



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MEXICO

**PROGRAMA DE MAESTRIA Y DOCTORADO EN
INGENIERIA**

FACULTAD DE INGENIERÍA

ANCLAJE EN SUELOS

TESIS

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERIA

CIVIL –ANÁLISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES– PRESENTA:

MONROY SALGADO ROGELIO

TUTOR:

ALBERTO JAIME PAREDES

2007



JURADO ASIGNADO:

Presidente: DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO.

Secretario: ING. SERGIO HERRERA CASTAÑEDA.

Vocal: DR. ALBERTO JAIME PAREDES.

1^{er.} Suplente: DR. VENANCIO TRUEBA LÓPEZ.

2^{do.} Suplente: M.I. ROBERTO MAGAÑA DEL TORO.

Lugar o lugares donde se realizó la tesis:

CIUDAD UNIVERSITARIA, DISTRITO FEDERAL.

TUTOR DE TESIS:

ALBERTO JAIME PAREDES

FIRMA

Este trabajo esta dedicado dedicado a Paco y a Liz, que me acompañaron a lo largo de este camino ...

Gracias papá y mamá.

Agradezco a la Universidad Nacional Autónoma de México, a los trabajadores, maestros y compañeros de la División de Ingenierías Civil y Geomática de la FI por su compañía y apoyo. Especialmente al Dr. Alberto Jaime Paredes por sus consejos y guía.

Un reconocimiento a los Sinodales por sus valiosos comentarios y sugerencias.

ANCLAJE EN SUELOS

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN	
1.1 Antecedentes.....	1
1.2 Objetivos.....	1
1.3 Alcances.....	1
2. LAS ANCLAS COMO ELEMENTOS DE REFUERZO	
2.1 Los inicios del anclaje.....	3
2.2 Definición.....	4
2.3 Aplicaciones.....	4
2.4 Anclas en suelo y en roca.....	6
2.5 Muertos y placas de anclaje.....	6
2.6 Clasificación de las anclas.....	7
3. PRINCIPIOS DE FUNCIONAMIENTO	
3.1 Fundamentos.....	13
3.2 El anclaje tradicional y como sistema para refuerzo del suelo.....	13
3.3 Componentes de un ancla.....	15
3.4 Transferencia de esfuerzos.....	17
4. MATERIALES	
4.1 Acero.....	23
4.2 Cementante.....	27
4.3 Protección contra la corrosión.....	28
4.4 Normas.....	37
4.5 Almacenaje, transporte y manejo.....	39
5. SUJECIÓN DEL ANCLA	
5.1 Placas y muertos de anclaje.....	41
5.2 Anclas inyectadas.....	59

6.	COMPORTAMIENTO Y MODOS DE FALLA	
6.1	Comportamiento del suelo ante un cambio de esfuerzos.....	74
6.2	Movimientos del suelo en excavaciones.....	75
6.3	Comportamiento de las estructuras ancladas.....	76
6.4	Modos de falla.....	77
7.	ESTABILIZACIÓN DE TALUDES Y TÚNELES EN ROCA	
7.1	Resistencia de la roca.....	85
7.2	Discontinuidades.....	88
7.3	Resistencia al corte.....	91
7.4	Mecanismos de falla.....	95
7.5	Equilibrio límite y factor de seguridad.....	97
7.6	Cargas por sismo.....	107
7.7	Taludes recomendados en roca.....	107
7.8	Túneles en roca.....	108
7.9	Condiciones que afectan la estabilidad del túnel.....	109
7.10	Mecanismos de falla en túneles.....	110
7.11	Metodología para el análisis y diseño de túneles en roca.....	119
7.12	Anclas comúnmente empleadas en roca.....	120
8.	ESTABILIZACIÓN DE TALUDES EN SUELO	
8.1	El uso de anclas como medio para incrementar el factor de seguridad.....	127
8.2	Modos de falla.....	128
8.3	Resistencia al corte del suelo.....	129
8.4	Efecto de la anisotropía.....	132
8.5	Cambio en la estabilidad con el tiempo.....	133
8.6	Selección de los parámetros de resistencia.....	134
8.7	Similitud entre las pruebas de laboratorio y las condiciones en campo.....	136
8.8	Comportamiento rígido-plástico y falla progresiva.....	137
8.9	Metodología para el análisis.....	138
8.10	Método de equilibrio límite en taludes.....	141
8.11	Importancia de las fuerzas interdovelas.....	146
8.12	Límitaciones del método.....	146
8.13	Análisis sísmico.....	147

8.14 Consideración de las fuerzas de anclaje.....	148
9. EMPUJE DE TIERRAS	
9.1 Empuje de tierra.....	153
9.2 Estados límite de falla y de servicio.....	164
9.3 Metodología para el diseño de sistemas de anclaje.....	166
9.4 Excavaciones.....	176
9.5 Tablestacas.....	179
10. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO	
10.1 Introducción.....	194
10.2 Tipos de anclaje.....	195
10.3 Detalles del proceso constructivo.....	199
10.4 Pruebas en el ancla instalada.....	202
10.5 Control durante la construcción.....	209
10.6 Seguridad.....	209
10.7 Monitoreo.....	210
11. APLICACIONES	
11.1 Ejemplo 1: Análisis de la falla de una excavación estabilizada con anclas.....	212
11.2 Ejemplo 2: Tablestaca anclada con un muro.....	235
CONCLUSIONES.....	249
ANEXOS.....	251
REFERENCIAS.....	261

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

En las obras de ingeniería civil, es común la ejecución de cortes y excavaciones; ambos tipos de trabajo requieren la remoción de cierta cantidad de suelo y la consecuente pérdida de confinamiento en la periferia. El ingeniero, inicialmente, verifica si la estructura puede ser estable sin ayuda externa, o si es necesario, emplear un muro de contención o formar un talud. Esto último solo puede lograrse si el espacio disponible lo permite. Cuando no es así, el corte se efectúa dejando paredes verticales. En esta condición, el suelo puede sufrir fuertes desplazamientos horizontales e inclusive llegar a la falla. Hasta principios del siglo pasado, el método más empleado para restringir el movimiento del suelo en las excavaciones (túneles, trincheras, etc.) era mediante el uso de puntales de madera o metálicos, que se iban agregando conforme avanzaba la excavación. Esta forma de proceder, tiene la desventaja de reducir el espacio de trabajo en el interior, limitando las maniobras de construcción. Además, el cambio constante en la distribución de la presión en las paredes soportadas, conducía a que algunos puntales se descargaran y cayeran (esto se solucionó presforzándolos y sujetándolos). La aparición de las anclas para roca, primero, y para suelo, poco después, representó un importante avance tecnológico para todos los trabajos relacionados con la estabilización de una masa de roca o suelo. Las anclas, al estar totalmente embebidas en el suelo no interfieren con las maniobras de construcción en el interior de las excavaciones.

1.2 Objetivos

1. Establecer el principio de funcionamiento de los sistemas de anclaje y la metodología para su análisis y diseño.
2. Hacer las recomendaciones necesarias para una buena práctica en el diseño y construcción de los sistemas de anclaje.

1.3 Alcances

Esta tesis trata acerca del análisis y diseño de estructuras térreas y de retención, sostenidas por anclas. La información se organizó en forma secuencial. En el capítulo 2 se exponen las aplicaciones más importantes de las anclas en la estabilización de estructuras sujetas en suelo o roca y se hace una clasificación con respecto al método de fijación. Los principios de

funcionamiento se exponen en el capítulo 3, ahí se establece la diferencia entre los sistemas de anclaje verdaderos y lo que se consideran refuerzo del suelo. En el capítulo 4 se hace una revisión de los materiales que conforman un ancla moderna: cabeza, tendón, cementante y materiales anticorrosivos. Un ancla sólo puede desempeñar su función en forma satisfactoria, si es capaz de desarrollar la resistencia necesaria contra una fuerza que tiende a extraerla del suelo. Dicha resistencia puede estimarse con las fórmulas expuestas en el capítulo 5, donde se consideran los dos casos más importantes: placas o muertos de anclaje y anclas perforadas e inyectadas (con y sin presión). En el capítulo 6 se estudia el comportamiento de las estructuras ancladas, tomando como ejemplo representativo una tablestaca. Ahí mismo, se presentan los distintos modos de falla, con la finalidad de que el ingeniero considere las condiciones más críticas en sus diseños. Los capítulos 7 y 8, explican los métodos empleados para determinar las condiciones de estabilidad de un talud en roca o suelo, que conducen a la decisión de implementar o no, un sistema de anclaje, así como los efectos de éste. En el capítulo 9 se exponen los métodos tradicionales para el diseño de sistemas de anclaje donde el problema de estabilidad es básicamente debido al empuje del suelo. En el capítulo 10 se explican los procedimientos constructivos que conducen a la adecuada implementación de un sistema de anclaje y las pruebas necesarias. En el capítulo 11 se emplea el material visto hasta ese momento en dos ejemplos que son: caso historia de una excavación para cimentación que falló y tablestaca anclada. Los métodos tradicionales, se complementan con un análisis de elemento finito, que permite estudiar el comportamiento de las estructuras en las distintas etapas constructivas. Para ello se empleó el programa Sigma/W.

2. LAS ANCLAS COMO ELEMENTO DE REFUERZO

2.1 Los inicios del anclaje

El uso de anclas en suelo y roca es un método seguro y confiable para la estabilización de dichos materiales en diversas obras de ingeniería. Se utilizan de forma temporal o permanente. El primer anclaje permanente en roca lo llevó a cabo el ingeniero francés Coyne en 1930 (Juran, 1982), la estructura anclada fue el faro "La Jeumont", ubicado en la costa noroeste de Francia. Sin embargo, la primera estabilización y refuerzo de una masa de roca por medio de anclas pretensadas, con tecnología moderna, se aplicó en forma exitosa durante la construcción de la presa "Cheurfas" (Argelia) en 1934 (Mohammed et al, 1969). En la figura 2.1 se observa una sección de la presa y el anclaje correspondiente. El objetivo de este anclaje era proporcionar estabilidad ante las fuerzas de volteo. Se destacan en la misma figura las tres partes fundamentales de un ancla típica, la zona de anclaje, el tendón y la cabeza. Posteriormente se tendrá la oportunidad de hablar más ampliamente de estos elementos básicos.

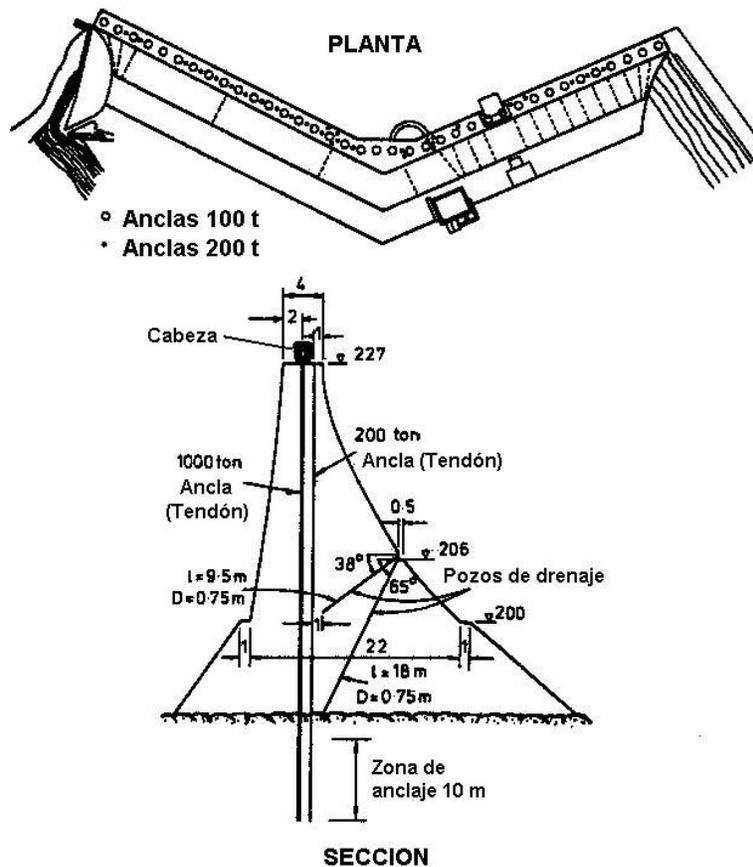


Fig. 2.1 Anclaje de la presa Cheurfas (Argelia)

En la década de 1950-60 el empleo de anclas para estabilizar y reforzar presas y torres altas ya era una práctica común en Europa; casi al mismo tiempo se comenzaron a emplear las anclas en suelo tanto en Francia como en Alemania (la primera se instaló en 1960 en la construcción del estadio olímpico de Munich). Estas anclas tenían como característica distintiva, el hecho de dejar una distancia libre entre el elemento reforzante y el terreno circundante. La aplicación anterior con sus diversas variantes, constituye la forma más avanzada de anclaje hoy en día. En América el uso de anclas tardó algunos años más, y no fué hasta 1961 que se colocó la primer ancla permanente en suelo (arcilla firme) en los Estados Unidos; aplicada a la estabilización de muros durante la construcción del expreso de Michigan. No obstante, solo en la década de 1970-80, el empleo de anclas en suelo –a pesar de la ya para entonces amplia experiencia europea- se volvió una práctica comúnmente aceptada. El principal obstáculo para la aceptación de las anclas permanentes eran las dudas por parte de los ingenieros sobre el comportamiento a largo plazo, las cuales solo se disiparon con las continuas mejoras en materiales y procedimientos de colocación.

2.2 Definición

Un ancla para suelo o roca es un elemento estructural esbelto, diseñado para transmitir un esfuerzo de tensión al terreno circundante. Se emplea para estabilizar y soportar estructuras de tierra, naturales o artificiales, sometidas a fuerzas laterales o de levantamiento importantes, con lo cual se restringe el desplazamiento y/o giro. Para proporcionar la estabilidad requerida el ancla debe ser llevada a una zona firme de suelo o roca.

Con base en la descripción anterior, un ancla puede ser: un pilote a tensión, un muerto de concreto, un bloque de gravedad o cualquier otro elemento especial a tensión embebido en el suelo, en posición vertical, horizontal o inclinada. A pesar de la gran variedad de elementos que pueden desempeñar la función de anclaje, el tipo más común y técnicamente más avanzado, consiste en un tendón de acero instalado dentro de un barreno con cierta inclinación, profundidad y fijado firmemente en el suelo por medio de un cementante.

2.3 Aplicaciones

El anclaje encuentra su mayor campo de aplicación en aquellas obras que involucran la retención o estabilización de un suelo, roca o estructura. En la figura 2.2 se muestran las aplicaciones más comunes.

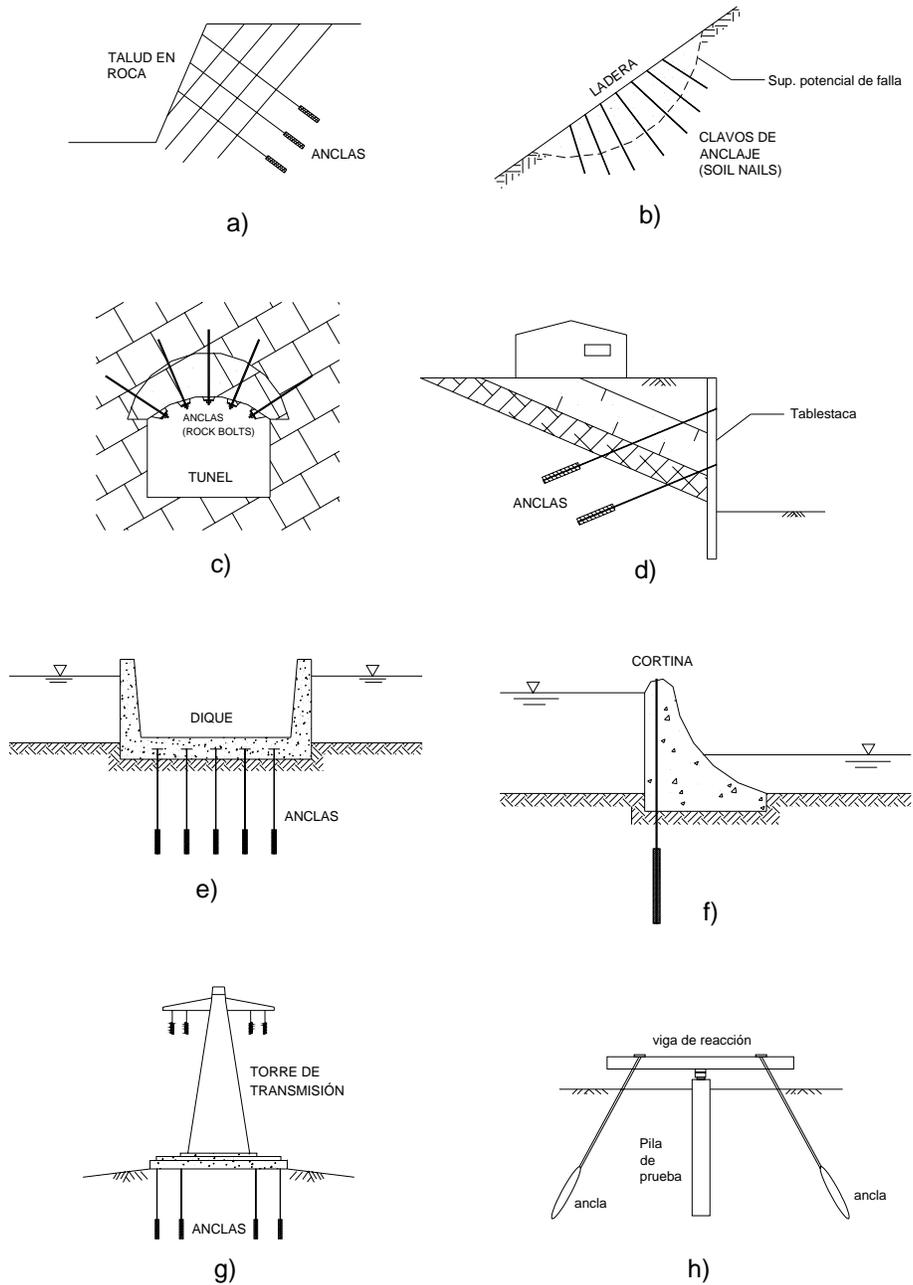


Fig. 2.2 Aplicaciones más comunes de las anclas. Estabilización de taludes en suelo y roca (a); estabilización de laderas (soil nailing) (b); sujeción de bloques de roca (c); retención de tablestacas y muros pantalla (d); anclaje de estructuras sujetas a subpresión hidráulica (e); estabilización de estructuras sujetas a fuerzas de volteo y deslizamiento (f); estabilización de estructuras altas (g) y generación de fuerzas de reacción para marcos de carga (h)

2.4 Anclas en suelo y roca

Tanto el suelo como la roca son materiales naturales que ocurren en gran variedad de formas, esto hace que sus propiedades ingenieriles varíen enormemente de un lugar a otro. El suelo se define en geología como la capa de material suelto sin consolidar entre la superficie y la roca sólida, que se forma por el intemperismo y la desintegración de la propia roca. En ingeniería civil, no obstante, se suele definir al suelo en función del uso que de él se hace y de las dificultades constructivas que presenta en las obras. Teniendo esto en mente, se puede decir que un suelo es un agregado de partículas minerales de diversos tamaños, cementadas o no, que se pueden disgregar con la mano o herramientas simples. Con base en esta definición, el sistema de anclaje empleado en un suelo sedimentario bien cementado y compacto será análogo al empleado en una roca suave, ya que en ambos casos el comportamiento mecánico es similar.

