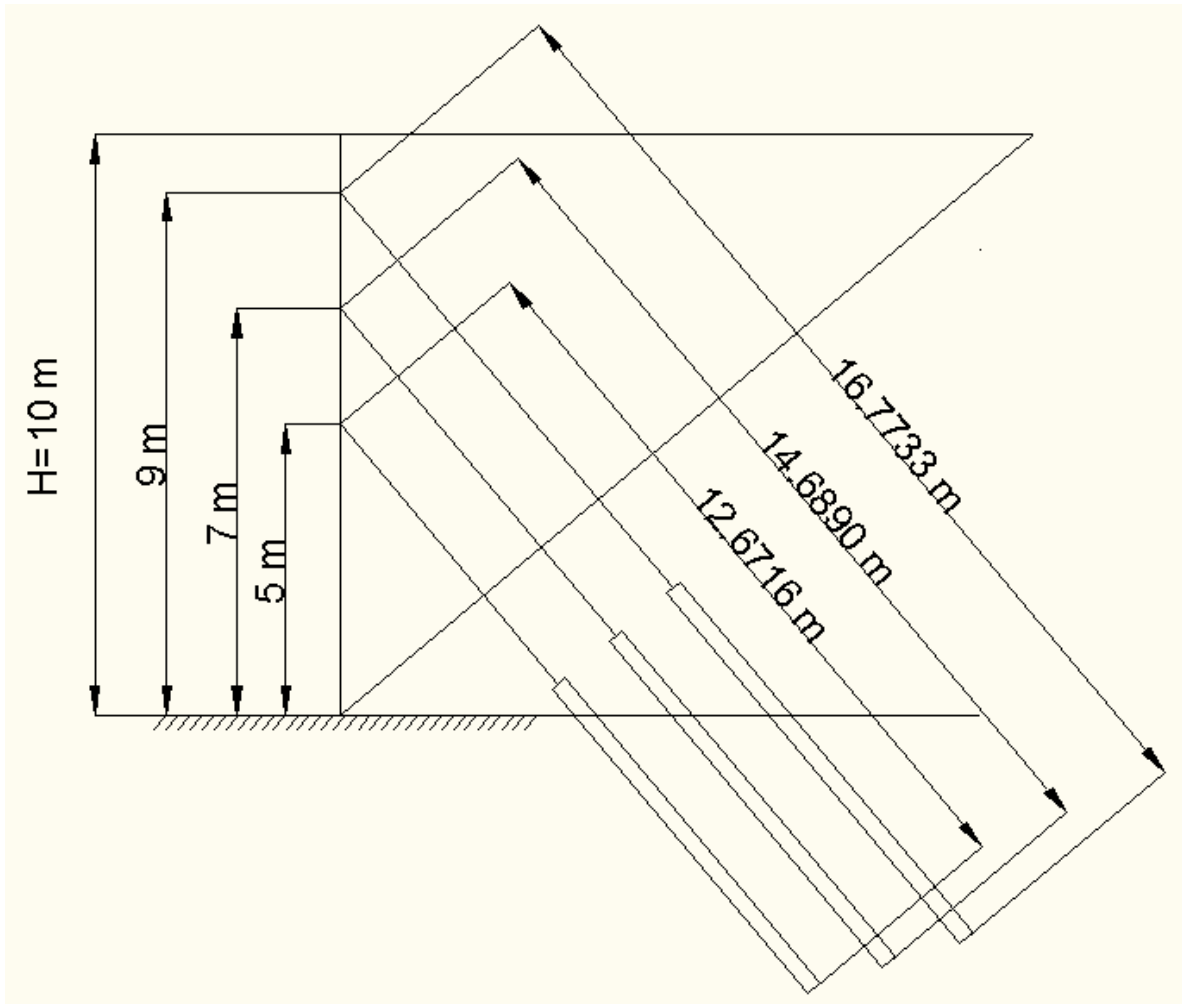


Fig. 69. Longitudes totales de cada una de las tres filas de anclajes que conformarán la contención de la excavación.

Es sumamente importante hacer mención de que los anclajes empleados para resolver este problema son del tipo de anclas denominadas activas o de tensión, las cuales otorgan estabilidad desde el momento en que proporcionan activamente fuerzas externas, es decir que trabajan a partir de que se les aplican fuerzas axiales.

Debido a que se trata de anclajes permanentes y siendo que los suelos en cuestión no son estrictamente agresivos, la protección contra la corrosión podrá ser una protección simple, de clase II, conforme a lo antes visto en la tabla 14 y en el diagrama de la figura 56.

Finalmente se calcula el diámetro del acero que se empleará para conformar el tendón del anclaje, ya sea que se decida resolver con un tendón de barra o un torón a partir de cables.

Ya que la capacidad de carga calculada fue de 730.3488 KN = 74.4748 ton, por cada ancla, y que con la misma se obtiene un factor de seguridad adecuado. A partir de los valores indicados en la tabla 12, podemos establecer el número de cables de siete hilos de ½ pulgada necesarios para poder resistir la capacidad de carga de cada ancla instalada. Después de revisar dicha tabla, se emplearán 7 cables, los cuales corresponden a una capacidad de diseño de 78.81 ton y un área transversal de 6.91 cm². Con lo cual la capacidad de diseño resulta superior a la capacidad de carga calculada (78.81 ton > 74.48 ton), por lo que se podrían emplear satisfactoriamente.

Si se optara por varillas de acero comercial, es decir, un acero cuyo $f'_y = 4200 \text{ Kg f/cm}^2$:

$$A_s = \frac{T}{0.6 f'_y} = \frac{730.3488 \text{ KN}}{0.6 * 4200 \text{ Kg f/cm}^2} = \frac{74474.851248 \text{ Kg f}}{2520 \text{ Kg f/cm}^2} = 29.5535 \text{ cm}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{(A_s * 4)}{\pi}} = \sqrt{\frac{(49.06116 \text{ cm}^2 * 4)}{\pi}} = 6.1342 \text{ cm} \approx 6 \text{ cm}$$

Por lo que de ser este el caso, se deberán emplear varillas de 6 cm de diámetro, teniéndose así un tendón de barra para el anclaje en cuestión, mismo que quizá se deba mandar a hacer a la medida.

En caso de que se desee utilizar varillas comerciales, se tendrá que:

D (inch)	No. Varilla	D (cm)	A (cm2)	# de varillas
1/4	2	0.64	0.32	93.3
3/8	3	0.95	0.71	41.5
1/2	4	1.27	1.27	23.3
5/8	5	1.59	1.98	14.9
3/4	6	1.91	2.85	10.4
1	8	2.54	5.07	5.8

Tabla 15, Número de varillas comerciales requeridas para resistir la capacidad de carga del ancla.

Caso en el que lo ideal y por tanto más práctico y quizá económico sería emplear a 6 varillas del número 8, con lo que se estaría resistiendo la capacidad de carga de cada ancla instalada.

EJEMPLO ILUSTRATIVO 2

Se pretende construir un muro de contención anclado bajo prácticamente las mismas condiciones que el del anterior ejemplo. Se pretende contener una excavación de 10 metros de profundidad, no se considera sobrecarga y en este caso particular se tratará con un suelo totalmente cohesivo, del cual se indican sus principales propiedades.

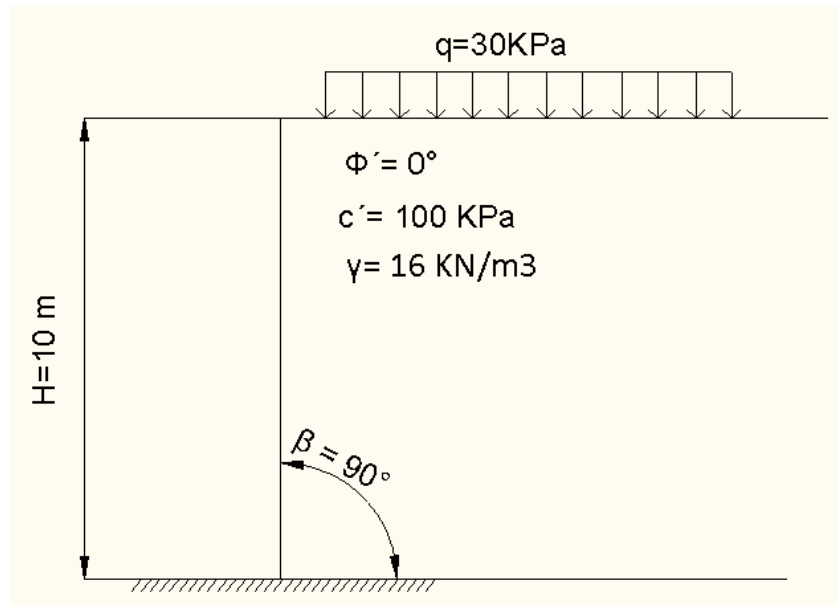


Fig. 70. Ejemplo Ilustrativo, suelo puramente cohesivo.