Existen muchas similitudes entre las anclas para suelo y para roca (las de suelo se desarrollaron a partir de estas últimas). El principio de funcionamiento en ambos casos, es el mismo, transmitir una fuerza de tensión a un punto fuera de la masa de material por estabilizar. Sin embargo, las anclas para suelo, por ser éste un material “blando”, son de baja a mediana capacidad y el barreno o dispositivo de anclaje es común que se ensanche en su parte final. Además, la capacidad del ancla se ve influida por la profundidad de colocación. Las anclas en roca por el contrario, son de mediana a muy alta capacidad, ya que este material resiste concentraciones de esfuerzo mayores. El barreno suele tener una sección constante. La resistencia al corte se ve influida en menor medida por la profundidad de anclaje.

2.5 Muertos y placas de anclaje

Generalmente, se entiende por “muerto de anclaje” a un cuerpo de concreto de sección rectangular enterrado a cierta profundidad. Sin embargo, también las placas de cualquier material (normalmente metálicas), deben considerarse dentro de esta definición. En ambos casos el tensor se sujeta al muerto que previamente ha sido colocado en posición, dentro de una trinchera excavada para tal fin (fig. 2.3). En ambos casos, sin importar el material o el volumen ocupado por el cuerpo que hace las veces de muerto, la estabilidad viene dada por la resistencia pasiva del suelo y el diseño geotécnico es el mismo, tal como se verá en la parte de sujeción (capítulo 5).

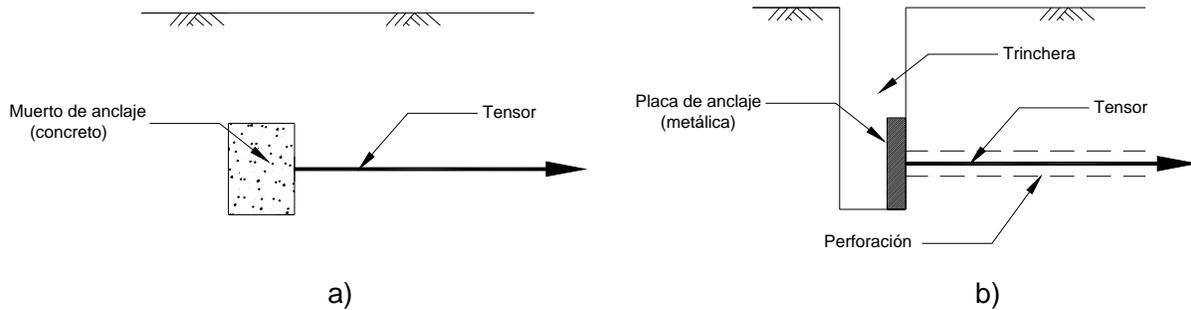


Fig. 2.3 Esquema de un muerto (a) y placa de anclaje (b)

2.6 Clasificación de las anclas

Debido al rápido desarrollo que han sufrido los sistemas de anclaje a partir de la segunda mitad del siglo XX, se puede establecer una amplia variedad de clasificaciones, sin perder de vista que un ancla puede quedar incluida en más de una. A continuación, se presentan las más comunes.

2.6.1 Ambiente donde se instalan

De acuerdo con Hanna (1982), las anclas para suelo forman parte de un grupo más amplio de estructuras, denominado "cimentaciones a tensión", por lo cual la clasificación más amplia que se puede hacer de inicio, es aquella que las divide en anclas para suelo, roca y marinas. Las anclas en suelo se forman en arcillas firmes, limos, arenas y gravas. Las anclas en roca tienen una forma y principio de operación similar a las usadas en suelo; se aplican a cualquier tipo de roca, desde una sana hasta una cruzada por grietas o fracturada. Las anclas marinas son aquellas que independientemente de colocarse en un material rocoso o térreo sirven para proporcionar resistencia contra la flotación en aguas someras o profundas, e incluyen desde un simple peso muerto, hasta las anclas convencionales con tendón e inyectadas.

2.6.2 Vida útil

Esta es una clasificación muy simple que se establece en forma arbitraria, pero seguramente es la más importante que debe tomarse en cuenta al momento de hacer un diseño. Según esta clasificación un ancla puede ser temporal o permanente. El periodo de tiempo para considerar un anclaje como temporal varía entre los 18 y 24 meses de acuerdo con el código empleado. Considerar que un ancla es de uno u otro tipo implica el uso de diferentes esfuerzos de tensión

permisibles y un nivel de protección contra la corrosión distinto. En la parte correspondiente a materiales (capítulo 4), se abundará más sobre estos dos aspectos.

2.6.3 Según la geometría del bulbo

Anclas de flecha recta (fig. 2.4a).- Las anclas de flecha recta fueron las primeras que se utilizaron. Se les denomina así porque el diámetro del barreno perforado conserva sus dimensiones de inicio a fin. La lechada o cementante se aplica por gravedad y se evita aplicar presión, para no alterar las dimensiones del barreno. Estas anclas se pueden usar en suelos cohesivos y friccionantes, debido a que su agarre depende exclusivamente de la adhesión a lo largo del bulbo.

Anclas de perforación acampanada (fig. 2.4d).- La sección del barreno cambia llegando a la zona del bulbo, debido a la presencia de uno o más ensanchamientos cónicos llamados “campanas” (de 2 a 8 usualmente), que incrementan el diámetro efectivo del ancla. Este tipo de anclas solo se utiliza en suelos cohesivos.

Anclas de desplazamiento (figs. 2.4b y c).- En este tipo de anclas juega un papel importante la presión que se aplica diametralmente en el interior de la perforación. Generalmente dicha presión se produce retacando grava a todo lo largo del barreno, instalando el tendón e inyectando mortero de alta resistencia.

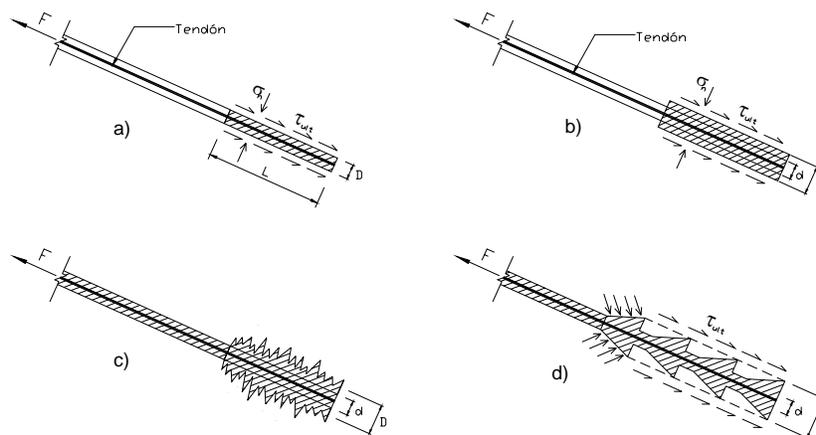


Fig. 2.4 Clasificación de acuerdo con la geometría del barreno.

2.6.4 Según su funcionamiento

De acuerdo a su desempeño, una vez instaladas, las anclas pueden clasificarse en dos tipos: de tensión y de fricción.

Anclas de tensión.- Son aquellas que ayudan a incrementar el esfuerzo normal en la superficie de deslizamiento potencial y por lo tanto la resistencia al corte (según la ley de Mohr-Coulomb). También se les denomina de tipo activo, ya que proporcionan una fuerza externa desde el inicio. Estas anclas se usan predominantemente en rocas y solo se fijan en su extremo inferior.

Anclas de fricción.- Estas anclas soportan el esfuerzo de tensión que el talud o masa de suelo no puede. Se les denomina de tipo pasivo, ya que solo trabajan hasta que el talud ha sufrido cierto movimiento o deformación. Estas anclas son las que típicamente se usan en suelos. La fijación se lleva a cabo con resina o mortero de cemento a todo lo largo del fuste.

2.6.5 Anclaje para suelos blandos

En la instalación de anclas en suelos blandos se presentan las condiciones más difíciles para la aplicación de estos dispositivos; esto ha dado pie a la creación de ingeniosos dispositivos de tipo mecánico que incrementen la resistencia a la fuerza que tiende a extraerla del suelo. Prácticamente todos los sistemas aplicables a suelos blandos están dados en la siguiente clasificación (Ovando y Holguín, 2002).

Anclas con muerto de concreto (fig. 2.5).- Es un mecanismo de anclaje típico en estructuras marítimas. Se colocan a profundidades que generalmente no exceden de los 3 m. Aprovechan la resistencia pasiva del suelo ubicado frente al muerto para tensionar el ancla. En suelos naturales, es necesario efectuar una excavación para colocar muerto y ancla.

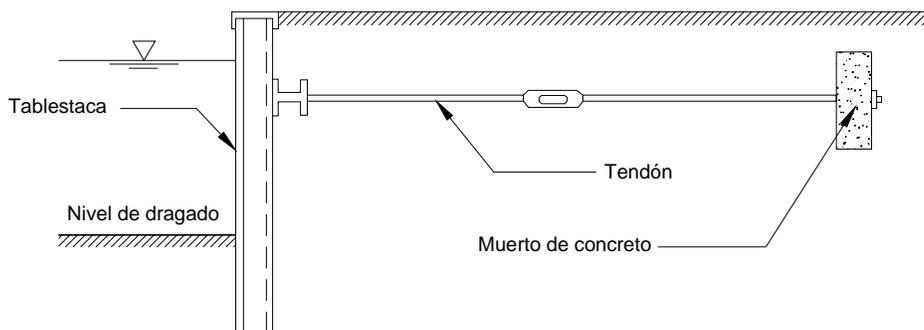


Fig. 2.5 Tablestaca anclada con muerto de concreto (Ovando y Holguín, 2002)

Anclas con atraque o sistema mecánico (fig. 2.6).- Se les conoce también como anclas de expansor mecánico. El elemento de tensión consiste en una barra que cuenta con una placa articulada en el extremo que penetra al suelo. El hincado se efectúa con equipos convencionales (hidráulicos) o neumáticos, una vez en posición se aplica tensión. Durante el tensado la placa gira hasta quedar en posición perpendicular a la dirección en que se aplica la fuerza axial. Posteriormente se aplica la tensión de diseño. Este sistema emplea la resistencia pasiva del suelo y se puede diseñar como muerto de anclaje.

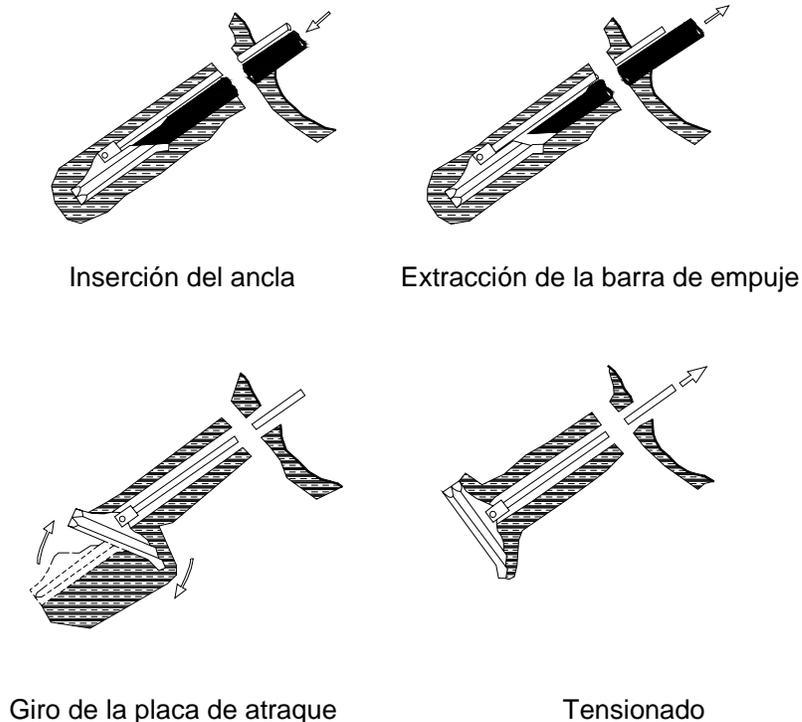


Fig. 2.6 Anclas de fijación mecánica para suelo blando
(Sistema Manta Ray) [Ovando y Holguín, 2002]

Anclas con membrana expandible confinada (fig. 2.7).- Se emplean cuando se quiere aumentar la transferencia de carga en suelo cohesivo. Para ello, la lechada inyectada se confina dentro de una membrana que evita su migración al suelo. Al tensionar el ancla el suelo frente a la membrana se comprime, actuando como muerto.

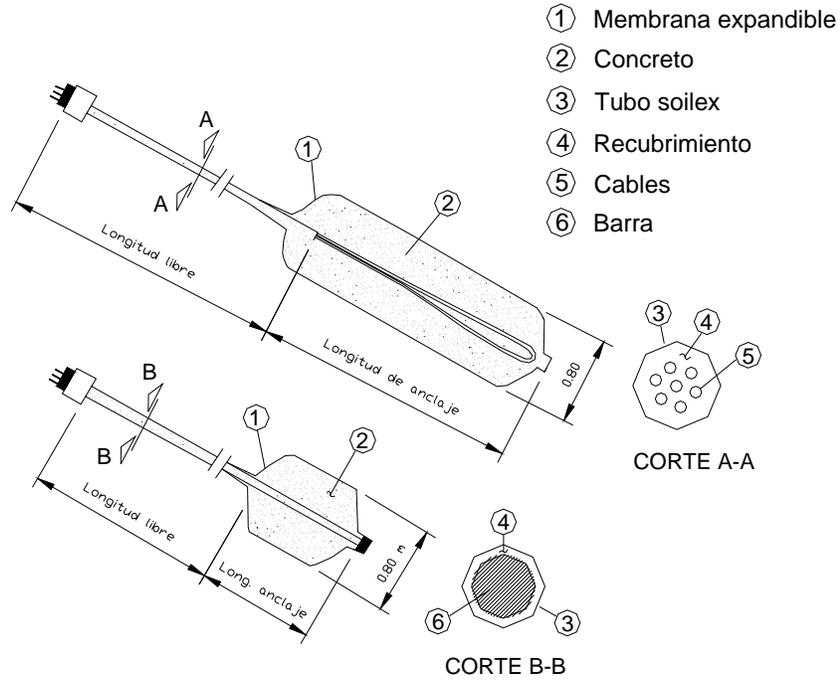


Fig. 2.7 Anclas con membrana expandible confinada (Ovando y Holguín, 2002)

Anclas de tornillo helicoidal (fig. 2.8).- En estas, la barra de acero que conforma el elemento de tensión cuenta con una serie de aletas helicoidales continuas. El hincado se efectúa por rotación. Se utilizan principalmente en muros de contención o como clavos de anclaje (soil nails).

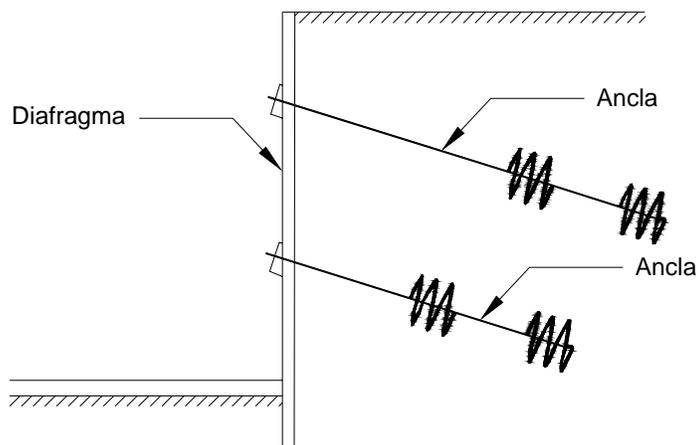


Fig. 2.8 Anclas de tornillo helicoidal (Ovando y Holguín, 2002)

Resumen del capítulo

El empleo de anclas para suelo no se volvió extensivo hasta la década de 1970, cuando las continuas mejoras en materiales y procedimientos de colocación lo convirtieron en un método seguro, confiable y comúnmente aceptado. Las anclas modernas consisten en un elemento estructural esbelto conocido como tensor, una zona fija, que es el ancla propiamente dicha y la cabeza. Las anclas para suelo y roca tienen el mismo principio de funcionamiento, la diferencia es que las segundas desarrollan una capacidad muy superior a la de las primeras. La baja resistencia del suelo obliga en muchos casos a ensanchar el fondo del barreno o emplear dispositivos especiales para dar una mejor sujeción. Según el ambiente donde se instalan, se clasifican en: anclas para roca, suelo y marinas. La vida útil del ancla es un aspecto definitivo en el diseño, tanto desde el punto de vista estructural, como de protección contra la corrosión. Las arcillas blandas presentan las condiciones más difíciles para la implementación de un sistema de anclaje, sin embargo, se han desarrollado algunos sistemas que permiten la sujeción en este tipo de suelos.

Conclusiones

El empleo de anclas para suelo y roca ha demostrado ser un sistema seguro y confiable en la estabilización de muchas obras de ingeniería, en diversos ambientes.

El principio de funcionamiento de un ancla es el mismo en el caso de rocas y suelos, transmitir un esfuerzo de tensión a una zona fija fuera de la masa potencialmente inestable. Sin embargo, las condiciones de trabajo son más críticas en el caso de los suelos debido a su menor resistencia.

El diseño de un sistema de anclaje está en función de las propiedades mecánicas del suelo o roca, agresividad del medio ambiente y la vida útil proyectada.

3. PRINCIPIOS DE FUNCIONAMIENTO

3.1 Fundamentos

El anclaje de un volumen de suelo o roca implica, fundamentalmente, la transferencia de esfuerzos de tensión a lo largo de un elemento estructural (barra o cable) a un estrato resistente denominado zona de anclaje (fig. 3.1).

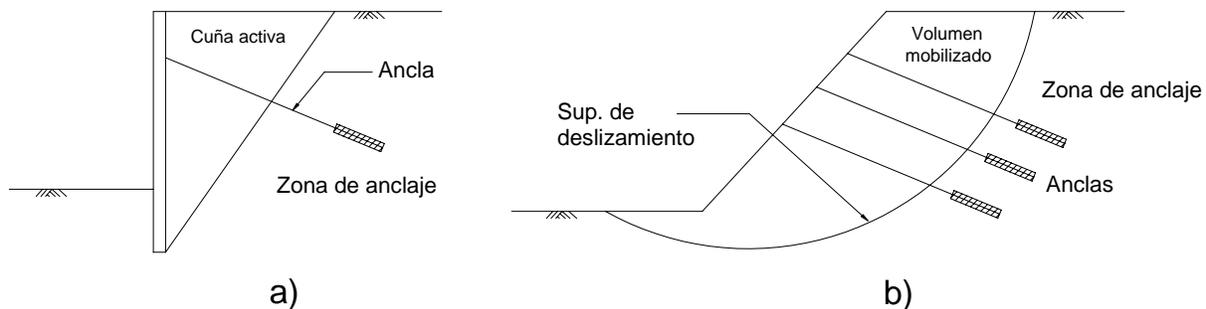


Fig. 3.1 Definición de una zona de anclaje; tablestaca (a) y talud (b)

El principio de funcionamiento es sin duda alguna simple. Además, se puede estimar con un grado de aproximación aceptable la resistencia última del elemento tensor, encargado de transmitir los esfuerzos al suelo. La complicación, en realidad, surge al momento de estimar la resistencia y variación en el tiempo de los distintos geomateriales susceptibles de ser estabilizados.

Las diversas problemáticas presentadas por el suelo en las obras de ingeniería, aunadas a la experiencia a través de los años, han impulsado el surgimiento de diversos métodos y técnicas, a tal grado, que hoy en día, prácticamente cualquier tipo de suelo es susceptible de ser estabilizado por medio de anclas, con excepción de los materiales altamente orgánicos (turbas).

El anclaje, además de brindar condiciones de seguridad aceptables, es una alternativa económica al uso de estructuras de retención del tipo de gravedad y a los sistemas de apuntalamiento tradicional, cuando hay restricciones de espacio.

3.2 El anclaje tradicional y los sistemas para refuerzo del suelo

En la práctica se acepta sin mayor dificultad que el suelo no presenta resistencia a la tensión. Para compensar esta deficiencia, se suelen insertar elementos con capacidad para resistir los esfuerzos mencionados (principio de los materiales compuestos), en forma similar a los elementos de

concreto reforzado. Una vez aceptado lo anterior, conviene establecer una diferencia, entre lo que se considera “refuerzo del suelo” y lo que es el anclaje propiamente dicho.

El refuerzo de suelo implica una transferencia de esfuerzos a todo lo largo del elemento de refuerzo (fig. 3.2a), el cual generalmente adopta la forma de una malla o cintas (metálicas o plásticas). Este es el principio de funcionamiento de las estructuras mecánicamente estabilizadas. En un anclaje tradicional la transmisión de esfuerzos al suelo o roca se hace fuera de la superficie potencial de falla o de equilibrio plástico de Rankine (fig. 3.2b). Sin embargo, en la medida que el número de anclas se incrementa y su separación disminuye, el comportamiento del suelo se aproxima cada vez más a la condición de suelo reforzado, comportándose este como un cuerpo rígido. Esta situación es común en la estabilización de laderas mediante el uso de micropilotes o clavos de anclaje (soil nailing).

El buen desempeño de un sistema de anclaje depende de que se cumplan las siguientes condiciones:

1. Una buena adherencia entre el suelo y la longitud de fijación (bulbo de anclaje).
2. La zona de anclaje queda ubicada fuera del área de influencia de las cuñas pasiva y activa o de la superficie potencial de falla
3. El tendón esté protegido en forma adecuada contra la corrosión durante su vida útil.
4. El conjunto formado por el suelo soportado y el sistema de anclaje tienen un adecuado factor de seguridad contra una falla global.

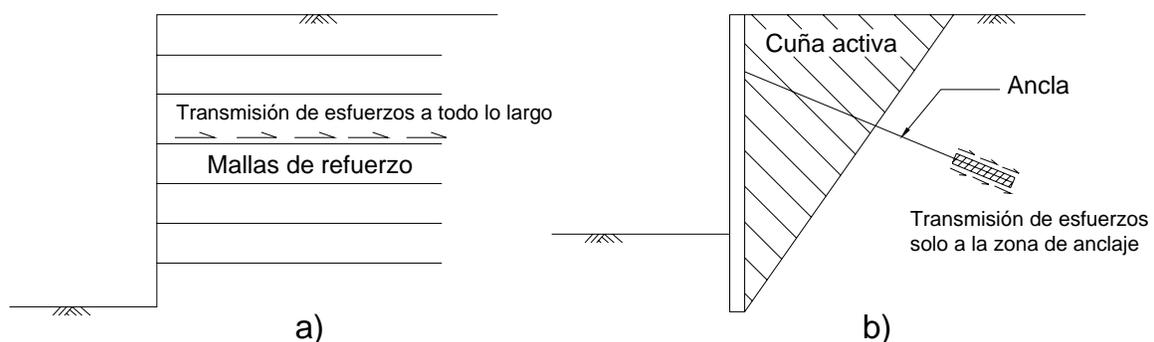


Fig. 3.2 Formas de estabilizar una masa de suelo. Refuerzo de suelo (a); anclaje tradicional (b).

3.3 Componentes de un ancla

La forma de anclaje más avanzada desde el punto de vista técnico (tanto en suelo como en roca), es aquella en la cual el tendón queda sujeto con algún cementante (concreto, mortero o resina) en un estrato firme o resistente, dejando una longitud libre de contacto entre el suelo y el refuerzo. Las partes constituyentes de dicho sistema se describen brevemente a continuación (fig. 3.3).

Cabeza: Es el elemento que conecta el ancla con la estructura a soportar. Dicha estructura puede ser un muro, tablestaca o capa de concreto lanzado reforzada con malla. Debido a que la fuerza de tensión en el tendón se transmite a la estructura a través de la cabeza, es común colocar una placa debajo de ésta para disminuir la concentración de esfuerzos.

Tendón: Elemento estructural principal, constituido por cables de acero de alta resistencia o barras de refuerzo de grado estructural. Se deben proteger contra la corrosión, sobre todo si el anclaje es de tipo permanente.

Bulbo de anclaje: Es el ancla propiamente dicha y se encarga de transmitir los esfuerzos a la masa del suelo. La capacidad de un ancla, está en función de la fricción bulbo-suelo, adherencia y la presión de inyección que actúan en la superficie del bulbo.

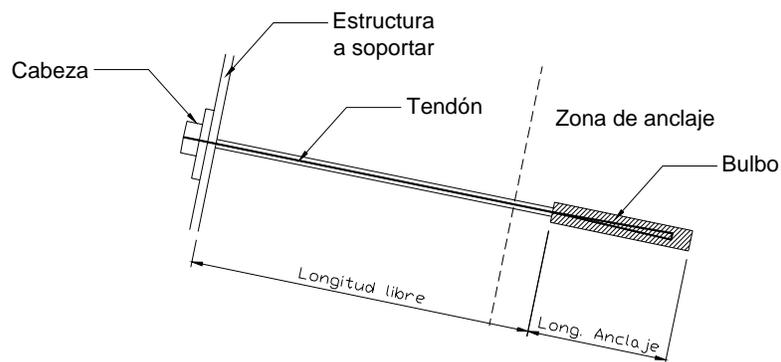


Fig. 3.3 Partes de un ancla.

Barreno: También podemos considerarlo como parte constituyente del sistema. Este debe contar con un diámetro adecuado para recibir las varillas, torones y mortero (normalmente entre 100 y 150 mm). Sus dimensiones deben ser tales que permitan la existencia de una distancia entre el tendón, la pared y longitud suficiente para el desarrollo de las fuerzas de adherencia entre el

mortero y las varillas. También debe permitir el desarrollo de las fuerzas de fricción entre el mortero y el terreno.

Además de los elementos estructurales que componen el ancla, existe una serie de dispositivos auxiliares, indispensables para una correcta instalación y funcionamiento, entre los cuales están los que se mencionan a continuación (fig. 3.4):

Funda de protección.- Es un tubo de PVC liso dentro del cual se aloja el tendón a lo largo de la longitud libre. Cubre la distancia entre la boca del barreno y el obturador. El espacio libre dentro del tubo se rellena con un material anticorrosivo (lechada de cemento o grasa) para evitar la corrosión en la longitud libre.

Tubo de inyección.- Es un tubo con agujeros cubiertos con bandas de hule (manguitos) que se coloca al centro del barreno. La función de estos agujeros es permitir la salida de la lechada de inyección.

Obturador.- Tiene como finalidad sellar y aislar al bulbo de inyección del resto del barreno. Se infla con aire a presión para tener un buen sello.

Separadores.- Su función es similar a la de aquellos utilizados en las estructuras de concreto armado, dar un recubrimiento mínimo a los cables y evitar que se crucen. Son placas de material plástico con perforaciones circulares. La perforación central permite el paso del tubo de manguitos, mientras que los cables o torones pasan por las perforaciones periféricas. En la práctica es común colocar los separadores a una distancia de dos metros centro a centro en el tramo anclado y del doble en la zona libre.

Centradores.- Cumplen con una doble función, asegurar un recubrimiento mínimo en el tendón y prevenir pandeo del anclaje entre los puntos de contacto. No es raro encontrar en la práctica dispositivos que cumplen al mismo tiempo con la función de centrar y espaciar las barras, se les denomina centrador-espaciador.

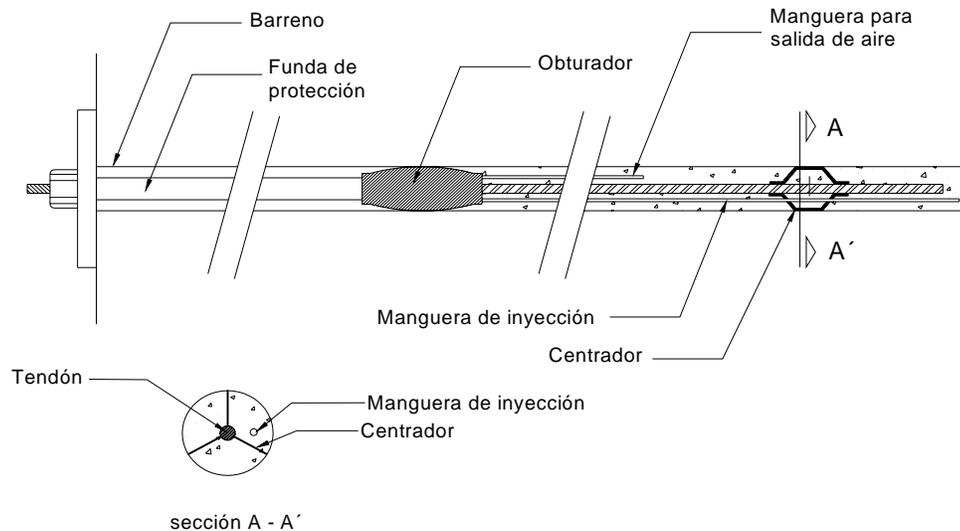


Fig. 3.4 Dispositivos auxiliares en anclas

3.4 Transferencia de esfuerzos

3.4.1 Interfase tendón – bulbo

Se piensa que en un principio existe cierta adhesión entre el acero y el mortero del bulbo, producto de complejas reacciones químicas. Esta adhesión se rompe con un desplazamiento relativo pequeño. A partir de dicha ruptura la resistencia que se desarrolla es de tipo friccionante. Las irregularidades en la superficie incrementan la fricción al provocar el desarrollo de cierta resistencia al corte en el mortero (fig. 3.5).

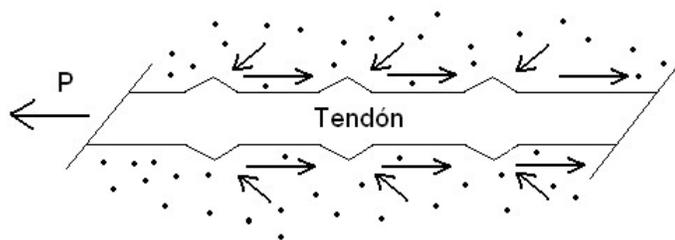


Fig. 3.5 Componentes de la resistencia por fricción en la interfase tendón-cementante. Las flechas horizontales indican la fricción tendón-mortero y las inclinadas la resistencia desarrollada por corte en el mortero

La distribución de los esfuerzos a lo largo de la superficie de contacto entre el tendón y el cementante varía de acuerdo con el nivel de carga aplicado. Conforme se incrementa la carga hay un deslizamiento progresivo y un desplazamiento de los valores máximos del esfuerzo al fondo del

ancla como puede observarse en la figura 3.6. La falla es de tipo progresivo y se alcanza cuando el valor máximo del esfuerzo se alcanza en toda la longitud.