Se hace la suposición de nueva cuenta de que la estratigrafía es prácticamente uniforme. Por lo tanto se puede considerar que se trata de un estrato homogéneo, y se considerarán las mismas propiedades y características del suelo a lo largo de los 10 metros de profundidad que tendrá la excavación. No se encontró el nivel de aguas freáticas en ninguna de las exploraciones, por lo que el nivel de aguas freáticas se encuentra por debajo del fondo de la excavación.

Se puede revisar la altura crítica del material "cohesivo"; $H_c = \frac{4c}{\gamma}$, recordando que en la práctica se recomienda emplear un factor mínimo de seguridad de 2.

$$H_c = \frac{4c}{\gamma * 2} = \frac{4 * 100\text{ kPa}}{16 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} * 2} = 12.5\text{ m}$$

Por lo que se infiere que a pesar de ser un suelo puramente cohesivo, este permite una buena altura crítica ya que presenta bastante resistencia debida a cohesión, la potencial superficie de falla está en función del ángulo del talud β . Y ya que el ángulo β será mayor a 53° , la falla pasará por el pie del talud, de acuerdo a lo antes visto en el método de Janbu para obtener el factor de seguridad del talud, por lo que se recomienda emplear ese método para calcular a la potencial superficie de falla y al factor de seguridad.

Por lo que se prosigue a calcular lo necesario para aplicar el método de Janbu, considerando que $\beta=90^\circ$, que la profundidad de las grietas de tensión (H_t) es de 1.5 m y empleando las figuras; 51, 52 y 53:

$$q/\gamma H = 30 \text{ KPa} / (16 \text{ KN/m}^3 * 10 \text{ m}) = 0.1875, \mu_q = 0.875$$

$$\mu_w = 1, \text{ ya que } H_w = 0$$

$$\mu_t = 0.88, \text{ ya que } H_t/H = 1.5/10 = 0.15$$

$$\mu_d = \mu_w \mu_q \mu_t = 1 * 0.875 * 0.88 = 0.77$$

$$\mu_e = \mu_q \mu_w' = 0.875 * 1 = 0.875$$

$$p_d = \frac{(16 \text{ KN/m}^3 * 10 \text{ m}) + (30 \text{ KPa}) - 0}{0.77} = 246.753 \text{ KPa}$$

$$p_e = \frac{(16 \text{ KN/m}^3 * 10 \text{ m}) + (30 \text{ KPa}) - 0}{0.875} = 217.143 \text{ KPa}$$

$$\lambda_{c\phi} = \frac{(217.143 \text{ KPa} * \tan 0^\circ)}{100 \text{ KPa}} = 0$$

Empleando la figura 53 y con el valor calculado de $\lambda_{c\phi}$, se puede obtener el valor de N_{cf} .

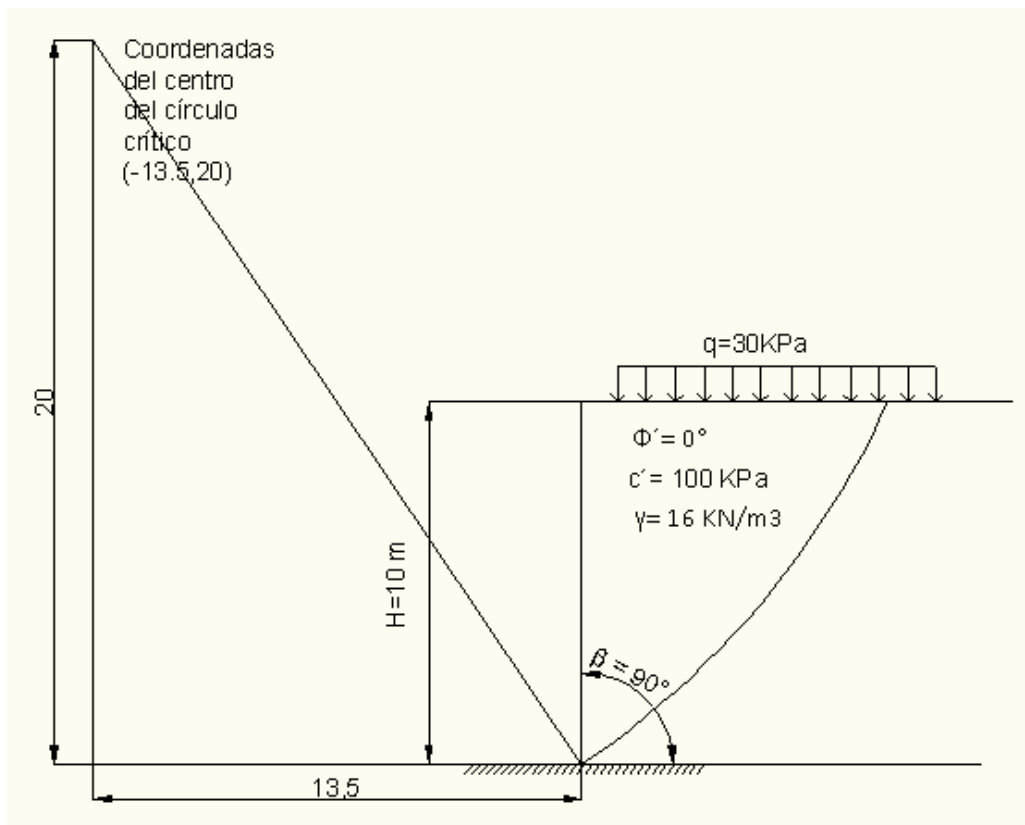
Entrando a la figura con $\lambda_{c\phi} = 0$ y $\beta = 90^\circ$, se obtiene; $N_{cf} = 3.9$.

Ahora se puede obtener el factor de seguridad FS ;

$$FS = \frac{3.9 * 100KPa}{246.753 KPa} = 1.581$$

Ya que el factor de seguridad obtenido es menor a 2, el mínimo valor empleado para taludes permanentes, la seguridad del talud no se cumple satisfactoriamente. Por lo que habrá que calcular la fuerza de anclaje T que aporte el esfuerzo necesario para lograr que el talud tenga un factor de seguridad de 2 como mínimo.

En la misma figura 53, se obtienen las coordenadas del centro del círculo crítico, las cuales se medirán a partir del pie del talud y permiten trazar el círculo crítico correspondiente a la potencial superficie de falla del material, quedando como sigue: $X_o = -1.35$ y $Y_o = 2.0$, por lo que; $X_o = -1.35 (10 m) = -13.5 m$ y $Y_o = 2.0 (10 m) = 20 m$.



Fig, 71. Trazado del círculo crítico formado por la potencial superficie de falla de acuerdo al método de Janbu.

Al emplear el método simplificado para obtener el factor de seguridad correspondiente, se obtiene que el Mínimo Factor de Seguridad se presenta con un ángulo $\theta = 45^\circ$, así obteniéndose el ángulo de la potencial superficie de falla del suelo cohesivo.

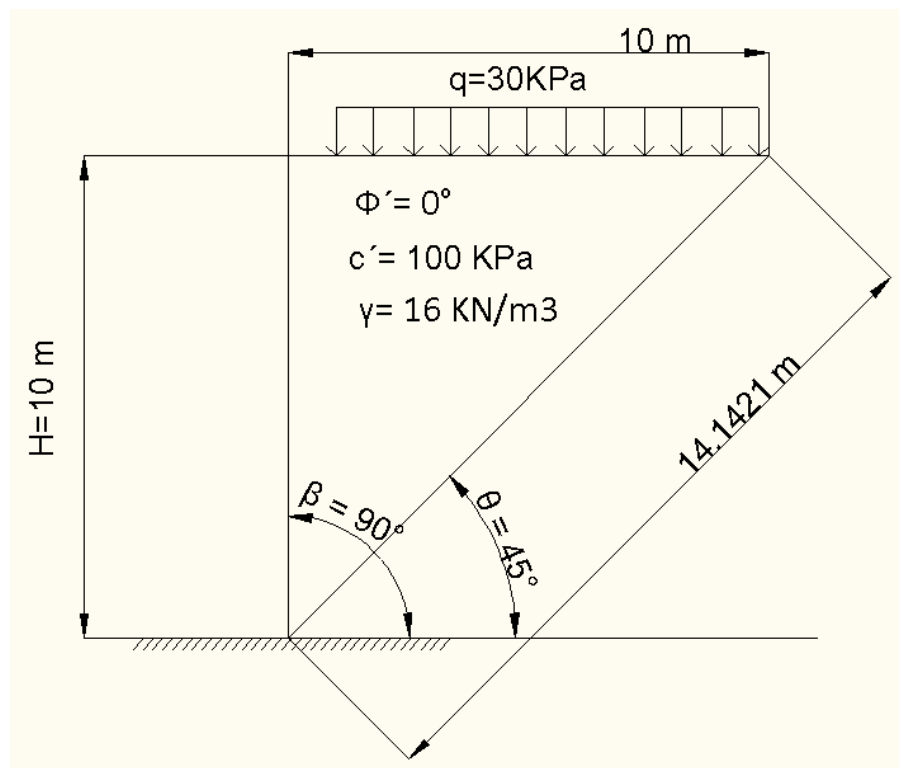
Para este caso particular y contemplando que las variables S_{ha} , S_{va} , S_{hb} , S_{vb} , U_a y U_b valen cero, además de que V_b y C_b también valen cero, las expresiones necesarias para calcular el factor de seguridad son:

$$V_a = W_a + Q_a$$

$$FS = \frac{(V_a \cos \theta) \tan \phi' + C_a}{V_a \sin \theta}$$

Se procede a calcular el valor de θ que haga mínimo al valor del FS .

Con lo que ahora se calculan las dimensiones de la cuña de suelo formada por la superficie potencial de deslizamiento del suelo. El siguiente es un esquema del problema donde se nota el ángulo θ correspondiente a la potencial superficie de falla y demás características del corte.



Fig, 72. Ángulo de la potencial superficie de falla del suelo.

Después de múltiples iteraciones con valores de θ , se determinó que para $\theta = 45^\circ$ y utilizando el método simplificado antes visto, se obtiene la potencial superficie de falla del suelo.

Sustituyendo los datos conocidos en las ecuaciones respectivas:

$$L = \frac{10 \text{ m} \sin(90^\circ + 0^\circ)}{\sin 45^\circ} = 14.14 \text{ m}$$

$$\varepsilon = 45^\circ - 0^\circ = 45^\circ$$

$$A_a = (10 \text{ m} * 14.14 \text{ m} * \cos 45^\circ) / 2 = 50.00 \text{ m}^2$$

$$W_a = 16 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} * 50.00 \text{ m}^2 = 800.00 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$D = 14.14 \text{ m} * \cos 45^\circ = 10.00 \text{ m}$$

$$Q_a = 30 \text{ KPa} * 10.0 \text{ m} = 300.00 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$C_a = 100 \text{ KPa} * 14.14 \text{ m} = 1414.21 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$V_a = 800.00 \frac{\text{KN}}{\text{m}} + 300.00 \frac{\text{KN}}{\text{m}} = 1100.00 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$FS = \frac{\left(\left(1100.00 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \right) * \cos 45^\circ * \tan 0^\circ \right) + 1414.21 \frac{\text{KN}}{\text{m}}}{\left(1100.00 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \right) \sin 45^\circ} = 1.8181$$

Después de aplicar la reducción recomendada dado que el método es aproximado;

$$FS_{min} = 0.8 \text{ (menor FS)}$$

$$FS_{min} = 1.8181 * 0.8 = 1.4545$$

Siendo este muy parecido y cercano al Factor de Seguridad obtenido previamente para el mismo problema con el método de Janbu y que fue $FS = 1.581$, por lo que se considera que es un buen resultado a pesar de que de acuerdo a experiencia el método simplificado no es muy preciso y se debe calibrar el resultado con algún método distinto como puede ser el de Janbu.

Ya que el factor de seguridad es mayor a 1, se cumple el requerimiento mínimo de seguridad en el corte de la excavación, ya que las fuerzas resistentes son mayores a las actuantes. Ahora se puede introducir la fuerza de anclaje por unidad de longitud a la ecuación para determinar el Factor de Seguridad que se necesita para poder cumplir con los requerimientos de taludes o cortes permanentes, es decir un factor de seguridad mínimo de 2. Por lo que al realizar nuevamente iteraciones, ahora con el valor de T, se pretende obtener un valor del Factor de Seguridad de 3, ya que se trata de un suelo completamente cohesivo y se quiere tener un buen margen de seguridad debido a este parámetro tan cambiante con el tiempo. Donde γ es la inclinación de las anclas respecto de la normal a la superficie potencial de deslizamiento.

Quedando ahora la ecuación para calcular el factor de seguridad del corte derivado de la excavación, como sigue:

$$FS = \frac{((V_a) \cos \theta + T \cos \gamma) \tan \varphi' + C_a}{(V_a) \sin \theta - T \sin \gamma}$$

Siendo la ecuación con valores sustituidos:

$$FS = \frac{\left(\left(1100.00 \frac{KN}{m} \right) \cos 45^\circ + T \cos 45^\circ \right) \tan 0^\circ + 1414.21 \frac{KN}{m}}{\left(1100.00 \frac{KN}{m} \right) \sin 45^\circ - T \sin 45^\circ}$$

Se determinó que para un valor de $T = 566.6666 \frac{KN}{m}$, se logra un valor de $FS_{min} = 3.0$, después de aplicar la reducción recomendada para el método por lo que:

$$3.0 = \left[\frac{\left(\left(1100.00 \frac{KN}{m} \right) \cos 45^\circ + \left(566.6666 \frac{KN}{m} \right) \cos 45^\circ \right) \tan 0^\circ + 1414.21 \frac{KN}{m}}{\left(1100.00 \frac{KN}{m} \right) \sin 45^\circ - \left(566.6666 \frac{KN}{m} \right) \sin 45^\circ} \right] * 0.8$$

$$= FS_{min}$$

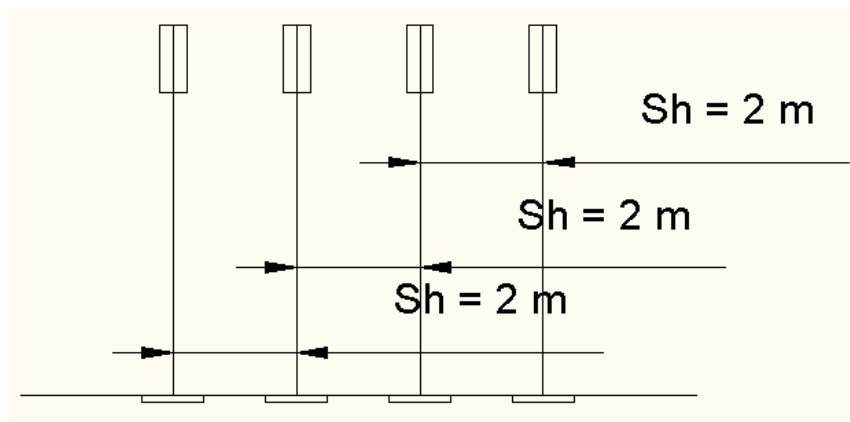
Una vez que se conoce el valor de $T = 566.6666 \frac{KN}{m}$, es decir, la fuerza total de anclaje por unidad de longitud que se debe desarrollar para lograr un factor de seguridad de 3.

Considerando que el ancho del corte de la excavación es nuevamente de 8 metros, se debe calcular el peso de la masa de tierra que puede llegar a movilizarse debido a la potencial superficie

de falla. La fuerza total será; $P = 566.6666 \frac{KN}{m} * 8 m = 4533.3328 KN$, ahora esta fuerza se dividirá entre el número de anclas que se tendrán para contener a la excavación.