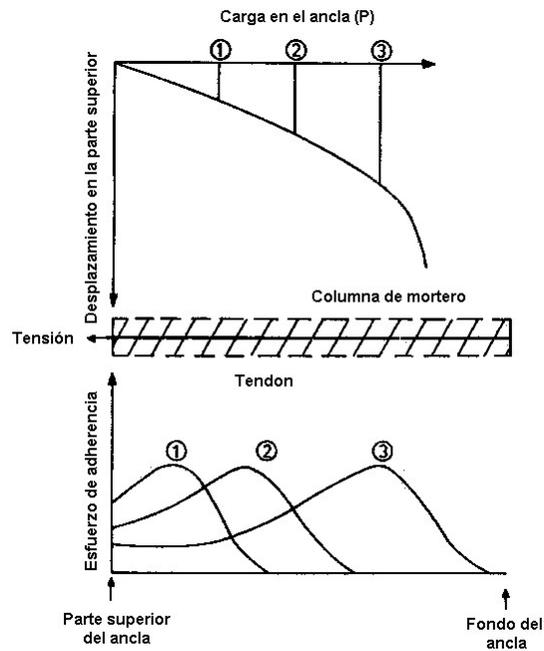


Fig. 3.6 Variación del esfuerzo de adhesión en función de la carga aplicada (Hanna, 1981)

3.4.2 Interfase bulbo-suelo

El ancla propiamente dicha, es el bulbo, placa o muerto formado en el fondo del barreno. Existe una carga máxima que el ancla puede resistir, antes de que se presente un deslizamiento relativo al suelo, que está en función de la distribución de esfuerzos en la interfase bulbo-suelo. Si consideramos una zona de anclaje de forma cilíndrica, la fuerza que se opone al deslizamiento relativo viene dada por la siguiente ecuación:

$$P = \pi d L \tau \quad (3-1)$$

donde,

P = capacidad del ancla

d = diámetro del ancla

L = longitud

τ = esfuerzo cortante promedio

La ecuación 3-1 representa la fuerza necesaria para extraer el ancla del suelo. No obstante, su sencillez, debe aplicarse con el debido criterio ya que existe cierta incertidumbre en la determinación de d y τ .

La aplicación directa de la ecuación anterior implica una serie de hipótesis, como las dos siguientes (Hanna, 1982):

1. No existen separaciones locales entre el cementante y el suelo
2. La distribución de esfuerzos en el fuste del ancla es uniforme

Las dos condiciones anteriores difícilmente se cumplen en la práctica. La forma y posición de la superficie de falla en realidad, depende de la rugosidad de las paredes, resistencia del suelo y la alteración producida por los trabajos de construcción.

El valor de d depende de la porosidad, permeabilidad y presión de inyección (fig. 3.7). En la práctica se aplica un coeficiente α al diámetro del barreno original para obtener el diámetro efectivo D . En el capítulo de sujeción, se presentan algunos valores de dicho coeficiente. La determinación de τ se hace con los procedimientos usuales de mecánica de suelos (ecuación de Coulomb).

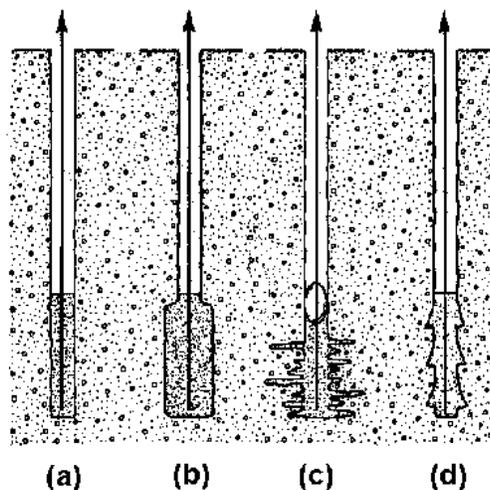


Fig. 3.7 Efecto de la presión de inyección en las dimensiones del bulbo. Sin presión (a); Baja presión (b); Alta presión (c) y Acampanada sin presión (d) [Littlejohn, 1979]

Las anclas de flecha recta sin presión de inyección generalmente se emplean en roca y suelos cohesivos firmes. Las dimensiones en el fondo del barreno no cambian mucho con respecto a las

de la perforación original. La resistencia al deslizamiento se debe fundamentalmente a la fricción lateral. Las anclas inyectadas a baja presión se emplean en rocas suaves fisuradas o suelos aluviales gruesos, aunque también se han llegado a emplear en arenas finas. En este último caso, el mortero permea los poros y la baja presión compacta localmente el suelo incrementando el diámetro efectivo del bulbo. La capacidad última es la suma de la fricción lateral y la capacidad de carga en la punta. Las anclas inyectadas con alta presión se emplean en suelos no cohesivos. Las dimensiones del bulbo se incrementan debido al fracturamiento hidráulico y la penetración del cementante en el suelo circundante que forma un sistema de “raíces” en la periferia. Las anclas de tipo acampanado usadas en suelos cohesivos no se inyectan a presión por lo que las dimensiones del bulbo se consideran iguales a las que tienen al momento de concluir la perforación.

3.4.4 Distribución de esfuerzos

Coates y Yu (1970) estudiaron la forma en que se distribuyen los esfuerzos de corte en el fuste de un ancla ideal a compresión en un medio elástico, empleando el método de elemento finito. Su trabajo aunque teórico, demuestra en forma clara que la forma como se distribuyen los esfuerzos en el fuste, está en función de la relación E_a/E_g , donde E_a es el módulo de elasticidad del ancla y E_g el del suelo.

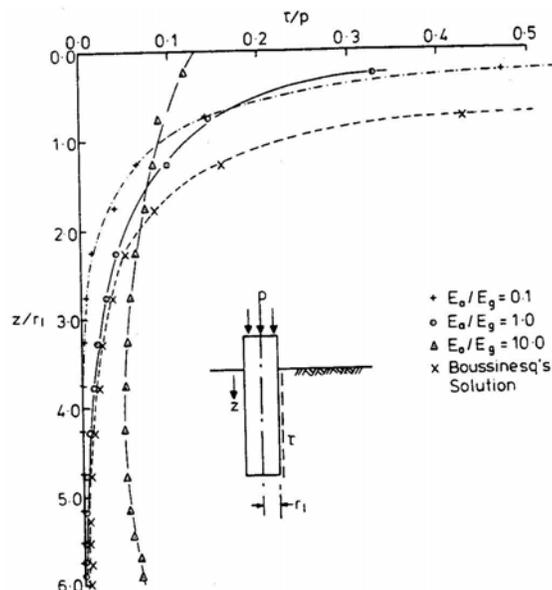


Fig. 3.7 Variación teórica del esfuerzo de adhesión a lo largo del ancla en función de la relación entre el módulo de elasticidad del ancla (E_a) y del suelo (E_g) [Coates y Yu, 1970]

En la figura 3.7 se observa que para relaciones E_a/E_g pequeñas (suelos firmes), la concentración de esfuerzos es mayor en la parte superior, mientras que, para relaciones E_a/E_g grandes (suelos blandos) la distribución es más uniforme. Coates y Yu, también llevaron a cabo un análisis de los esfuerzos transmitidos al suelo circundante por anclas a tensión. En dichos análisis encontraron que el suelo adyacente está sujeto a esfuerzos de tensión y que los esfuerzos mayores se encuentran en la parte superior del ancla (fig. 3.8).

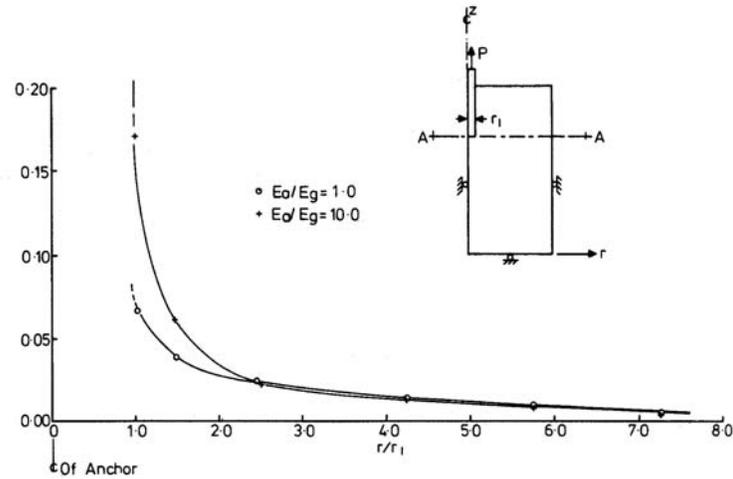


Fig. 3.8 Variación teórica del esfuerzo de tensión en el terreno adyacente al ancla (Coates y Yu, 1970)

La distribución de esfuerzos en la interfase del bulbo de anclaje y un suelo cohesivo ha sido poco estudiada. Mediante instrumentación del tendón, Evangelista y Sapia (1977) pudieron establecer la no uniformidad en la distribución de esfuerzos como se puede observar en la fig. 3.9.

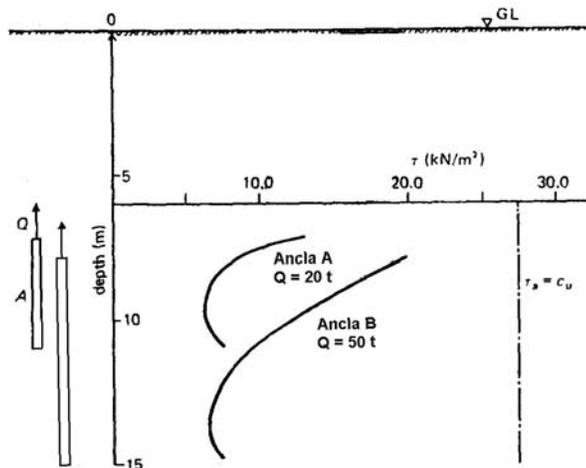


Fig. 3.9 Distribución del esfuerzo de adhesión en suelos cohesivos (Evangelista y Sapia, 1977)

Resumen

El anclaje en suelos, es una alternativa económica al uso de estructuras de retención del tipo de gravedad y a los sistemas de apuntalamiento tradicional, cuando hay restricciones de espacio. La función de un ancla es: transmitir el esfuerzo de tensión aplicado a una barra, cable o torón a un lugar firme, fuera de la zona de falla. La forma de anclaje técnicamente más avanzada consiste en un tendón de acero pretensado, sujeto con algún cementante en un estrato firme. Las tres partes principales del ancla son: barrenos, cabeza, tendón y bulbo. La carga máxima que puede resistir un ancla depende de la resistencia del tendón y de las resistencias friccionante y de adhesión que se puedan desarrollar en la interfase bulbo-suelo. Dicha capacidad se calcula multiplicando el área de contacto por la resistencia desarrollada. Generalmente, se supone una distribución uniforme de esfuerzos, con el fin de simplificar los cálculos ya que en la práctica, lo anterior difícilmente se cumple. La distribución de esfuerzos realmente varía de acuerdo con el nivel de esfuerzos aplicado y según la relación entre las rigideces del suelo y el bulbo, como lo demuestran los experimentos de Coates y Yu (1970).

Conclusiones

Para que una estructura pueda ser anclada en forma efectiva, la zona de fijación o bulbo de anclaje debe estar sujeto firmemente, fuera de las zonas de equilibrio plástico de Rankine.

La capacidad última de un ancla está en función de las propiedades mecánicas del suelo y el método constructivo empleado.

La distribución de esfuerzos en el bulbo de anclaje no es uniforme, ya que depende del nivel de esfuerzos y la relación de rigideces del bulbo de anclaje y el suelo circundante.

4. MATERIALES

En la construcción de un ancla, intervienen materiales de diversa índole y comportamiento, como son: acero (tendón), cementante (bulbo), PVC (protección de la longitud libre), grasas y otros materiales anticorrosivos, además del propio suelo. En este capítulo se hablará de los primeros debido a que son susceptibles de un control de calidad que garantiza un comportamiento consistente y predecible. En cuanto al suelo, éste generalmente deberá usarse en la forma que la naturaleza lo presenta.

4.1 Acero

4.1.1 Tipos y formas de presentación

De acuerdo con las normas norteamericanas y europeas, el material del elemento tensor debe ser acero de alta resistencia. Este se presenta en forma de barras lisas o corrugadas, cables y torones. Las barras (fig. 4.1) tienen un diámetro comprendido entre 12 y 40 mm y generalmente se utilizan para anclas cortas y de baja capacidad. La tensión se mantiene sujetando la barra por medio de una tuerca que se aprieta contra la placa de apoyo. Ocasionalmente, se emplean paquetes conteniendo un máximo de cuatro barras, por limitaciones de espacio en el interior de los barrenos, que comúnmente tienen un diámetro de entre 100 y 200 mm. Los cables vienen en rollos, para facilitar su transporte, su diámetro es de entre 2 y 8 mm. Los torones se componen de una serie de cables trenzados en torno a un eje central común (fig. 4.2). El número de cables que componen un torón es entre 4 y 20. Los torones se emplean para anclas de alta capacidad. La tensión se mantiene por medio de cuñas que se apoyan en lo que se denomina “queso de torones” (fig. 4.3).

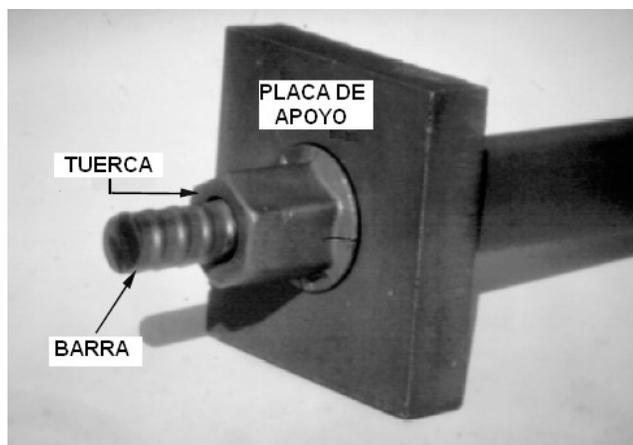


Fig. 4.1 Tendón a base de una barra de acero (FHWA, 1999)

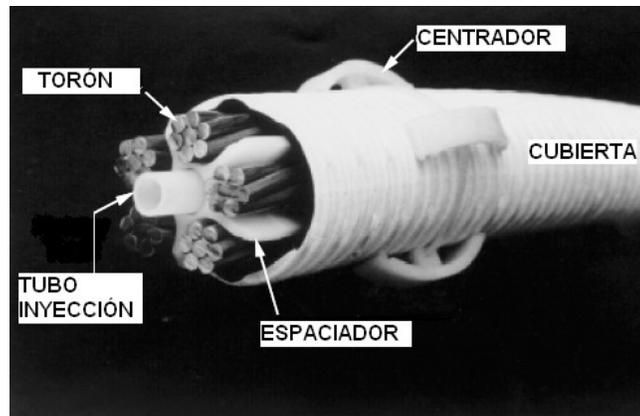


Fig. 4.2 Sección de un tendón compuesto por torones de 7 cables (FHWA, 1999)

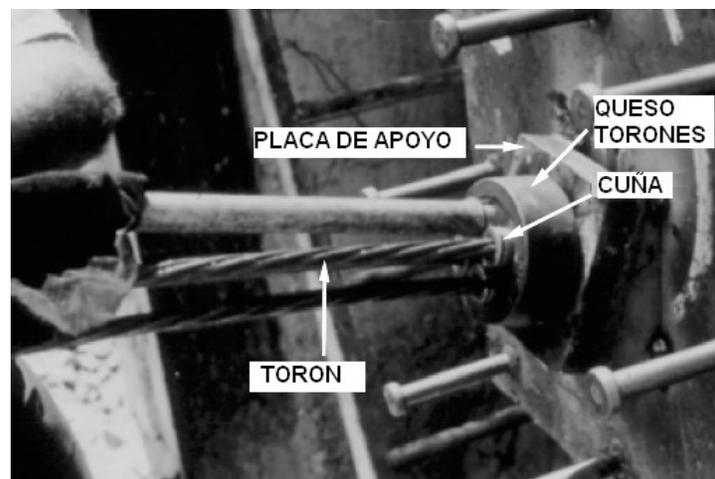


Fig. 4.3 Tendón a base torones (FHWA, 1999)

Los factores que deben considerarse para elegir entre barras y cables son: costo, niveles de esfuerzo, facilidad de transporte, disponibilidad y almacenaje. Los tendones formados con torones generalmente resultan ventajosos para las anclas de mayor dimensión.

4.1.2 Esfuerzos permisibles

Para efectos de diseño, al proyectista le interesa conocer las características de elasticidad, flujo plástico y relajamiento, resistencia a la tensión y esfuerzos permisibles. Con respecto al último punto, la carga de servicio permisible, deberá ser una fracción del esfuerzo correspondiente al límite elástico (T_G) [Habib P., 1989], como se muestra a continuación.

Para anclajes temporales, esto es para un periodo menor de 18 meses,

$$T_a \leq 0.75T_G \quad (4-1)$$

para anclajes permanentes, o temporales cuya vida exceda de 18 meses

$$T_a \leq 0.60T_G \quad (4-2)$$

Los valores obtenidos mediante las ecuaciones (4-1) y (4-2) en ningún caso deben ser excedidos. En ciertas aplicaciones, como es el anclaje en ambientes agresivos (ambiente marino, por ejemplo) dichos valores pueden ser aún menores.

En los E.U.A. se producen actualmente barras de acero de preesfuerzo con resistencias últimas de 150 kips (1035 N/mm²) y 160 kips (1104 N/mm²) [tabla 4.1]. También se producen torones conformados hasta por 19 cables (tabla 4.2).