De nuevo se propone que se tengan 3 filas de 4 anclas, o sea 12 anclas en total que conformarán la contención de esta excavación a 10 metros de profundidad. Por lo que cada ancla debe resistir una fuerza de; $P_u = 4533.3328 KN / 12 = 377.7777 KN$, esta es la capacidad de carga que debe tener cada ancla para poder aportar la fuerza necesaria para contener a la excavación con un factor de seguridad de acuerdo a lo planteado anteriormente.

Nuevamente se verifica que el espaciamiento horizontal entre anclas cumpla la recomendación de; ($S_h > 1.2 m$), siendo que $S_h = 2 m$, la recomendación se cumple, quedando como sigue:

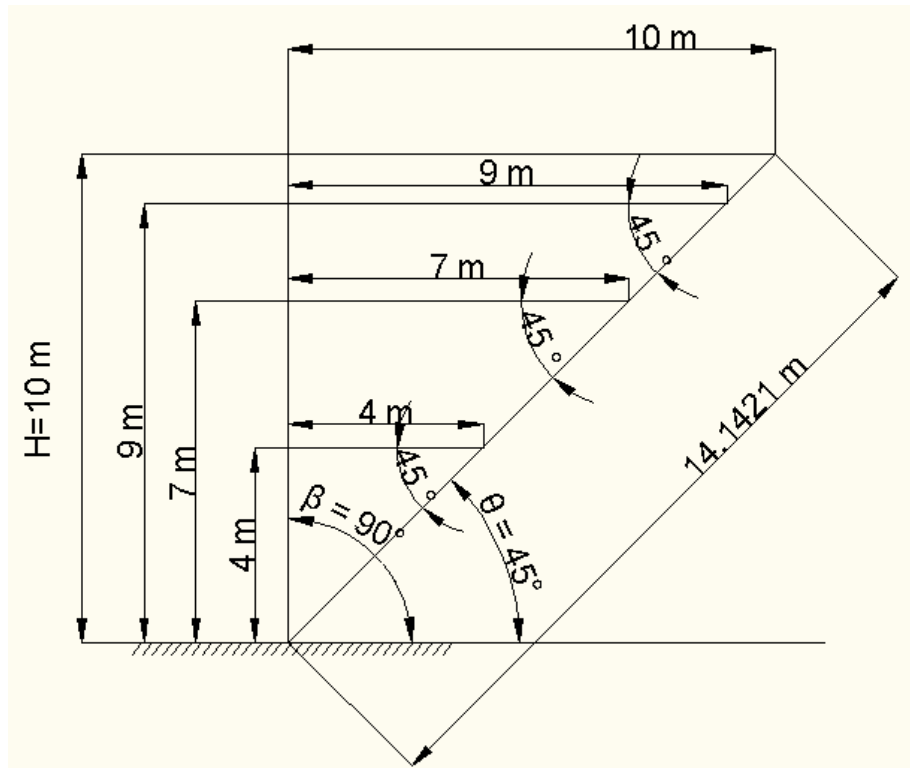


Fig, 73. Vista en planta del espaciamiento horizontal de las anclas.

La longitud no unida del anclaje variará dependiendo de la profundidad a la que se sitúe cada ancla. Ya que esta longitud no unida se debe prolongar por detrás de la potencial superficie crítica de falla al menos la longitud equivalente a $H/5$ o 1.5 metros, usando la que sea mayor, se tomarán 2 metros adicionales de longitud no unida como distancia por detrás de la potencial superficie crítica de falla.

Se continúa con la propuesta de profundidades a las que se colocarán las tres filas de anclas. Se propone que estén situadas a 9, 7 y 4 metros de altura a partir del nivel de la excavación, cumpliendo con el requisito de espaciamiento vertical, donde la longitud media del bulbo debe

estar al menos a 4.5 metros de profundidad. Ahora pudiéndose calcular las longitudes no unidas de estas tres filas de anclas, en base a su profundidad y a que estarán perpendiculares respecto al corte de la excavación. En la siguiente figura se muestran estas longitudes no unidas hasta la potencial superficie de falla, sin olvidar que deben prolongarse dos metros después de la misma, donde iniciará la longitud unida del anclaje.

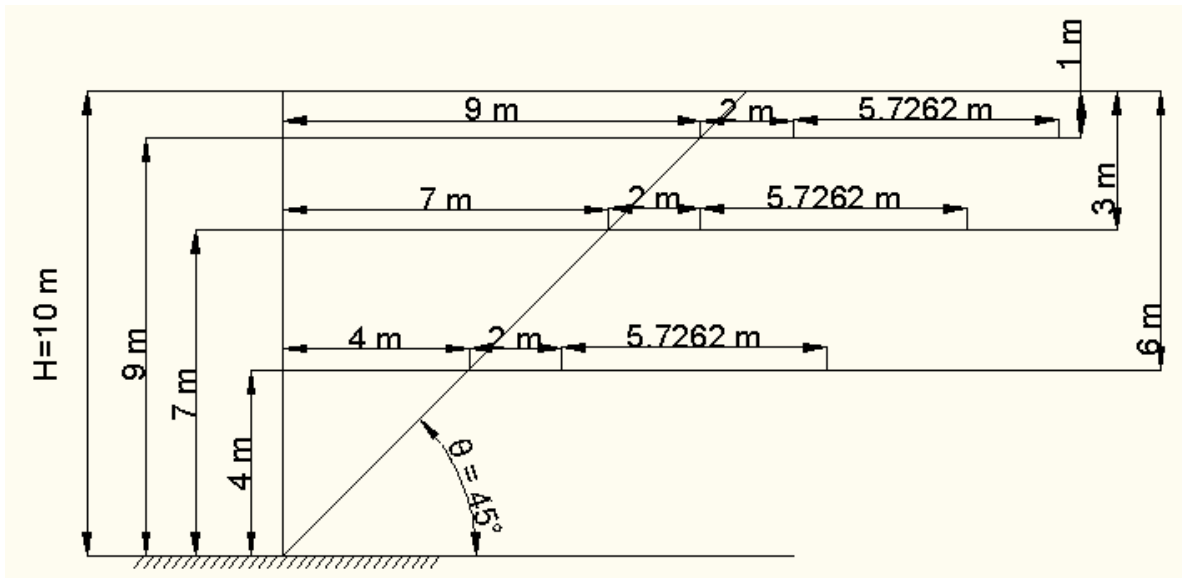


Fig, 74. Vista en corte del espaciamento vertical de las anclas y distancias horizontales a la potencial superficie de falla.

Con lo que finalmente se puede calcular la longitud de unión o del bulbo inyectado, l_a , la cual debe ser suficiente para generar y transmitir la fuerza de anclaje a la masa de suelo circundante, con un factor de seguridad adecuado. Esta longitud de unión se calcula despejando de la ecuación:

$$l_a = \frac{T}{\pi D (\alpha c + p_i \tan \varphi')}$$

Se considera que el diámetro del bulbo “D” será de 30 cm, el ángulo efectivo de fricción interna del suelo es de 0° al tratarse de un suelo cohesivo, la fuerza de anclaje es $T = 377.7777 \text{ KN}$, el factor de adhesión se considera que es $\alpha = 0.7$ y la cohesión tiene un valor de $c = 100 \text{ KPa}$, el valor de p_i es intrascendente debido a que se multiplica por $\tan \varphi'$ y siendo que $\varphi' = 0$, consiguientemente $p_i = 0$.



Fig, 75. Longitudes no unidas, longitud libre por detrás de la zona de falla y longitudes de unión de las anclas.

Debido a que el valor de p_i ya no influye en el cálculo de las longitudes de unión de los anclajes, estas serán iguales sin importar la profundidad a la que esté situada cada ancla.

Por lo que la longitud de bulbo o de unión para cualquiera de las filas de anclajes será de:

$$l_a = \frac{377.7777 \text{ KN}}{\pi (0.30 \text{ m}) ((0.7 * 100 \text{ KPa}) + (p_i * \tan 0^\circ))} = 5.7262 \text{ m}$$

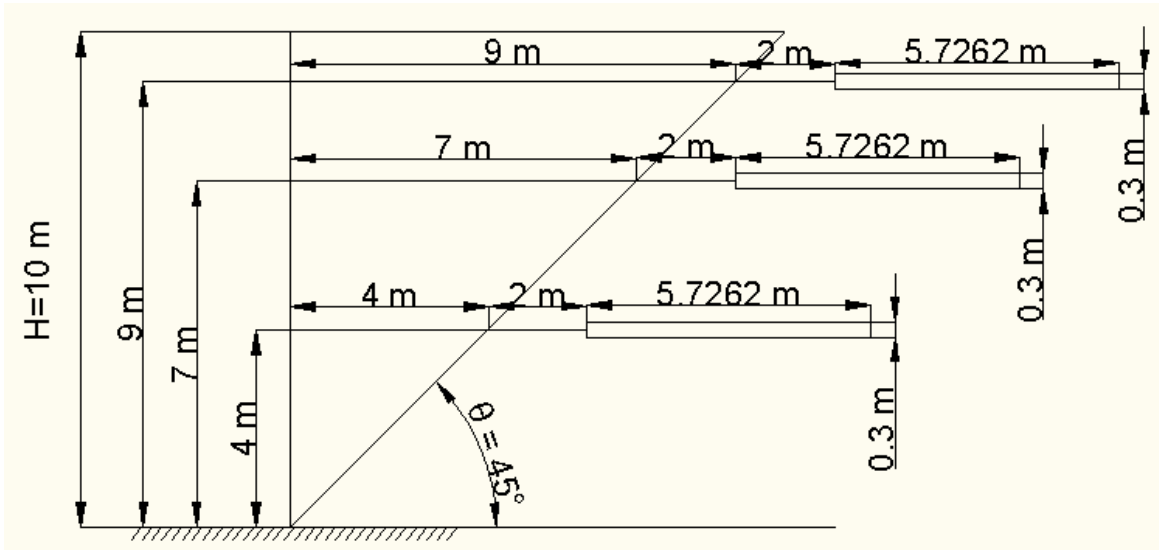


Fig. 76. Longitudes no unidas y longitudes unidas de las tres filas de anclajes, y diámetros de los bulbos inyectados.

Por lo que las tres filas de anclas quedarán como sigue:

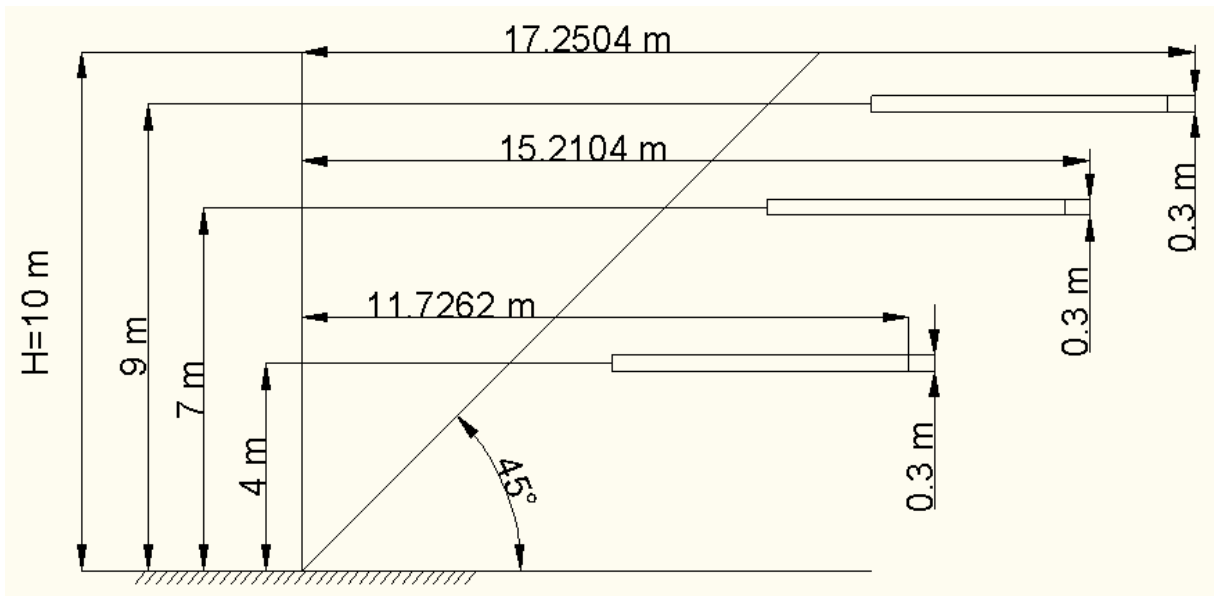


Fig. 77. Longitudes finales de las tres filas de anclajes que serán la contención de la excavación.

Sin olvidar mencionar que los anclajes empleados para resolver este segundo problema ilustrativo del tema, son del tipo de anclas denominadas pasivas o de fricción, las cuales otorgan estabilidad al proporcionar fuerzas externas, es decir que trabajan sólo desde el instante en que el suelo se desplaza o deforma.

Debido a que se trata de anclajes permanentes y siendo que los suelos en cuestión no son estrictamente agresivos, la protección contra la corrosión podrá ser una protección simple, de clase II, conforme a lo antes visto en la tabla 14 y en el diagrama de la figura 56.

De igual manera se calcula el diámetro del acero que se empleará para el tendón del anclaje, ya sea que se decida utilizar un tendón de barra o un torón a partir de cables.

Teniendo en cuenta que la capacidad de carga calculada fue de 377.7777 KN = 38.5226 ton, por cada ancla, con la que se obtiene un factor de seguridad adecuado. A partir de los valores de la tabla 12, podemos establecer el número de cables de siete hilos de ½ pulgada necesarios para poder resistir la capacidad de carga de cada ancla instalada. Después de revisar la tabla, se decide emplear 4 cables, los cuales otorgarán una capacidad de diseño de 45.04 ton y un área transversal de 3.95 cm². Por lo que la capacidad de diseño resulta mayor que la capacidad de carga calculada (45.04 ton > 38.52 ton), pudiéndose emplear satisfactoriamente.

Si se optara por varillas de acero comercial, es decir, un acero cuyo $f'_y = 4200 \text{ Kg f/cm}^2$:

$$A_s = \frac{T}{0.6 f'_y} = \frac{377.7777 \text{ KN}}{0.6 * 4200 \text{ Kg f/cm}^2} = \frac{38522.604559 \text{ Kg f}}{2520 \text{ Kg f/cm}^2} = 15.2867 \text{ cm}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{(A_s * 4)}{\pi}} = \sqrt{\frac{(49.06116 \text{ cm}^2 * 4)}{\pi}} = 4.4118 \text{ cm} \approx 4.5 \text{ cm}$$

Por lo que se deberán emplear varillas de 4.5 cm de diámetro, teniéndose así un tendón de barra para el anclaje en cuestión, mismo que quizá se deba mandar a hacer a la medida.

En caso de que se desee utilizar varillas comerciales, se tendrá que:

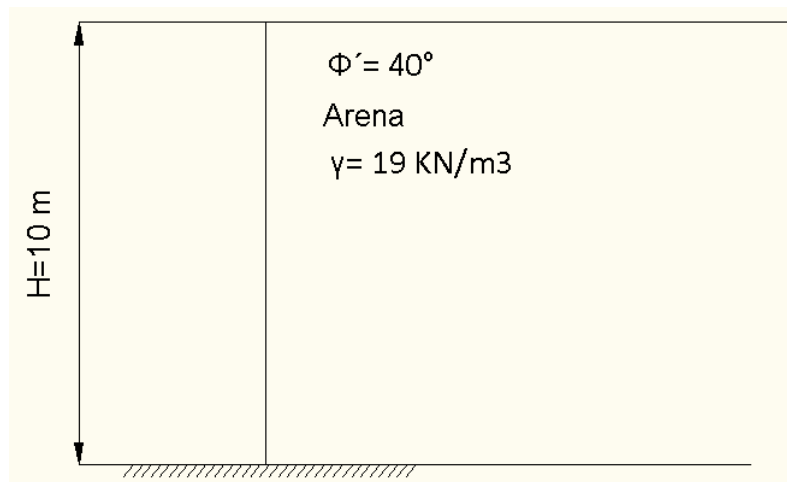
D (inch)	No. Varilla	D (cm)	A (cm2)	# de varillas
1/4	2	0.64	0.32	48.3
3/8	3	0.95	0.71	21.5
1/2	4	1.27	1.27	12.1
5/8	5	1.59	1.98	7.7
3/4	6	1.91	2.85	5.4
1	8	2.54	5.07	3.0

Tabla 16, Número de varillas comerciales requeridas para resistir la capacidad de carga del ancla.