Tabla 4.1 Propiedades de las barras de acero de preesfuerzo (ASTM A722) [tomada de FHWA, 1999]

Grado del Acero	Diámetro Nominal	Esfuerzo último f_{pu}	Área Nominal de la sección, A_{ps}	Resistencia última $f_{pu} A_{ps}$	Fuerza de preesfuerzo		
					$0.8 f_{pu} A_{ps}$	$0.7 f_{pu} A_{ps}$	$0.6 f_{pu} A_{ps}$
(ksi)	(pulg.)	(ksi)	(pulg ²)	(kips)	(kips)	(kips)	(kips)
150	1	150	0.85	127.5	102.0	89.3	76.5
	1 ¼	150	1.25	187.5	150.0	131.3	112.5
	1 3/8	150	1.58	237.0	189.6	165.9	142.2
	1 ¾	150	2.66	400.0	320.0	280.0	240.0
	2 ½	150	5.19	778.0	622.4	435.7	466.8
160	1	160	0.85	136.0	108.8	95.2	81.6
	1 ¼	160	1.25	200.0	160.0	140.0	120.0
	1 3/8	160	1.58	252.8	202.3	177.0	151.7
(ksi)	(mm)	(N/mm ²)	(mm ²)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
150	26	1035	548	568	454	398	341
	32	1035	806	835	668	585	501
	36	1035	1019	1055	844	739	633
	45	1035	1716	1779	1423	1246	1068
	64	1035	3348	3461	2769	2423	2077
160	26	1104	548	605	484	424	363
	32	1104	806	890	712	623	534
	36	1104	1019	1125	900	788	675

Tabla 4.2 Propiedades de los torones de acero de preesfuerzo de 15 mm de diámetro (ASTM A416) [tomada de FHWA, 1999]

Número de cables 15 mm	Arrea de la sección		Resistencia Última		Fuerza de preesfuerzo					
	(pulg ²)	(mm ²)	(kips)	(kN)	0.8 $f_{pu} A_{ps}$		0.7 $f_{pu} A_{ps}$		0.6 $f_{pu} A_{ps}$	
1	0.217	140	58.6	260.7	46.9	209	41.0	182	35.2	156
3	0.651	420	175.8	782.1	140.6	626	123.1	547	105.5	469
4	0.868	560	234.4	1043	187.5	834	164.1	730	140.6	626
5	1.085	700	293.0	1304	234.4	1043	205.1	912	175.8	782
7	1.519	980	410.2	1825	328.2	1460	287.1	1277	246.1	1095
9	1.953	1260	527.4	2346	421.9	1877	369.2	1642	316.4	1408
12	2.604	1680	703.2	3128	562.6	2503	492.2	2190	421.9	1877
15	3.255	2100	879.0	3911	703.2	3128	615.3	2737	527.4	2346
19	4.123	2660	1113.4	4953	890.7	3963	779.4	3467	668.0	2972

Los anclajes Dywidag (tablas 4.3 y 4.4) emplean sus propias barras y tendones. Sus propiedades son ligeramente distintas a las presentadas en las dos tablas anteriores. En el caso de las anclas de torones, éstas pueden construirse para una mayor capacidad agregando mas cables.

Tabla 4.3 Barras de acero Dywidag

Acero de preesfuerzo				Acero GEWI (R)				Acero GEWI Plus (R)			
Diám. barra	Grado acero	Resist. Última	Esfuerzo fluencia	Diám. barra.	Grado acero	Resist. última	Esfuerzo fluencia	Diám. barra	Grado acero	Resist. Última	Esfuerzo fluencia
mm	N/mm ²	kN (f_{pu})	kN (T_y)	mm	kN (f_{pu})	kN (f_{pu})	kN (T_y)	mm	N/mm ₂	kN (f_{pu})	kN (T_y)
15	900/1100	195	159	16	500/600	121	100	18	670/800	204	170
20	900/1100	283	283	20	500/600	188	157	22	670/800	304	255
26.5	950/1050	523	523	25	500/600	295	245	25	670/800	393	329
32	950/1050	764	764	28	500/600	370	308	28	670/800	493	413
36	950/1050	967	967	32	500/600	482	402	30	670/800	565	474
40	950/1050	1194	1194	40	500/600	756	630	35	670/800	770	645
47	950/1050	1648	1648	50	500/600	1176	980	43	670/800	1162	973
				63.5	555/700	2217	1758	57.5	670/800	2077	1740
								63.5	670/800	2354	2122

Tabla 4.4 Anclas de torones* Dywidag

Número de cables	Resistencia última kN (fpu)	Esfuerzo de fluencia kN (Ty)
1	300	255
2	600	510
3	900	765
4	1200	1020
5	1500	1275
6	1800	1530
7	2100	1785
8	2400	2040
9	2700	2295
10	3000	2550
11	3300	2805
12	3600	3060

* construidas a partir de cables compactados, grado 1550/1820 N/mm²

4.2 Cementante

El cementante empleado en la instalación de anclas puede ser fabricado con base en el cemento Portland (lechada, mortero o concreto) o resina epóxica. Las funciones que debe cumplir son tres fundamentalmente:

1. Fijar el tendón al terreno
2. Proteger al acero contra la corrosión
3. Llenar vacíos o fisuras en el suelo

Para la elección del cementante hay que considerar dos aspectos distintos:

1. Agresividad del suelo respecto al cemento
2. Agresividad del cemento en relación con el tendón

El suelo donde se instala el anclaje se puede clasificar en tres tipos: los que no presentan riesgos por sus características de agresividad (ambiente no agresivo) y los que presentan una particular agresividad (ambiente moderadamente y muy agresivo). El primero es aquel donde el suelo y el agua libre gravitacional están libres de elementos nocivos para el ancla (productos químicos y contaminación). Los dos segundos se presentan cuando el suelo contiene sustancias químicas (por ejemplo sulfatos) y agua con estos mismos productos o contaminada (tabla 4.5).

Tabla 4.5 Clasificación del medio ambiente respecto a su agresividad (Habib, 1989)

Tipo de ambiente	Características
No-agresivo	El sitio esta ubicado en una atmósfera no agresiva, el agua del suelo no es agresiva y su nivel es prácticamente constante. En ausencia de agua, tampoco debe haber elementos químicos.
Moderadamente agresivo	El agua del suelo tiene un pH ácido o es suave pero su nivel cambia continuamente.
Muy agresivo	Medio ambiente marino, cerca de una planta química con productos corrosivos o el agua en el suelo es muy agresiva.

Los puntos más importantes a considerar para determinar la agresividad de un suelo o roca, son los siguientes:

1. Resistividad del suelo
2. pH del suelo
3. Composición química del agua y suelo
4. Permeabilidad del suelo respecto al agua y al aire
5. Factores externos electroquímicos y físicos
6. Contaminación del agua libre gravitacional

Por lo general el concreto fabricado con cemento tipo Portland proporciona un ambiente suficientemente alcalino ($\text{pH} > 12$) para no ser agresivo al acero; al menos en condiciones iniciales. De cualquier forma, no es conveniente confiarse de la protección inicial que brinda el concreto, ya que su naturaleza alcalina puede cambiar a una ácida con el tiempo. La tendencia del concreto al agrietamiento, cuando esta sujeto a esfuerzos de tensión y su permeabilidad son los dos factores principales para que el cambio mencionado ocurra.

4.3 Protección contra la corrosión

4.3.1 Mecanismo

Este es uno de los aspectos más importantes en el diseño de un anclaje, ya que el elemento estructural principal, el tendón, está fabricado en acero, que por naturaleza es susceptible de corroerse. El acero es un producto industrializado a partir de óxidos de hierro que es como se encuentra en estado natural; en equilibrio con el medio. Si las condiciones ambientales son propicias, tenderá a volver a dicho estado de equilibrio inicial, dicho de otro modo, se oxidará.

La corrosión u oxidación de ciertos metales, es un fenómeno electrofítico. Se da cuando el metal entra en contacto con agua y oxígeno, produciéndose una reacción química. En dicha reacción hay pérdida de material y conversión de agua y oxígeno en iones OH. La región donde ocurre pérdida de metal se denomina ánodo y donde el agua y oxígeno se combinan para formar iones OH se llama cátodo. Para que lo anterior ocurra, ánodo y cátodo deben estar conectados por un puente que en este caso es la barra de acero. Además las reacciones en ambas regiones deben ser simultáneas.

En la figura 4.4 se observa que en la zona anódica los iones de fierro van a la solución, como consecuencia hay una pérdida de material. En el cátodo por otro lado se forma iones de hidróxido. En el punto donde los dos productos mencionados se encuentran (marcado con el número 3) se forma hidróxido ferroso. Los factores que determinan la posibilidad de corrosión y su rapidez son la diferencia de potencial entre la zona anódica y la catódica, y el pH del medio.

El fenómeno descrito en el párrafo anterior se manifiesta como una reducción de la resistencia en el ancla por degradación del material y reducción de la sección. En todo caso, al ingeniero le interesa determinar el potencial corrosivo y cómo prevenirlo.

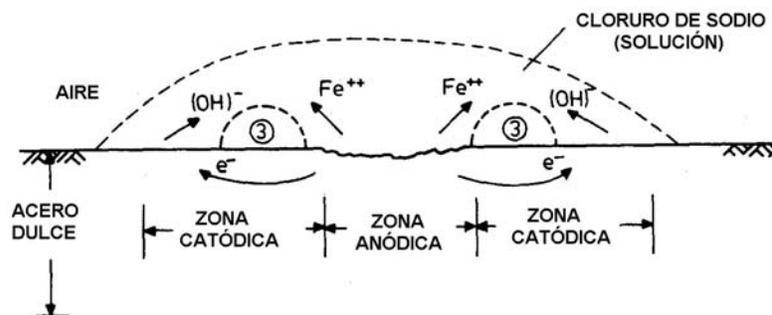


Fig. 4.4 Representación de la corrosión galvánica (Hanna, 1982)

4.3.2 Tipos de corrosión

Podemos distinguir cuatro distintos tipos de corrosión:

1. Corrosión galvánica (superficial)
2. Picaduras
3. Corrosión de baja tensión
4. Fragilidad por hidrógeno

Corrosión galvánica.- Consiste en la formación de una delgada capa de óxido (pátina) uniformemente distribuida en la superficie. La distribución uniforme responde a que las zonas anódicas y catódicas son aproximadamente iguales. La formación y permanencia de esta delgada capa previene contra un ataque mayor al metal.

Picaduras.- Las picaduras son un tipo de corrosión más localizado. Pueden ser superficiales o profundas. Están asociadas con la ruptura local de la delgada capa de óxido formada por corrosión galvánica.

Corrosión de baja tensión.- Se presenta cuando el incremento de esfuerzos en el área reducida por picaduras locales, provoca la exposición de material fresco y la propagación de la grieta, hasta que se produce la falla por ruptura.

Fragilidad por hidrógeno.- Ocurre cuando el hidrógeno penetra la estructura atómico molecular del acero, convirtiéndose ahí en hidrógeno molecular. El mayor volumen de moléculas de hidrógeno reduce la ductilidad del acero y tiene un efecto nocivo el fondo de la fisura, al generar un incremento de esfuerzos.

4.3.3. Agresividad del ambiente

Las anclas se usan en una gran variedad de terrenos potencialmente agresivos. Las medidas para proteger contra la corrosión al tensor obligan al proyectista a definir si el anclaje será temporal o permanente. Los parámetros más importantes para determinan la agresividad del suelo son los siguientes:

Resistividad del suelo.- Se mide haciendo pasar una corriente conocida en el medio y midiendo la caída de voltaje a lo largo de la línea de corriente. A menor resistividad, mayor riesgo de corrosión (la posibilidad de corrosión es muy grande para resistencias menores de 2000 ohm-cm).

Potencial Redox.- Es una medida del potencial corrosivo debido a los agentes microbiológicos. Los suelos arcillosos con un alto contenido de humedad presentan el mayor riesgo.

Potencial hidrógeno (pH).- El suelo se considera agresivo si el $pH < 5.5$. En suelos altamente ácidos ($pH < 4$) se da la corrosión por picaduras en el metal. Por otro lado, los suelos orgánicos dan lugar a la formación de ácidos orgánicos.

Presencia de sales.- Las sales reducen la resistividad. Los cambios en contenido salino cerca de la superficie pueden deberse a la presencia de agua residual o contaminación. Los carbonatos, sin embargo, reducen el potencial corrosivo.

Ciclos de humedecimiento y secado.- El aumento en el contenido de humedad hace que el de oxígeno disminuya. Probablemente, el potencial corrosivo es mayor cuando el contenido de humedad es bajo y el oxígeno es más abundante.

Debido a que no existe ningún método seguro para determinar el potencial corrosivo del terreno, la práctica actual consiste en adoptar un doble sistema de protección. En el Anexo 1 se presenta una “check list” de las consideraciones que deben hacerse al momento de seleccionar la protección contra la corrosión (Hanna, 1982).

4.3.4 Niveles de protección

La protección necesaria para prevenir la corrosión está en función de la vida útil y la agresividad del medio. La clasificación comúnmente empleada consta de tres distintos grados: P0, P1 y P2. En lo que sigue se describe cada uno de éstos.

Protección grado P0.- No implica algún tipo de protección en particular. No obstante, deberá evitarse el contacto entre la longitud libre del tendón y el terreno circundante, por medio de una funda (tubo PVC normalmente).

Protección grado P1.- Este tipo de protección puede aplicarse antes o después del tensado, de acuerdo con el producto empleado. Consiste en llenar el espacio anular formado entre el tendón y el tubo de protección con material anticorrosivo.

Protección grado P2.- También puede aplicarse antes o después del tensado, según el material empleado. Consiste en la protección total del anclaje.

La tabla 4.6 muestra los niveles de protección necesarios en función de la agresividad del medio y la vida útil.

Tabla 4.6 Niveles de protección contra la corrosión

Ambiente	Vida útil		
	Menos de 9 meses	9 a 18 meses	Más de 18 meses
No agresivo	P0	P1	P2
Moderadamente agresivo	P1	P2	P2
Muy agresivo	P2	P2	P2

4.3.5 Sistemas de protección para el tendón

Esencialmente, hay tres formas de evitar la corrosión del ancla. La primera es usar un material no corrosible. Actualmente no hay en el mercado un material que garantice totalmente la integridad del elemento a tensión. La segunda es aplicar una protección previa a la introducción del ancla en el terreno. La tercera y última, es utilizar el sistema de protección después de que el ancla se encuentra en posición. Estas tres formas de protección pueden aplicarse en forma combinada (práctica común).

Para que un sistema de protección sea confiable, debe cumplir con las siguientes características Hanna (1982):

1. Tener una vida útil igual a la del ancla
2. No debe interferir con el funcionamiento del ancla
3. Permitir el libre movimiento del ancla
4. No debe fallar durante el tensado
5. No debe dañarse durante las operaciones de construcción

Con esta filosofía se han desarrollado diferentes sistemas de protección conformados por otros tantos tipos de materiales. En lo que sigue se comentan los más usuales (fig. 4.5).



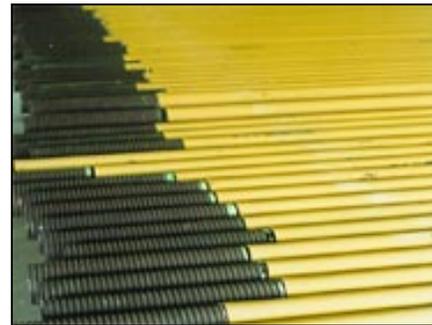
(a)



(b)



(c)



(d)



(e)

Fig. 4.5 Sistemas de protección contra la corrosión. a) galvanizado; b) cubierta epóxica; c) pre-inyectadas; d) cubierta de polietileno; e) cinta inhibidora.

Galvanizado en caliente.- Este proceso consiste en la inmersión del acero en un crisol de zinc fundido. El espesor de la protección queda comprendido entre 3 y 4 mils (0.075 a 0.100 mm), y debe cumplir con la norma ASTM A-153. La adherencia es superior a la de cualquier pintura ya que se produce una aleación con el acero base. El galvanizado se puede efectuar tanto en el

tendón como en sus accesorios. Las piezas galvanizadas presentan una excelente resistencia a la abrasión. La desventaja de este procedimiento es que no puede efectuarse en campo.

Cubierta epóxica.- El material empleado es una resina de poliéster a la cual se le agrega un catalizador para su endurecimiento. El espesor de la cubierta debe ser de entre 7 y 12 mils (0.18 a 0.30 mm) según la norma ASTM A-775. A diferencia del galvanizado, la resistencia a la abrasión es muy baja, por ello las barras deben manejarse con mayor cuidado. Este sistema al igual que el anterior, no puede aplicarse en campo. A cambio de las desventajas anteriores, la cubierta epóxica tiene el costo más bajo de todos los sistemas de protección y puede aplicarse a los accesorios también.

Barras previamente inyectadas.- Se emplean en zonas particularmente agresivas, tales como ambientes marinos con ciclos de humedad y secado debidos a fluctuaciones de la marea. Para proporcionar una barrera adicional contra la corrosión, las barras de acero se colocan en el interior de un tubo de polietileno corrugado y se inyectan. A este tipo de anclas se les conoce también como anclas con protección múltiple o MCP, por sus siglas en inglés. Este sistema presenta una buena resistencia a la abrasión, pero las barras deben prepararse en taller.

Cubierta de polietileno extruido.- Consiste en una capa de polietileno de alta densidad con un espesor de 23 a 25mils (0.58 a 0.64mm) que se coloca en taller. Su función es evitar la migración de agua y oxígeno. Combina una buena resistencia a la abrasión con un bajo costo. La principal desventaja de esta protección es que no puede aplicarse en campo, ni a los accesorios.

Cinta inhibidora de corrosión.- Consiste en una banda de material sintético no-tejido, totalmente impregnada y cubierta con un compuesto neutro derivado del petróleo. Para su aplicación es necesario limpiar las barras previamente. El espesor promedio de la protección es de 45 mils (1.15 mm). Las cintas vienen en rollos de 10 m de longitud por 5 o 10 cm de ancho. Este sistema de protección presenta una resistencia a la abrasión media. El costo de este sistema es de los más altos entre los mencionados anteriormente, pero tiene la ventaja de que puede aplicarse en campo, tanto a las barras como a los accesorios.

Alquitrán de hulla epóxico.- Este sistema ofrece una buena resistencia a la abrasión, es económico y durable. Se puede aplicar en campo, tanto a barras como accesorios, en un espesor

máximo de 35 mils (0.9 mm). Previamente se elimina la grasa y polvo de la superficie donde se aplica.

Engrasado y forrado.- Esta protección es la que comúnmente se especifica para la longitud libre del tendón. Antes de enviar las barras a la obra, se engrasan perfectamente y se enfundan con un tubo de PVC, acero o nylon reforzado con fibras. La resistencia a la abrasión no es muy buena, por lo cual deben manejarse con cuidado.

4.3.6 Protección de la cabeza

La parte del ancla que se conecta con la estructura es la más crítica desde el punto de vista de protección contra la corrosión. Esto se debe a que esta zona se encuentra expuesta a los efectos del intemperismo, filtraciones de agua y movimientos de la estructura. Aquí, es importante dar protección al tramo de barra comprendido entre la tuerca y la protección dada a la longitud libre. Esto se logra por medio de un tubo protector (fig. 4.6a). Para permitir el retensado del ancla, se emplea una tapa removible rellena con grasa que se coloca sobre la parte expuesta del tendón (fig. 4.6b). Si lo anterior no es una condición de diseño, entonces la parte expuesta se protege con varias manos de material asfáltico, bitumen y concreto de ser posible.

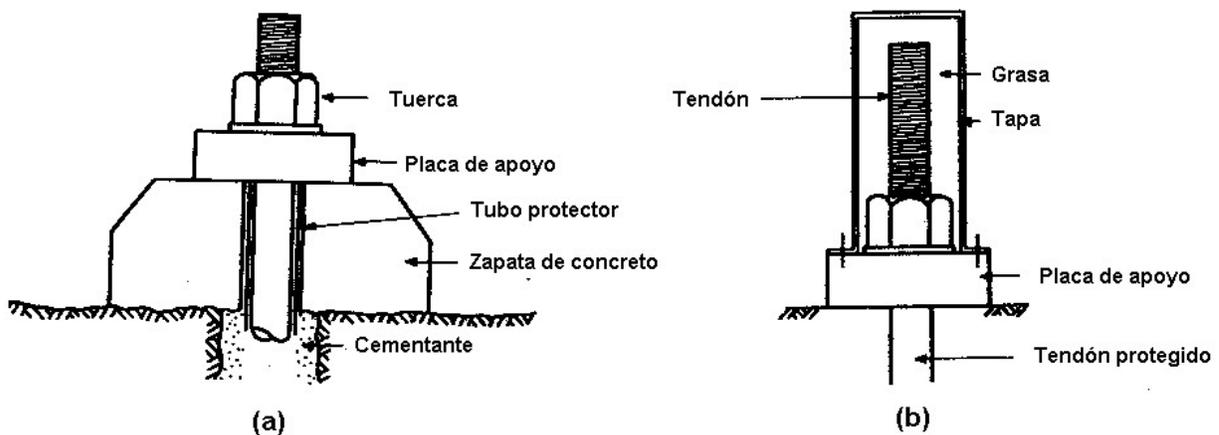


Fig. 4.6 Diagrama del sistema de protección en la cabeza del ancla. Tubo protector (a) y tapa (b)

4.3.7 Sistemas de protección integral

La protección contra la corrosión de los componentes estructurales del ancla es tan importante, que muchas de las empresas dedicadas a la fabricación de anclas han diseñado sistemas integrales que garantizan el buen desempeño a lo largo de la vida útil. Un ejemplo de lo anterior son las anclas de barras o torones Dywidag. Se consideran dos casos: ancla temporal (2 años de

vida) y permanente (hasta 120 años). La figura 4.7 muestra un esquema del sistema correspondiente a los anclajes de barra y la fig. 4.8 al de torones.

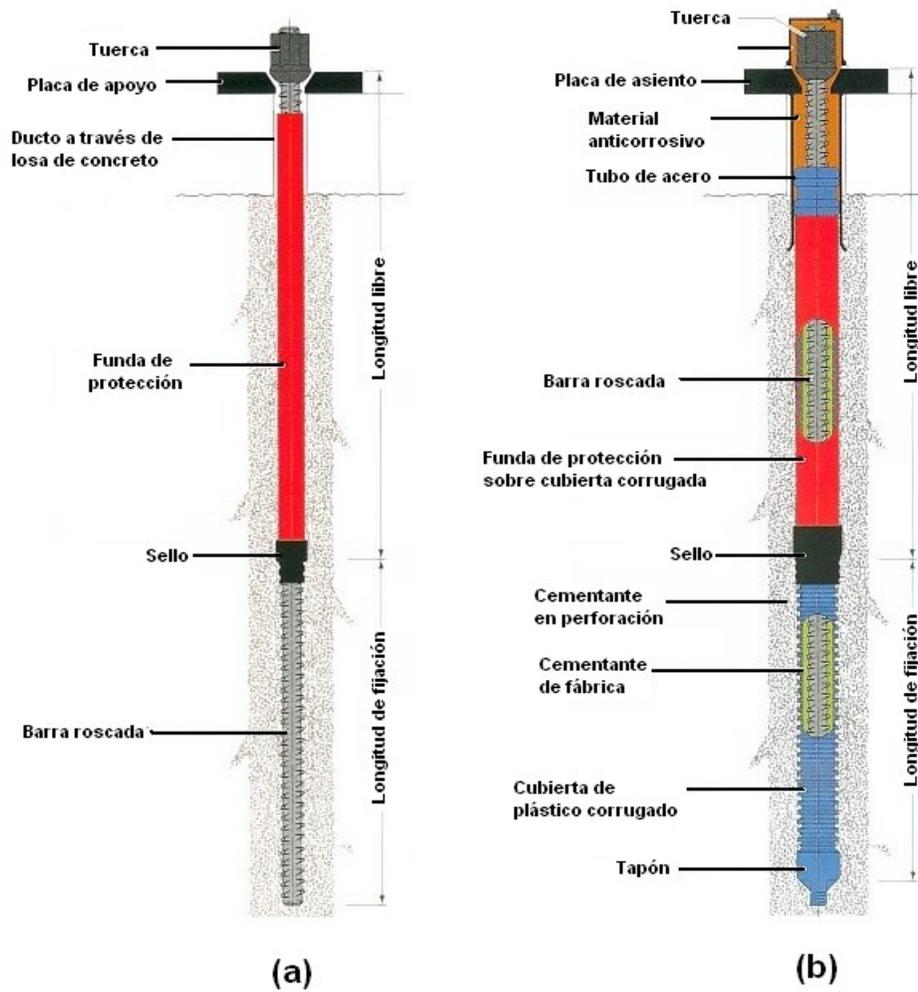


Fig. 4.7 Sistemas de protección sencilla (a) y doble (b) para un ancla de barra Dywidag.

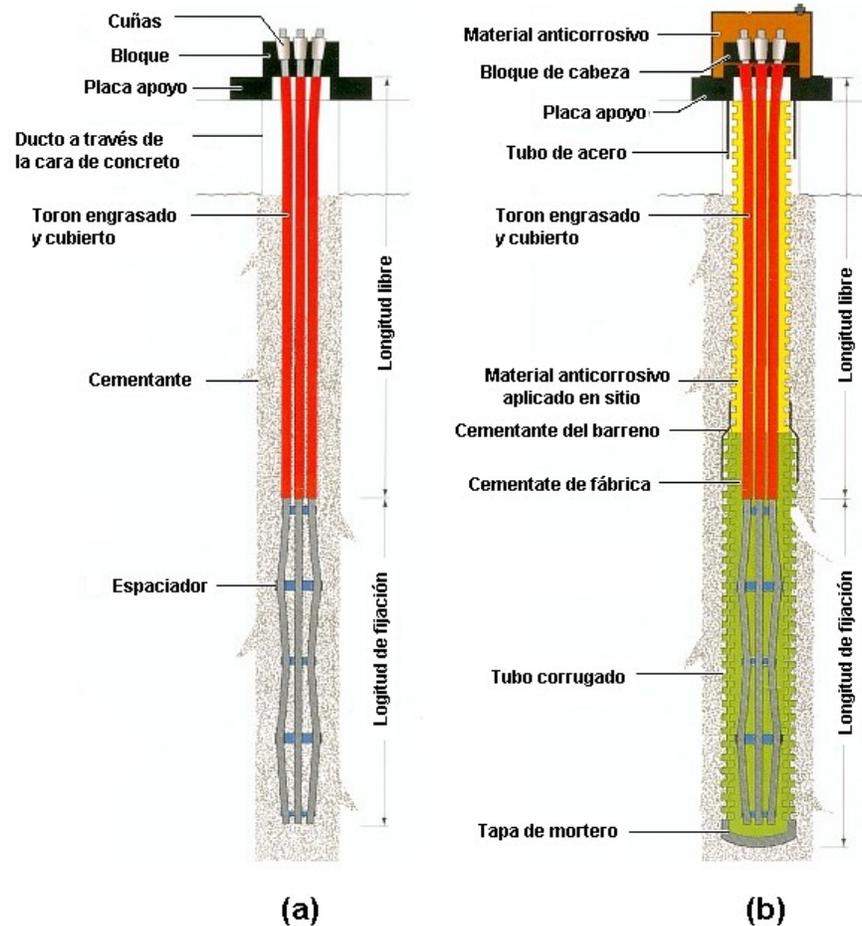


Fig. 4.8 Sistemas de protección sencilla (a) y doble (b) para un ancla de torones Dywidag

4.4 Normas

La práctica del anclaje varía entre los distintos países y regiones. No existe por tanto código de aceptación mundial. En Norteamérica lo más común es aplicar las normas del Post-tensioning Institute y de la de ASTM (American Society for Testing and Materials) y/o AASHTO American Association of State Highway Transportation Officials). En la última revisión del comité de anclajes del Post-tensioning institute, uno de los puntos más importantes tocados, fue precisamente, la necesidad de asignar especificaciones de la ASTM y de la AASHTO para todos y cada uno de los componentes de un anclaje. A continuación se presenta una serie de tablas conteniendo las principales normas con las que deben cumplir los distintos componentes de un ancla.

Tabla 4.7 Normas aplicables para el tendón

Barra roscada de alta tensión tensión a la rotura de 105 – 125 kg/mm ²	ASTM A-722
Torón con tensión a la rotura de 190 kg/mm ²	ASTM A-416
Torón cubierto y relleno con epóxico impregnado con arena para mejor adherencia.	ASTM A-882

Tabla 4.8 Normas aplicables para cementantes

Cemento Portland	ASTM C-845
Resina	ASTM A-775, A-884, D3863 AASHTO M284, M254

Tabla 4.9 Normas aplicables para elementos de protección contra la corrosión

Galvanizado	ASTM A-153; AASHTO No.284 Accesorios: ASTM A-123; AASHTO M191
Epóxico	ASTM A-775, A-884, D3863 AASHTO M284, M254
Grasa	ASTM B-117; ASTM D-1743 Cumple con PTI para compuestos inhibidores de corrosión.
Tubo corrugado	HDPE ASTM D-1785 Clase 200 ASTM D2241 AASHTO No.R6
Tubo liso PVC	Cédula 40 ASTM D-1745 Clase 200 ASTM D-1785, D-2241 AASHTO No.R6

Tabla 4.10 Normas aplicables para accesorios de la cabeza del ancla

Cubierta para la cabeza del ancla (de PVC)	ASTM D-1785
Tuerca hexagonal	ASTM D-1785
Rondana	ASTM A-29 Grado C-1045
Placa (hueco redondo)	ASTM F-436 AASHTO No.M293

4.5 Almacenaje, transporte y manejo

El mejor diseño geotécnico y estructural de un sistema de anclaje es inútil, si la protección contra la corrosión se ha dañado (Nierlich, 1994). Por ello, todos los materiales, sin excepción deben manejarse con cuidado y el personal a cargo debe estar conciente del daño derivado de una mala práctica en el manejo de los componentes que forman el ancla. El manejo del tendón, es particularmente crítico ya que la formación de una grieta en el recubrimiento puede dar lugar a corrosión en una zona localizada. Es importante mencionar que una vez instalada el ancla, es imposible llevar a cabo una inspección del sistema de protección.

Resumen

El material que conforma el tendón debe ser acero de alta resistencia. Éste se presenta en forma de barras, cables o torones. El esfuerzo permisible está en función de la vida útil. Si el anclaje es permanente la carga de trabajo no será superior al 60% de la resistencia última a la tensión y si es temporal al 75%. El cementante utilizado para sujetar el ancla al terreno cumple con tres funciones: fijar el tendón al terreno, proteger al acero y llenar los vacíos o fisuras en el suelo. El acero por naturaleza es susceptible a la corrosión. Este es un fenómeno electrolítico, que se presenta cuando el metal entre en contacto con el agua y el oxígeno. Su principal efecto es degradar al elemento tensor, reduciendo su sección y provocando, en el peor de los casos, la falla por ruptura. La predicción del momento en que se presentará la corrosión y su magnitud es muy difícil de lograr, por ello, la práctica actual es emplear un doble sistema protector para evitarla en la medida de lo posible. Todos los materiales empleados, en la construcción del ancla, deberán cumplir con las normas de calidad correspondientes (ASTM, AASHTO, etc.).

Conclusiones

Antes de proceder con el diseño formal de un sistema de anclaje, debe definirse si éste será temporal o permanente. Esto define dos aspectos muy importantes: el nivel permisible de esfuerzos y el de protección contra la corrosión.

Debido a que actualmente no existe un método confiable para determinar el potencial corrosivo, en la práctica se busca evitar a toda costa que la corrosión se presente mediante sistemas sencillos o dobles de protección.

El buen desempeño de un sistema de anclaje, a lo largo de su vida útil, depende de que cada una de sus partes componentes cumpla con la función para la cual fue diseñado.

De todos los medios donde se instalan anclas, el más agresivo es aquel donde se alternan en forma continua, los ciclos de humedad y secado (estructuras marítimas, por ejemplo).

Todos los elementos que participan en la construcción del ancla, deben cumplir con las normas de calidad correspondientes.

5. SUJECIÓN DEL ANCLA

Para que un ancla pueda restringir en forma satisfactoria los desplazamientos de una estructura o del suelo, debe estar sujeta a una zona firme que permita el desarrollo de la resistencia cortante necesaria en el suelo. La geometría del bulbo de anclaje define el mecanismo de falla del suelo, pero al mismo tiempo la resistencia del suelo determina las dimensiones del bulbo. Otro aspecto que puede ser definitivo, al momento de elegir el sistema de anclaje, es el procedimiento constructivo. Por ejemplo, si se trata de estabilizar un relleno donde es posible instalar las anclas durante el proceso, se usará una placa o muerto de anclaje. En las excavaciones y taludes en corte, el ancla forzosamente deberá ser de tipo perforada e inyectada. En lo que sigue se expone la determinación de las capacidades últimas para ambos tipos de anclas, dejando las consideraciones de tipo constructivo para el capítulo correspondiente.

5.1 Placas y muertos de anclaje

Entre el diseño geotécnico de una placa y un muerto de anclaje la única diferencia de importancia es que en el segundo, su peso es considerablemente mayor, por lo cual cobra mayor relevancia al momento de establecer el equilibrio de fuerzas. El mecanismo de falla, por otro lado, es prácticamente el mismo (fig. 5.1).