Donde idealmente, siendo práctico y quizá económico, se emplearían 3 varillas del número 8, con lo que se estaría resistiendo la capacidad de carga de cada ancla instalada.

EJEMPLO ILUSTRATIVO 3

Se pretende resolver un problema de contención mediante el uso de tierra armada, la contención tendrá una profundidad de 10 metros, no se considera ninguna sobrecarga y el material con el que se estará tratando es arena, del cual se indican sus principales propiedades. No se tienen obras subterráneas en el sitio donde se construirá y el nivel de aguas freáticas se encuentra por debajo del nivel del fondo del corte. Se supone que $S_v = 0.5 \text{ m}$ y $S_h = 1.0 \text{ m}$, así como que el material de las cintas de refuerzo tendrá un $f_y = 240 \text{ MPa}$, que el $F_T = 3$ y que *Velocidad de corrosión* = $0.025 \frac{\text{mm}}{\text{año}}$ y *Vida útil* = 50 años.



Fig, 78. Ejemplo ilustrativo, tierra armada como contención.

Se calcula el coeficiente de presión activa;

$$K_A = \left(\tan \left(45^\circ - \frac{\Phi'}{2} \right) \right)^2 = \left(\tan \left(45^\circ - \frac{40^\circ}{2} \right) \right)^2 = 0.2174$$

Debido a que la fuerza de tensión máxima se presenta en la base de la contención, se calculará a la misma a partir de la distancia al fondo del corte:

$$T_{z\text{m}\acute{a}x} = P_v K_a S_v S_h = \gamma H K_a S_v S_h$$

$$T_{z\text{m}\acute{a}x} = 19 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} * 10 \text{ m} * 0.2174 * 0.5 \text{ m} * 1.0 \text{ m} = 20.657 \text{ KN}$$

Con lo que a partir de la ecuación para calcular el factor de seguridad contra la fuerza de tensión de uno de los refuerzos, se calcula el área de la sección transversal de uno de los refuerzos:

$$A = b * t = \frac{T_{z\text{max}} F_T}{f_y} = \frac{(20.657 \text{ KN} * 3)}{240\,000 \text{ KPa}} = 0.0002582 \text{ m}^2 = 2.58 \text{ cm}^2$$

Si se considera que se conoce el valor de $b = 70 \text{ mm}$, entonces podemos calcular el valor de t , que será:

$$t = \frac{A}{b} = \frac{2.58 \text{ cm}^2}{7 \text{ cm}} = 0.37 \text{ cm}$$

Al cual se debe añadir el respectivo espesor por corrosión;

$$\text{Espesor corrosión} = \text{Corrosión} * \text{Vida útil} = 0.025 \frac{\text{mm}}{\text{año}} * 50 \text{ años} = 1.25 \text{ mm} = 0.125 \text{ cm}$$

Siendo que el espesor total de la cinta de refuerzo será de:

$$t_{\text{total}} = 0.37 \text{ cm} + 0.125 \text{ cm} = 0.494 \text{ cm}$$

Por lo que se emplearán finalmente cintas de refuerzo de 70 mm por 5 mm.

Con lo que ahora se procede a calcular la longitud necesaria de las bandas de refuerzo, la cual está dada por la siguiente ecuación y se calculará primeramente para una profundidad $z = 0.5 \text{ m}$, ya que será la cinta de refuerzo más cercana a la superficie y por tanto la que dará un mayor valor de L_z , además de considerar un factor de seguridad contra falla de extracción $F_p = 3$:

$$L_z = (H - z)\sqrt{K_a} + l_e = (H - z)\sqrt{K_a} + \frac{F_p K_a S_v S_h}{2 b \tan \delta}$$

$$L_z = (10 \text{ m} - 0.5 \text{ m})\sqrt{0.2174} + \frac{3 * 0.2174 * 0.5 \text{ m} * 1.0 \text{ m}}{2 * 0.07 \text{ m} * \tan 27^\circ} = 9.0 \text{ m}$$

Siendo que la longitud suficiente tal que desarrolle la resistencia a la fricción, evitando así que la cinta de refuerzo se salga, es la longitud efectiva enterrada, l_e , y se toma como aquella que se prolonga más allá de la zona activa de Rankine, o sea;

$$l_e = \frac{F_p K_a s_v s_h}{2 b \tan \delta} = \frac{3 * 0.2174 * 0.5 \text{ m} * 1.0 \text{ m}}{2 * 0.07 \text{ m} * \tan 27^\circ} = 4.57 \text{ m}$$

Este valor de l_e permanece constante sin importar la profundidad a la que se sitúen las cintas de refuerzo. En cambio las longitudes L_z se pueden calcular para cada profundidad a la que serán situadas las cintas de refuerzo o bien emplear las longitudes antes calculadas para todas las profundidades por motivos constructivos y económicos.

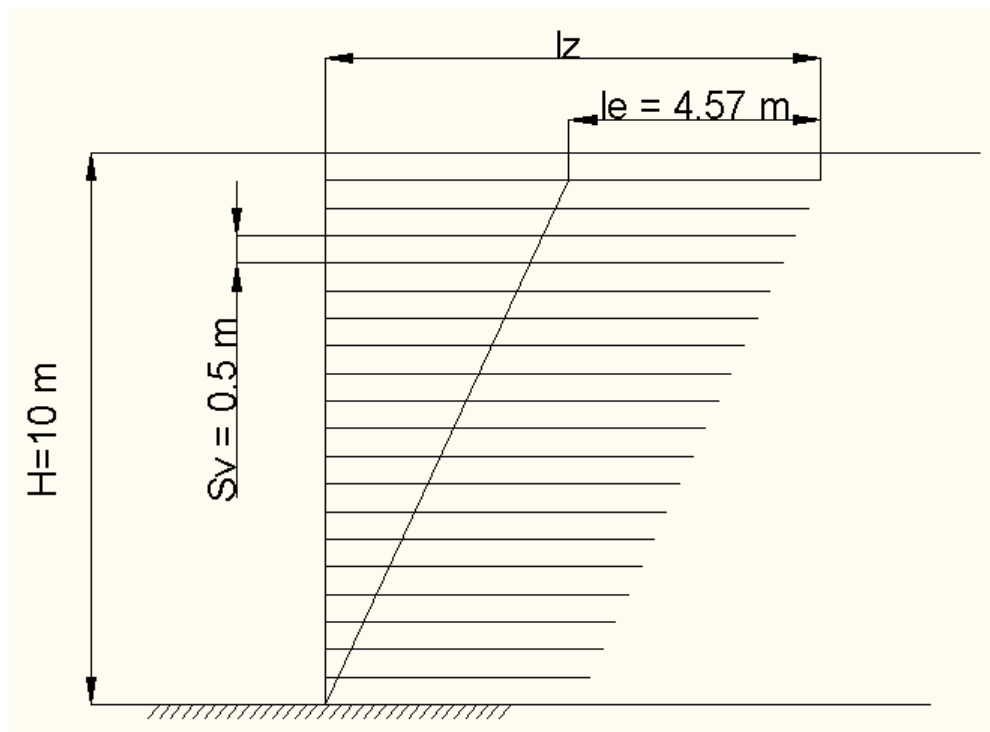


Fig. 79. Cintas de refuerzo que servirán de contención para el corte de suelo.

En la figura anterior se aprecia que la distribución de las cintas de refuerzo tiene un espaciamiento vertical $s_v = 0.5 \text{ m}$, nótese cómo el valor de l_e permanece constante y los valores de L_z

representan la longitud total de cada cinta de refuerzo en función de la profundidad z a la que se situaron finalmente.

A continuación se muestran los resultados obtenidos al calcular los demás valores de L_z , estos se indican en función de la profundidad z a la que se situaron finalmente.

z	le	lz
0.5	4.57	9.00
1	4.57	8.77
1.5	4.57	8.54
2	4.57	8.30
2.5	4.57	8.07
3	4.57	7.84
3.5	4.57	7.60
4	4.57	7.37
4.5	4.57	7.14
5	4.57	6.90
5.5	4.57	6.67
6	4.57	6.44
6.5	4.57	6.20
7	4.57	5.97
7.5	4.57	5.74
8	4.57	5.50
8.5	4.57	5.27
9	4.57	5.04
9.5	4.57	4.81
10	4.57	4.57

Tabla 17, Longitudes totales de las cintas de refuerzo empleadas para conformar la contención de tierra armada.

Anexo Ejemplo Ilustrativo 1

Empleando la teoría de Coulomb para el cálculo del empuje sobre un muro y siguiendo con la suposición de que la potencial superficie de falla es plana.

El empuje activo desarrollado por la masa de suelo de la excavación está dado por la ecuación;

$$E_A = \frac{1}{2} K_A \gamma H^2$$

Para calcular el empuje máximo activo de acuerdo a la teoría de Coulomb, y considerando que el respaldo del muro es vertical y el relleno en cuestión es horizontal, la ecuación de Coulomb queda:

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{(\cos \varphi)^2}{\cos \delta \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\delta + \varphi) \text{sen} \varphi}{\cos \delta}} \right]^2}$$

Sustituyendo valores y sabiendo que $\delta = \frac{3}{2} \varphi'$, se encuentra que el coeficiente de presión activa del suelo es:

$$K_A = \frac{(\cos 40^\circ)^2}{\cos 26.6666^\circ \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(26.6666^\circ + 40^\circ) \text{sen} 40^\circ}{\cos 26.6666}} \right]^2} = 0.1999$$

También se encontró el valor del empuje máximo activo que se desarrolla en el suelo:

$$E_A = \frac{1}{2} * \left(18 \frac{KN}{m^3} \right) * (10 m)^2 * \frac{(\cos 40^\circ)^2}{\cos 26.6666^\circ \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(26.6666^\circ + 40^\circ) \text{sen} 40^\circ}{\cos 26.6666}} \right]^2} =$$

$$E_A = 179.8634 \frac{KN}{m}$$

Al emplear la teoría de Rankine para suelos puramente friccionantes y a manera de comparar resultados, se encontró:

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left(\tan \left(45^\circ - \frac{\varphi'}{2} \right) \right)^2 = 195.6986 \frac{KN}{m}$$

Recalcando que el punto de aplicación del Empuje Activo máximo que se obtuvo, es a H/3 a partir de la base de la contención, quedando a;

$$H = \frac{10m}{3} = 3.333m$$

VIII

CONCLUSIONES

En el presente trabajo se trataron una variedad de temas selectos de geotecnia y relacionados a la misma, los cuales están relacionados directamente a los anclajes como sistemas de contención en excavaciones.

Comenzamos por delimitar el lugar de aplicación a la Ciudad de México y partiendo de esa premisa, se redactó el capítulo acerca de las consideraciones geotécnicas del sitio, en el que se comentó brevemente la zonificación geotécnica de la Ciudad de México (zona de lomas, transición y lacustre). En el mismo se trataron también los temas de la estratigrafía de suelo y roca de estas tres zonas y lo que se conoce como reconocimiento e investigación del sitio. Igualmente se incluyó un breve resumen de las propiedades índice, mecánicas e hidráulicas de los suelos que se deben estudiar como parte básica de cualquier proyecto geotécnico, terminando el capítulo con el tema de la influencia del agua en contenciones, el cual es de vital importancia y consideración en este tipo de proyectos.

El segundo capítulo se nombró simplemente, excavaciones, en él se trató primeramente el tema de los estados límite de falla y de servicio en general y en particular aplicados a excavaciones. Posteriormente se presentaron temas respecto a las excavaciones profundas, al movimiento lateral de soportes de tierra y a los asentamientos, los cuales son esenciales para la correcta interpretación y análisis del tema.

El tercer capítulo llamado generalidades acerca de los anclajes corresponde precisamente a eso, se platica sobre sus ventajas, las principales aplicaciones de las anclas, las partes constitutivas de un ancla, los tipos que existen y su clasificación. Además de incluir brevemente los métodos de perforación, materiales del tendón y cementante. También se tratan los temas de la vida de servicio de un ancla o sistema de anclaje y se explica a los muros anclados, el proceso constructivo de un anclaje y a los muros de elementos continuos.

El cuarto capítulo trata acerca del marco teórico del cálculo de presión de tierras, donde se comienza por introducir brevemente el concepto referente a resistencia al esfuerzo cortante. Para luego enfocarse en la teoría de Rankine tanto en suelos friccionantes como en cohesivos, refiriéndose también a los temas relacionados con el cálculo de los empujes correspondientes en suelos friccionantes y cohesivos. Igualmente se trata la teoría de Coulomb de forma breve pero concreta, viéndose la manera de calcular los empujes máximos activo y pasivo, así como sus respectivos coeficientes de presión. También se incluye el tema correspondiente al método de Mononobe-Okabe (estabilidad interna empleando teoría pseudo-estática), el cual brinda una manera distinta de calcular el coeficiente de presión activa y pasiva así como los respectivos empujes máximos para ambos casos, donde se involucran más variables dentro del problema, entre ellas fuerzas debidas a sismo. Finalmente en este capítulo se habla del ángulo (coeficiente) de fricción tierra-estructura, (δ), donde principalmente se hace énfasis en los valores comunes de este coeficiente y las recomendaciones para obtenerlo.

En el quinto capítulo, nombrado análisis y diseño de anclas y sistemas anclados, se empieza por ver los principios de anclas y sistemas anclados para dar una buena idea del tema. Después se plantean y explican los mecanismos de falla en anclajes, contemplando la falla del ancla, de la masa de suelo, del tendón de acero, de la unión suelo cementante, de la unión cementante tendón y también otras posibles fallas. Para después enfocarse a la revisión de estabilidad general, en donde se platica sobre el concepto en general y acerca de los métodos de análisis de estabilidad y de localización de la potencial superficie de falla crítica, también se presentan unos cuantos métodos para calcular el factor de seguridad dependiendo del suelo de que se trate. También se presenta el tema de diseño de un ancla, el cual es bastante preciso y detallado, ya que se incluyen explicaciones sobre el diseño de la longitud no unida de un ancla, la longitud de unión de la misma, la longitud del bulbo inyectado y su posición, así como requerimientos de espaciamiento y el sistema de drenaje. Igualmente se explica de manera breve y a grandes rasgos a las anclas de suelo y a las de roca. También se trata el importante tema de la capacidad de un anclaje, en el cual se presentan varios escenarios como; a partir de diagramas de presión de tierra, para anclas con bulbos embebidos en roca, para anclas en suelos granulares y para anclas en suelos cohesivos. Se concluye con los muros de tierra reforzada, en donde de forma muy concisa

se explica la forma de calcularlos de manera eficaz, y se habla brevemente sobre las barras, cables o torones de acero empleados en anclajes.

Resulta sumamente importante recalcar que la profundidad a la cual se deben instalar las anclas está en función de la ubicación de las potenciales superficies de falla más profundas que tengan un factor de seguridad insuficiente sin fuerza de anclaje. Es decir que primeramente se realiza un análisis de estabilidad general del corte, excavación o talud, sin considerar ninguna fuerza de contención. Para después realizar los cálculos nuevamente pero ahora contemplando las fuerzas debidas a la contención proporcionada por las anclas o sistema de anclajes. De esta forma se conocerá el incremento de seguridad obtenido con el elemento de contención instalado, o bien se logrará un factor de seguridad adecuado para el caso en particular. La recomendación final es que la longitud de unión de un ancla siempre debe estar por detrás de la potencial superficie de falla, siendo la razón principal de esto, que tenga sentido utilizar a este elemento de contención y que el mismo trabaje como tal.

El sexto capítulo llamado la corrosión en el diseño de anclajes, específicamente trata sobre todo lo relacionado con la protección contra la corrosión en anclajes. En donde se aborda de principio el tema de los mecanismos de corrosión y también se platica acerca del factor de agresividad del suelo y de qué depende el mismo. Después se mencionan los materiales que comúnmente se emplean para combatir a la corrosión y se especifican los diferentes tipos de protección que existen. Finalmente se habla de manera detallada sobre los sistemas de protección contra la corrosión y muy brevemente del control de calidad de los mismos. Para concluir con una serie de figuras ilustrativas del tema en cuestión, las cuales aclaran cómo se ven los sistemas de protección contra la corrosión y las principales partes que los componen.