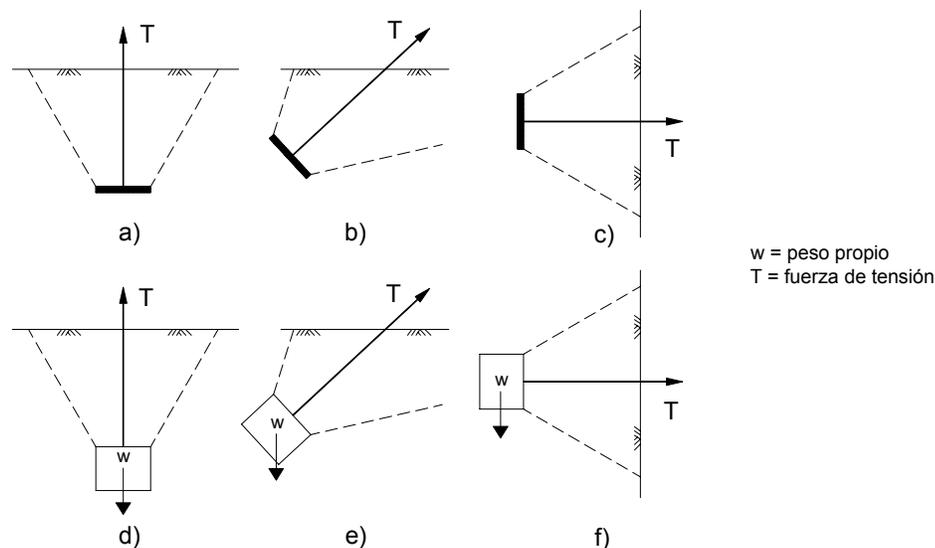


Fig. 5.1 Modos de falla para una placa (a, b y c) y muerto de anclaje (d, e y f)

En los inicios del anclaje de torres de transmisión, éstas se sujetaban al terreno por medio de anclas de placa colocadas al fondo de una excavación. A continuación se rellenaba y compactaba con material producto de la excavación o mejorado. El mecanismo de falla más preocupante, era el

desalojo de un volumen de suelo, cónico o cilíndrico, debido a una fuerza exterior aplicada. Este mecanismo es representativo de un ancla superficial, con una relación entre profundidad y ancho de la placa menor de cinco. Por tal motivo se desarrollaron un gran número de teorías para determinar la resistencia última de anclas superficiales, entre ellas la de Balla (1961), Vesic (1965), Meyerhof y Adams (1968), por mencionar solo algunas (una recopilación exhaustiva de las teorías anteriores y otras más se debe a Braja [1990]). Todas las teorías elaboradas aplican para el caso de placas circulares, con excepción de la de Meyerhof y Adams, en la cual se consideran las de forma rectangular. En lo que sigue se mencionan las principales consideraciones hechas por los diversos autores para el cálculo de la capacidad última de un ancla de placa con diversas orientaciones.

5.1.1 Placas horizontales

Se emplean para sujetar estructuras que están sometidas a fuerzas de levantamiento o subpresión hidráulica (torres de transmisión, diques secos, presas, etc.). La capacidad última en todos los casos esta dada por la siguiente expresión:

$$P_t = P_u + w_a \quad (5-1)$$

donde,

P_t = capacidad última

P_u = capacidad última neta (peso del suelo en la zona de falla + resistencia al corte del suelo)

w_a = peso propio del ancla

Si la superficie de falla se extiende hasta la superficie del terreno, se considera que el ancla es superficial, de lo contrario, se dice que es profunda. Para diferenciar ambos casos, se ha propuesto como frontera una relación profundidad de hincado-ancho de placa (H/h) igual a 5. En la figura 5.2 se muestra un ancla horizontal y los parámetros geométricos de interés para su análisis y diseño.

Las primeras teorías para determinar la capacidad última se basaron en el llamado “Método del cono de suelo”, aplicable al caso de anclas poco profundas de forma circular. Mors (1959) propuso que la superficie de falla adoptaba la forma de un cono truncado y que la capacidad última era igual al peso del suelo contenido dentro del cono.

$$P_u = \gamma V \quad (5-2)$$

donde,

P_u = capacidad última

γ = peso volumétrico del suelo

V = volumen del cono

Con base en la misma figura 5.2, puede calcularse el volumen del cono de suelo. Al multiplicarlo por el peso volumétrico del material, se llega a la ecuación siguiente:

$$P_u = \gamma \frac{\pi H}{3} \left(3h^2 + 4H^2 \cot^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{4} \right) + 6Hh \cot \left(45^\circ - \frac{\phi}{4} \right) \right) \quad (5-3)$$

donde,

H = Profundidad del ancla

h = ancho de la placa

ϕ = ángulo de fricción interna del suelo.

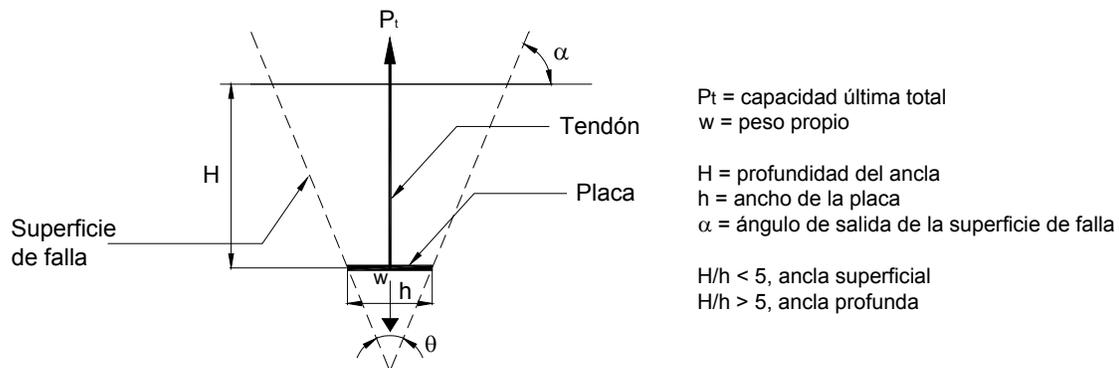


Fig. 5.2 Parámetros geométricos de interés para el análisis por la teoría del cono de suelo

Downs y Chieruzzi (1966) sugieren una teoría similar, pero consideran un valor de 60° para el ángulo " θ ". La ecuación anterior queda de la manera siguiente:

$$P_u = \frac{\gamma \pi H}{3} \left\{ h^2 + [h + 2H \cot 60^\circ]^2 + h(h + 2H \cot 60^\circ) \right\} \quad (5-4)$$

Otro criterio en el cálculo de la capacidad última, es considerar la resistencia al corte del suelo. El método más representativo es el denominado "cilindro de fricción". Se le nombra así porque la superficie de falla adopta dicha forma geométrica. Se supone que al ser sometida a tensión el

ancla, se genera un esfuerzo de fricción que evita el deslizamiento a lo largo de la superficie de falla. La fricción se calcula para cada punto a lo largo de la altura H con la fórmula de Coulomb:

$$s = \sigma(\tan \phi) \quad (5-5)$$

donde,

s = esfuerzo cortante

σ = esfuerzo normal

$\tan \phi$ = coeficiente de fricción

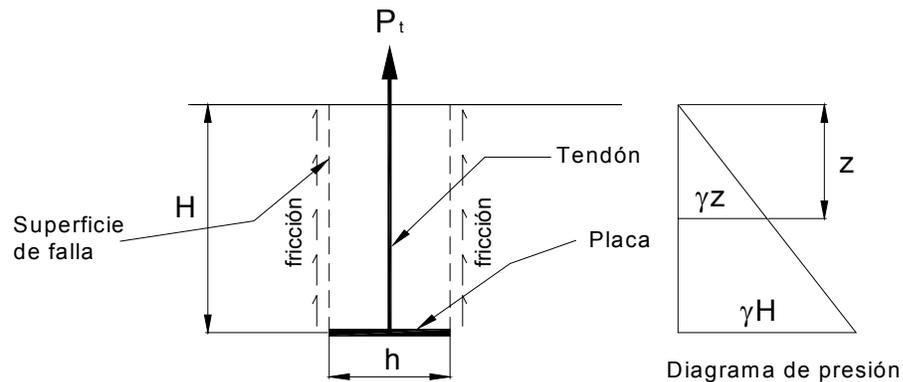


Fig. 5.3 Parámetros geométricos y de presión para el análisis por la teoría del cilindro de fricción

El esfuerzo normal a la superficie de falla, con dirección horizontal, se calcula aplicando un coeficiente de presión en reposo (K_0) al esfuerzo vertical efectivo. El esfuerzo vertical, a su vez, es función del peso volumétrico del suelo (γ) y de la profundidad (z). El peso volumétrico puede considerarse constante sin introducir un gran error en la mayoría de los casos. Sin embargo, el esfuerzo vertical va cambiando con la profundidad. Por esta última razón, es necesario integrar la presión horizontal con respecto a la profundidad para conocer la carga última,

$$P_u = \left(\frac{\pi h^2}{4} \right) (H)(\gamma) + (\pi h) \int_0^H (K_0 \gamma z)(\tan \phi) dz \quad (5-6)$$

Al realizar las operaciones necesarias en la ecuación (5-6) se llega a la expresión propuesta por Ireland (1963),

$$P_u = \frac{\pi H h^2 \gamma}{4} + \frac{\pi h H^2 \gamma}{2} K_0 \tan \phi \quad (5-7)$$

donde,

H = profundidad

h = ancho de la placa

ϕ = ángulo de fricción interna

K_0 = Coeficiente de presión lateral en reposo

Ireland (1963) propone usar la ecuación (5-7) en el caso de arenas, limos y arcillas. Para ello, recomienda usar los siguientes valores de K_0 .

Tabla 5.1 Valores de K_0 propuestos por Ireland

Tipo de suelo	K_0	ϕ
Arena	0.50	30°
Limo	0.40	20°
Arcilla	0.40	20°

Balla (1961), basado en pruebas de campo y modelos, propone una superficie de falla con traza semicircular, para el caso de anclas de placa circular a poca profundidad, en suelos densos. La capacidad última esta conformada por el peso del suelo y la resistencia al corte en la superficie potencial de falla.

$$P_u = H^3 \gamma \left[F_1\left(\phi, \frac{H}{h}\right) + F_3\left(\phi, \frac{H}{h}\right) \right] \quad (5-8)$$

La suma de las funciones F_1 y F_2 desarrollada por Balla se muestran en la figura 5.4.

La teoría de Balla da buenos resultados para relaciones $H/h < 5$ en arena densa. Sin embargo en arenas medias y sueltas sobreestima la capacidad última. Igualmente sucede para relaciones $H/h > 5$, aún si la arena es densa. Lo anterior obedece al hecho de que en ambos casos, la superficie de falla no progresa hasta la superficie del suelo, tal como lo considera la teoría.

La forma de investigar la posibilidad de que la falla alcance la superficie del terreno, es calculando un factor denominado de "rompimiento" (breakout factor), cuya expresión es la siguiente:

$$F_q = \frac{P_u}{\gamma AH} \quad (5-9)$$

donde,

A = área de la placa

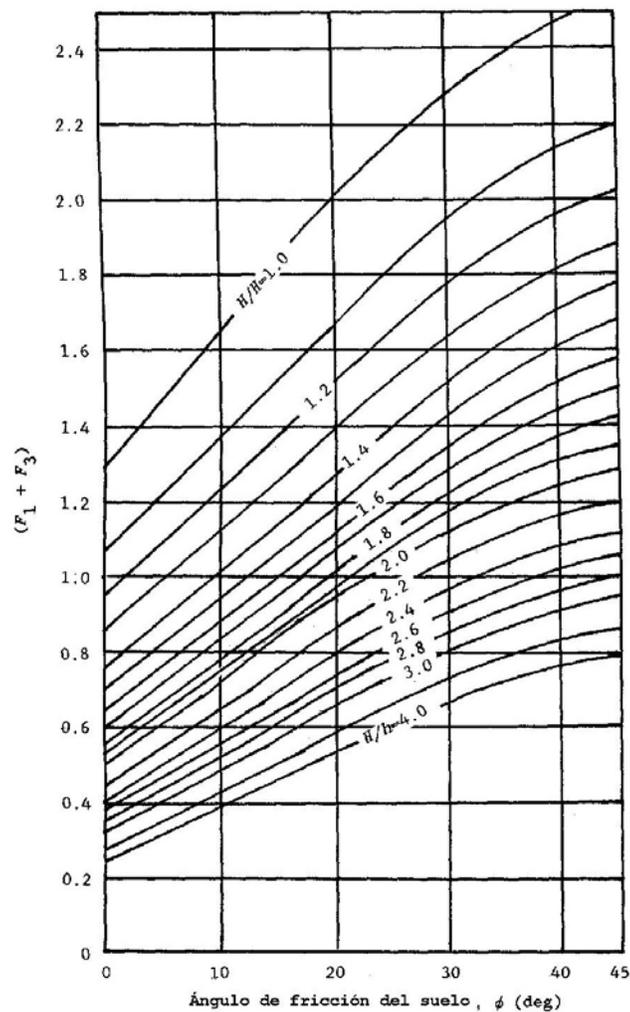


Fig. 5.4 Variación de la suma de funciones $F_1 + F_3$ de acuerdo con Balla (1961)

Como se puede observar en la gráfica 5.5 el valor de F_q se incrementa con la relación H/h , alcanzando un valor máximo (F_q^*). En ese momento H/h tiene un valor crítico $[(H/h)_{cr}]$, a partir del cual el valor F_q se mantiene constante. Las anclas cuya relación $H/h > (H/h)_{cr}$ se consideran superficiales y aquellas con relación $H/h < (H/h)_{cr}$, profundas.

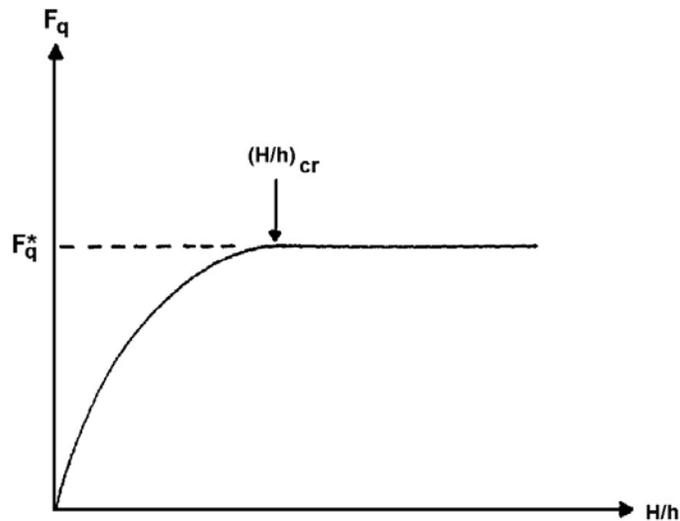


Fig. 5.5 Variación de F_q con H/h

Meyerhof y Adams (1968), por su parte proponen una metodología para el cálculo de la resistencia última de un ancla corrida, circular o cuadrada, ante una fuerza vertical en un suelo. Esta es la única teoría que considera el caso de placas rectangulares. Dicha teoría se puede explicar considerando en primer lugar el caso de una placa corrida. En la falla, la superficie de deslizamiento, forma un ángulo “ α ” con la superficie del suelo. La magnitud de este ángulo depende de la compacidad y el ángulo de fricción interna del suelo. Varía entre $90^\circ - \phi/3$ y $90^\circ - \phi/2$ (Braja, 1990).

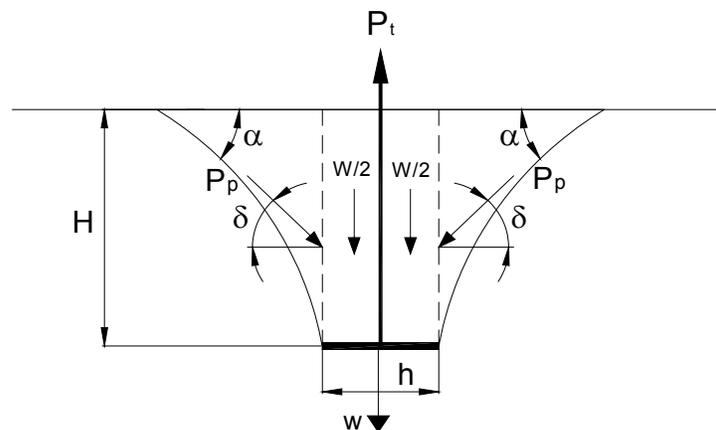


Fig. 5.6 Parámetros geométricos y de presión utilizados en la teoría de Meyerhof y Adams

En el equilibrio vertical de fuerzas se considera el peso propio del ancla, el del suelo y el empuje pasivo (fig. 5.6). La capacidad total se expresa como sigue:

$$P_t = W + 2P_p \operatorname{sen} \delta + w_a \quad (5-10)$$

donde,

W = peso del suelo

P_p = presión pasiva

δ = ángulo de inclinación de P_p con la horizontal

w_a = peso del ancla

Si restamos el peso del ancla de la capacidad total, obtenemos la capacidad última (P_u). Si además obtenemos la componente horizontal de la presión pasiva la expresión (5-10) cambia a la siguiente forma:

$$P_u = W + 2P_{ph} \tan \delta \quad (5-11)$$

donde,

P_{ph} = componente horizontal de la presión pasiva

En la ecuación (5-11) el término P_{ph} se puede conocer calculando el área del diagrama de presión pasiva. Haciendo lo anterior, la ecuación puede escribirse:

$$P_u = W + \gamma H^2 K_p \tan \delta \quad (5-12)$$

donde,

K_p = coeficiente de presión pasiva

Es conveniente cambiar el término $K_p \tan \delta$ de la ecuación anterior por $K_u \tan \phi$, donde K_u es un coeficiente nominal de levantamiento que puede calcularse a partir del ángulo de fricción interna (fig. 5.7).