El capítulo siete, ejemplo ilustrado, es la conclusión de este trabajo ya que en él se plasman y aplican una gran cantidad de temas, conceptos y teorías antes vistas. Está conformado por tres ejemplos ilustrativos y un anexo correspondiente a uno de ellos. Estos están destinados a ejemplificar la aplicación de los anclajes como elementos de contención en excavaciones en un

suelo puramente friccionante para el primer ejemplo y en un suelo puramente cohesivo para el segundo ejemplo. El tercer ejemplo es respecto a la aplicación de un tipo de sistema de retención en el que de cierta forma se puede decir que se emplean anclajes, este es el de tierra reforzada. Estos ejemplifican muy bien alternativas ciertamente viables empleando anclajes como el sistema destinado para resolver la contención derivada de un corte o excavación. A decir verdad los procedimientos empleados para la resolución de estos ejemplos fueron básicamente propuestos por el autor en base a todos los temas, conceptos y teorías antes vistas y que se relacionan más que estrechamente al tema de los anclajes como elementos de contención en excavaciones, por lo que son teóricos en su totalidad y nuevos en su presentación, con excepción del procedimiento utilizado para resolver el ejemplo de la tierra reforzada que ya es un clásico de la literatura del tema (Whitlow) y el anexo al ejemplo uno que es el procedimiento estándar para calcular el coeficiente de presión de tierra y empuje activos mediante la teoría de Coulomb.

Los procedimientos empleados en los problemas uno y dos, se especifican y detallan en los desarrollos correspondientes a los mismos. A manera de conclusión de los procedimientos empleados y de la manera en que se emplearon los diversos recursos disponibles en este trabajo de investigación para su resolución, se puede decir que se considera que los resultados obtenidos tienen una confiabilidad adecuada y más que buena. Inclusive los diseños finales de los sistemas de anclajes como elementos de contención para excavaciones logran, cumplen o sobrepasan a los mínimos factores de seguridad correspondientes. En ambos casos se especifica que se está tratando con suelo no agresivo y por tanto no se entra en detalle respecto a la protección contra la corrosión que se empleará en los dos casos, sin embargo, se puede proponer que se haga uso de alguno de los sistemas de protección ilustrados en el capítulo respectivo dependiendo de si se empleen anclas a base de cables/torones o de barras. En cuanto a la colocación de los anclajes, existe gran discrepancia entre métodos y criterios de colocación, por lo que esto se deja a consideración del constructor o instalador, con las simples recomendaciones estrictas de; espaciamiento, inclinación, longitud de unión y longitud libre, antes calculadas e ilustradas para su mejor entendimiento.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Juárez Badillo Eulalio, Rico Rodríguez Alfonso, Mecánica de Suelos Tomo I, Limusa, 1981.
2. Juárez Badillo Eulalio, Rico Rodríguez Alfonso, Mecánica de Suelos Tomo II, Limusa, 1981.
3. Whitlow Roy, Fundamentos de Mecánica de Suelos, 2ª ed, CECSA, 1994.
4. Enrique Santoyo Villa, Exploración de Suelos Métodos Directos Indirectos, Muestreo y Pruebas de Campo, Vigésima Conferencia Nabor Carrillo, Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica A.C., 2010.
5. Luis Arnal Simón, Max Betancourt Suárez, Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones, Trillas, 2008.
6. Características Geológicas y Geotécnicas del Valle de México, Departamento del Distrito Federal, Septiembre 1986.
7. Manual de Construcción Geotécnica Vol. I, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.
8. Manual de Construcción Geotécnica Vol. II, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.
9. Walter I. Paniagua Zavala, Francisco González Valencia, Simposio Internacional Sobre Anclajes, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos A.C., Colegio de Ingenieros Civiles de México, Ciudad de México, 23 de septiembre de 1994.
10. Ovando Shelley, E, Sánchez Sesma, F J y Arias, A, Análisis y Diseño Sísmico de Muros de Retención, Instituto de Ingeniería, UNAM, diciembre 1979.
11. P.J. Sabatini, D.G. Pass, R.C. Bachus, Geotechnical Engineering Circular No. 4, Ground Anchors and Anchored Systems, Office of Bridge Technology Federal Highway Administration, 1999.

12. Department of the Army, U.S. Army Corps of Engineers, Design of Sheet Pile Walls, 1994.
13. Carlos A. Lazarte, Ph.D., P.E., Victor Elias, P.E., R. David Espinoza, Ph.D., P.E., Paul J. Sabatini, Ph.D., P.E., Geotechnical Engineering Circular No. 7, Soil Nail Walls, Office of Technology Application, Office of Engineering/Bridge Division, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, 2003.
14. Post Tensioning Institute, "Recommendations for Prestressed Rock and Soil Anchors", 2nd. Ed. Phoenix, Arz., 1996.
15. Peck Ralph B., Deep Excavations and Tunneling in Soft Ground, State of the Art Report, in proceedings of the 7th International Conference on SM & FE, Mexico, Mexicana de Mecánica de Suelos AC, México, 1969.
16. Deméneghi Colina Agustín, Profesor del Departamento de Geotécnia, División de Ingenierías Civil y Geomática, Facultad de Ingeniería, UNAM, Estabilidad de Taludes, Asignatura de Mecánica de Suelos, Ciudad Universitaria, D.F., octubre de 2007.
17. Deméneghi Colina Agustín, Profesor del Departamento de Geotécnia, División de Ingenierías Civil y Geomática, Empuje de Tierras sobre Elementos de Retención, Apuntes de Mecánica de Suelos, Ciudad Universitaria, D.F., octubre de 2007.
18. Deméneghi Colina Agustín, Profesor del Departamento de Geotécnia, División de Ingenierías Civil y Geomática, Resistencia al Esfuerzo Cortante de los Suelos, Ciudad Universitaria, D.F., febrero de 2009.
19. Arthur Nilson, Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado, 1 edición-2da. reimpresión, México D.F., Limusa, 1990.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA
COMITÉ DE TITULACIÓN
FING/DICyG/SEAC/UTIT/082/11

Señor
OMAR PEDRO RODRÍGUEZ BARRAGÁN
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor M.I. AGUSTÍN DEMÉNEGHI COLINA, que aprobó este Comité, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"ANCLAJES COMO ELEMENTOS DE CONTENCIÓN PARA EXCAVACIONES"

- INTRODUCCIÓN
- I. CONSIDERACIONES GEOTÉCNICAS DEL SITIO
- II. EXCAVACIONES
- III. GENERALIDADES ACERCA DE LOS ANCLAJES
- IV. MARCO TEÓRICO DEL CÁLCULO DE PRESIÓN DE TIERRAS
- V. ANÁLISIS Y DISEÑO DE ANCLAS Y SISTEMAS ANCLADOS
- VI. LA CORROSIÓN EN EL DISEÑO DE ANCLAS Y SISTEMAS ANCLADOS
- VII. EJEMPLO ILUSTRADO
- VIII. CONCLUSIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria a 12 de Agosto del 2011.
EL PRESIDENTE

ING. MARCOS TREJO HERNÁNDEZ

MTH*gar.

V. B
A. Deméneghi
02-03-2012

Vo Bo
29/02/2012

A Deméneghi C

2/3/12
Héctor Sanginés G.

Vo Bo
6/III/12



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA
COMITÉ DE TITULACIÓN
FING/DICyG/SEAC/UTIT/082/11

Señor
OMAR PEDRO RODRÍGUEZ BARRAGÁN
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor M.I. AGUSTÍN DEMÉNEGHI COLINA, que aprobó este Comité, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"ANCLAJES COMO ELEMENTOS DE CONTENCIÓN PARA EXCAVACIONES"

- INTRODUCCIÓN
- I. CONSIDERACIONES GEOTÉCNICAS DEL SITIO
- II. EXCAVACIONES
- III. GENERALIDADES ACERCA DE LOS ANCLAJES
- IV. MARCO TEÓRICO DEL CÁLCULO DE PRESIÓN DE TIERRAS
- V. ANÁLISIS Y DISEÑO DE ANCLAS Y SISTEMAS ANCLADOS
- VI. LA CORROSIÓN EN EL DISEÑO DE ANCLAS Y SISTEMAS ANCLADOS
- VII. EJEMPLO ILUSTRADO
- VIII. CONCLUSIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria a 12 de Agosto del 2011.
EL PRESIDENTE

ING. MARCOS TREJO HERNÁNDEZ

MTH*gar.