$$P_u = W + K_u \gamma H^2 \tan \phi \quad (5-13)$$

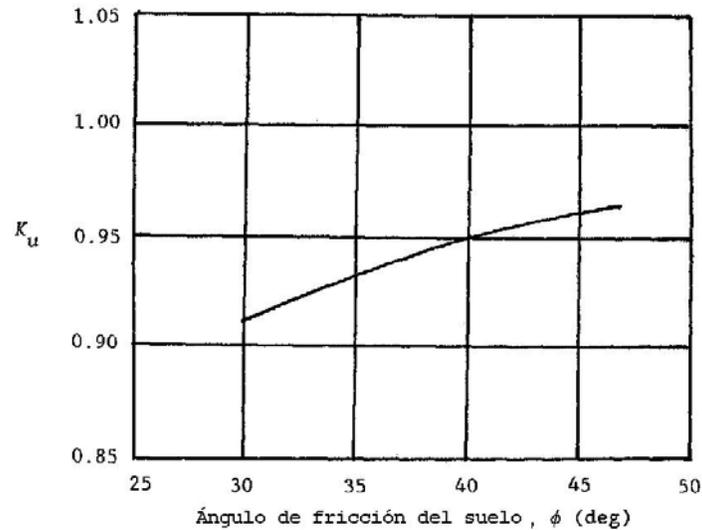


Fig. 5.7 Variación de K_u con el ángulo de fricción

El factor de rompimiento es el mismo dado por Balla, únicamente que para el caso de una placa corrida el área ahora es $h \times 1$, por lo cual se escribe como sigue.

$$F_q = \frac{P_u}{\gamma h H} \quad (5-14)$$

donde,

h = ancho de la placa por unidad de longitud

Sustituyendo (5-13) en (5-14),

$$F_q = \frac{\gamma h H + K_u \gamma H^2 \tan \phi}{\gamma h H} \quad (5-15)$$

En la ecuación anterior se sustituyó el peso W por $\gamma h H$. A continuación, simplificando, la ecuación (5-15) queda:

$$F_q = 1 + K_u \left(\frac{H}{h} \right) \tan \phi \quad (5-16)$$

La ecuación anterior es para una placa corrida, para el caso de placas circulares la capacidad última es como sigue,

$$P_u = W + \frac{\pi}{2} S_F \gamma h H^2 K_u \tan \phi \quad (5-17)$$

donde,

S_F = factor de forma (ec. 5-19)

Para anclas rectangulares la capacidad última esta dada por la ecuación siguiente:

$$P_u = W + \gamma H^2 (2S_F h + B - h) K_u \tan \phi \quad (5-18)$$

donde,

h = ancho de la placa (fig. 5.6)

B = longitud de la placa, medida en sentido perpendicular a h

El factor de forma (S_F) se calcula

$$S_F = 1 + m \left(\frac{H}{h} \right) \quad (5-19)$$

donde,

m = coeficiente en función del ángulo de fricción interna (tabla 5.2)

Tabla 5.2 Valores de “ m ” en función de “ ϕ ”

Ángulo de fricción interna (ϕ), °	m
20	0.05
25	0.10
30	0.15
35	0.25
40	0.35
45	0.50
48	0.60

Vesic (1965) estudió el problema de un punto que se expande formando una caverna esférica cercana a la superficie de un medio semi-infinito, homogéneo e isótropo. En la figura 5.7, se observa que, si H es lo suficientemente pequeña habrá una presión que desalojará el terreno por encima de la caverna. El diámetro en ese momento es “ h ”. Las superficies de deslizamiento son tangentes a la esfera y a la salida forman un ángulo $45^\circ - \phi/2$. El valor de la presión última puede conocerse estableciendo un equilibrio de fuerzas verticales. Dichas fuerzas incluyen la presión P_v en el interior de la caverna, el peso del suelo $W_1 + W_2$ y la componente vertical F_v de las fuerzas internas.

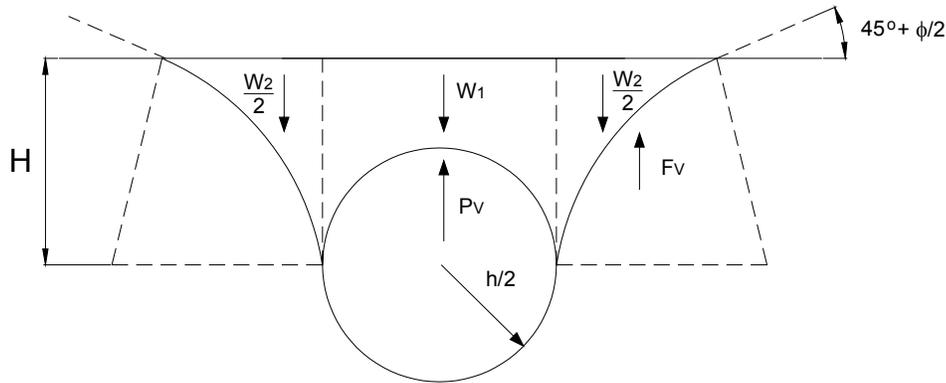


Fig. 5.8 Teoría de expansión de cavidades de Vesic

Para un suelo cohesivo-friccionante, la presión última está dada por la siguiente expresión

$$p_o = c \bar{F}_c + \gamma H \bar{F}_q \quad (5-20)$$

donde,

$$\bar{F}_q = 1 - \frac{2}{3} \left[\frac{(h/2)}{H} \right] + A_1 \left[\frac{H}{(h/2)} \right] + A_2 \left[\frac{H}{(h/2)} \right]^2 \quad (5-21)$$

$$\bar{F}_c = A_3 - \left[\frac{H}{(h/2)} \right] + A_4 \left[\frac{H}{(h/2)} \right] \quad (5-22)$$

\$A_1, A_2, A_3\$ y \$A_4\$ = funciones del ángulo de fricción interna del suelo

Para suelos granulares (\$c=0\$) la expresión (5-20) se reduce a

$$p_o = \gamma H \bar{F}_q \quad (5-23)$$

Para aplicar su concepto al cálculo de capacidad de carga de un ancla circular, Vesic considera que la placa tiene un diámetro \$h\$ y está localizada a la profundidad \$H\$. Además la semiesfera está llena de suelo con un peso \$W_3\$.

$$W_3 = \frac{2}{3} \pi \left(\frac{h}{2} \right)^3 \gamma \quad (5-24)$$

este peso tiene el efecto de incrementar la presión en la siguiente cantidad:

$$p = \frac{W}{\pi\left(\frac{h}{2}\right)^2} = \frac{2}{3}\gamma\left(\frac{h}{2}\right) \quad (5-25)$$

La ecuación (5-23) se incrementa en una cantidad igual a la de (5-25) para obtener la fuerza por unidad de área (q_u) necesaria para extraer el ancla.

$$q_u = \frac{P_u}{A} = p_0 + p = \gamma H(\bar{F}_q) + \frac{2}{3}\gamma\left(\frac{h}{2}\right) = \gamma H \left[\bar{F}_q + \frac{(2/3)(h/2)}{H} \right] \quad (5-26)$$

la expresión anterior también puede escribirse

$$q_u = \gamma H \left\{ 1 + A_1 \left[\frac{H}{(h/2)} \right] + A_2 \left[\frac{H}{(h/2)} \right]^2 \right\} = \gamma H F_q \quad (5-27)$$

Tabla 5.3 Factor de rompimiento F_q , de Vesic para placa circular

Ángulo de fricción (ϕ), °	H/h				
	0.5	1.0	1.5	2.5	3.0
0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
10	1.18	1.37	1.59	2.08	3.67
20	1.36	1.75	2.20	3.25	6.71
30	1.52	2.11	2.79	4.41	9.89
40	1.65	2.41	3.30	5.45	13.00
50	1.73	2.61	3.56	6.27	15.70

Tabla 5.4 Factor de rompimiento F_q , de Vesic para placa corrida

Ángulo de fricción, ϕ (°)	H/h				
	0.5	1.0	1.5	2.5	3.0
0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
10	1.09	1.16	1.25	1.42	1.83
20	1.17	1.33	1.49	1.83	2.65
30	1.24	1.47	1.71	2.19	3.38
40	1.30	1.58	1.87	2.46	3.91
50	1.32	1.64	2.04	2.60	4.20

5.1.2 Placas verticales

Se utilizan para la sujeción de tablestacas hincadas en el terreno o cuando se requiere incrementar la resistencia al deslizamiento de muros de contención u otras estructuras sujetas a empuje. La estabilidad de estas anclas se debe fundamentalmente a la resistencia pasiva del suelo, por lo que su capacidad última está en función de la profundidad. Se presentan dos casos: anclas superficiales y profundas. Se dice que son superficiales cuando la línea de falla alcanza la superficie del terreno y profundas cuando no. En la figura 5-9 se muestran los parámetros geométricos de interés para el análisis y diseño de este tipo de anclas.

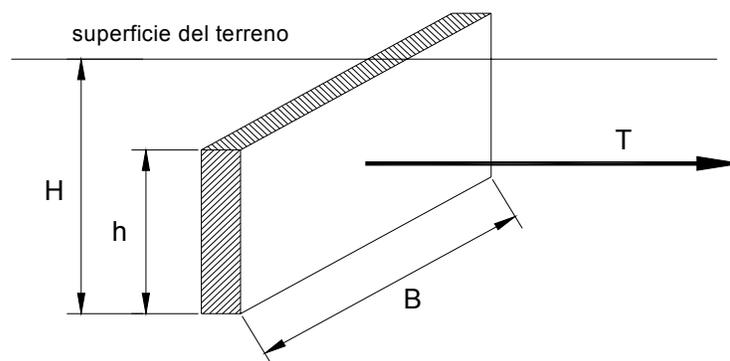


Fig. 5.9 Placa vertical

Uno de los primeros métodos para estimar la capacidad de carga de anclas en arena fue mediante la teoría de Rankine. De acuerdo con este procedimiento, para un ancla corrida rectangular, la capacidad última está dada por la diferencia entre los empujes pasivo y activo.

$$P_u = E_p - E_a \quad (5-28)$$

donde,

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (5-29)$$

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad (5-30)$$

γ = peso volumétrico del suelo

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

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

K_p = coeficiente de presión pasiva

K_a = coeficiente de presión activa

Para el caso de anclas con un ancho B limitado, no es válido considerar que se trata de un problema de deformación plana, ya que influye la fricción en las caras perpendiculares a la superficie de deslizamiento. En este caso se recomienda usar el procedimiento de Teng (1962), donde la presión normal a la superficie de deslizamiento (N) se calcula con la siguiente ecuación:

$$N = \frac{1}{3} K_o \gamma \left[\sqrt{K_p} + \sqrt{K_a} \right] H^3 \quad (5-31)$$

donde,

K_o = coeficiente de presión en reposo

Para calcular la resistencia por fricción (F_{fr}) multiplicamos la presión normal N por $\tan \phi$.

$$F_{fr} = N \tan \phi = \frac{1}{3} K_o \gamma \left[\sqrt{K_p} + \sqrt{K_a} \right] H^3 \tan \phi \quad (5-32)$$

Finalmente, la capacidad última queda dada por:

$$P_T = P_u B + F_{fr} = B(E_p - E_a) + \frac{1}{3} K_o \gamma \left[\sqrt{K_p} + \sqrt{K_a} \right] H^3 \tan \phi \quad (5-33)$$

donde,

P_T = capacidad total, considerando resultante de los empujes activo y pasivo, y fricción en el suelo

Ovesen y Stromann (1972) proponen una metodología para el diseño de placas verticales basada en los resultados de modelos de prueba. Los tres casos básicos son los mostrados en la figura 5.10.

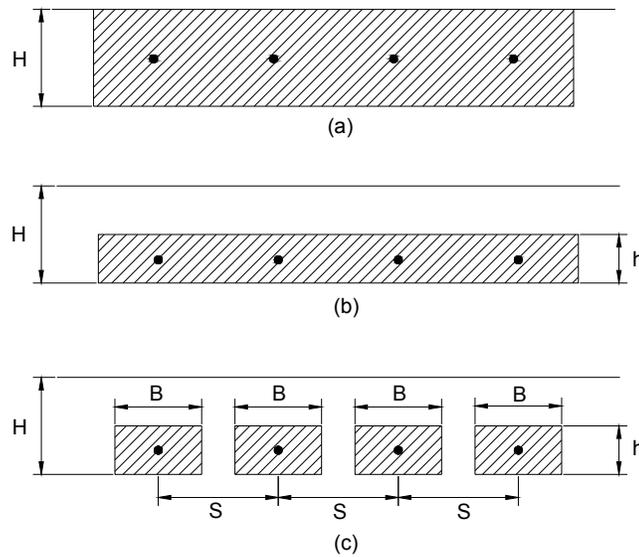


Fig. 5.10 Casos de análisis (Ovesen y Stromann). Básico (a); placa corrida (b) y separadas (c)

Caso básico

La carga última se obtiene estableciendo el equilibrio horizontal de fuerzas considerando el esquema siguiente:

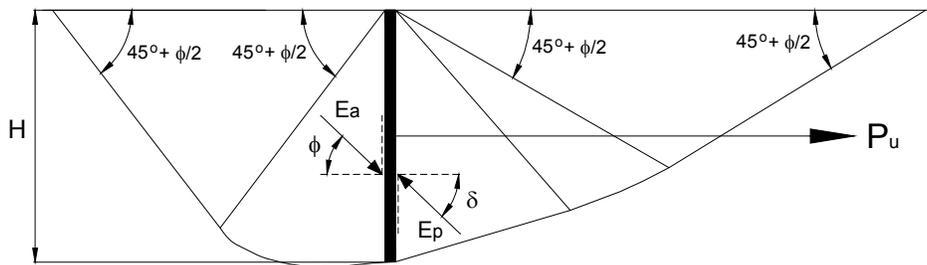


Fig. 5.11 Caso básico

La resultante de los empujes activo y pasivo tiene cierta inclinación. La carga última se obtiene haciendo una diferencia entre las componentes horizontales de ambos empujes.

$$P_u = E_p \cos \delta - E_a \cos \phi \quad (5-34)$$

Sustituyendo en (5-34) las expresiones que dan E_p y E_a ,

$$P_u = \frac{1}{2} \gamma H^2 (K_p \cos \delta - K_a \cos \phi) \quad (5-35)$$

En la ecuación anterior, el valor K_p con δ puede calcularse una vez conocido K_p y ϕ , mediante una gráfica debida a Ovesen y Stromann (fig. 5.12).

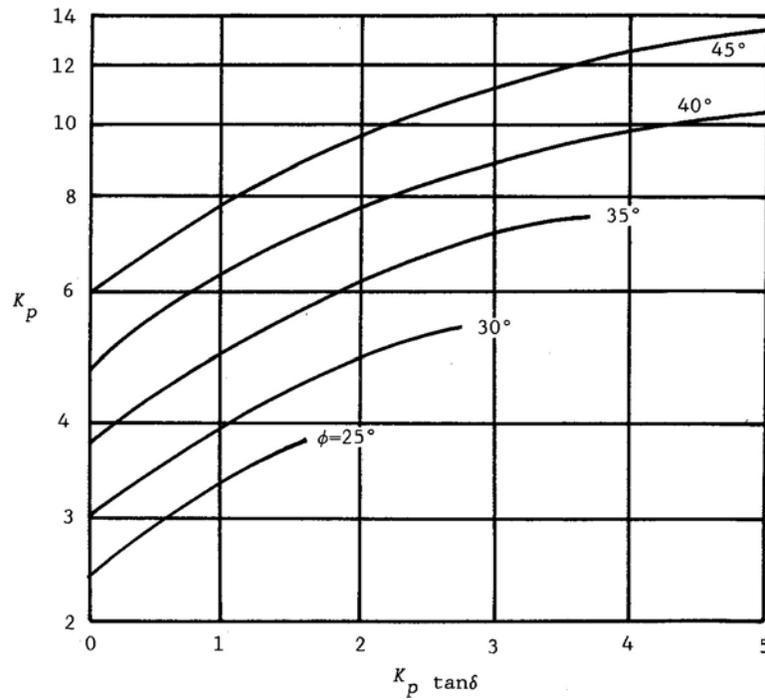


Fig. 5.12 Gráfica para el cálculo de $K_p \tan \delta$ a partir de K_p y ϕ (Ovesen y Stromann, 1972)

Caso de placa corrida

Con base en evidencia experimental, la capacidad última está dada por la siguiente expresión:

$$P_{us} = R_{ov} P_u \quad (5-36)$$

donde,

P_{us} = capacidad última para el caso de una franja

R_{ov} = coeficiente dado por la expresión (5-37)

$$R_{ov} = \frac{C_{ov} + 1}{C_{ov} + \frac{H}{h}} \quad (5-37)$$

donde,

C_{ov} = coeficiente que vale 19 para arena densa y 14 para arena suelta

Caso de placas espaciadas

En este caso la capacidad última esta dada por la siguiente expresión:

$$P_u = P_{us} B_e \quad (5-38)$$

donde,

P_{us} = capacidad última para una placa corrida

B_e = longitud equivalente

La longitud equivalente es una función de la separación centro a centro (S), ancho de la placa (B), profundidad (H) y altura de la misma (h). Si estos datos son conocidos puede entrarse en la gráfica de la figura 5.13 y calcular el valor de B_e .

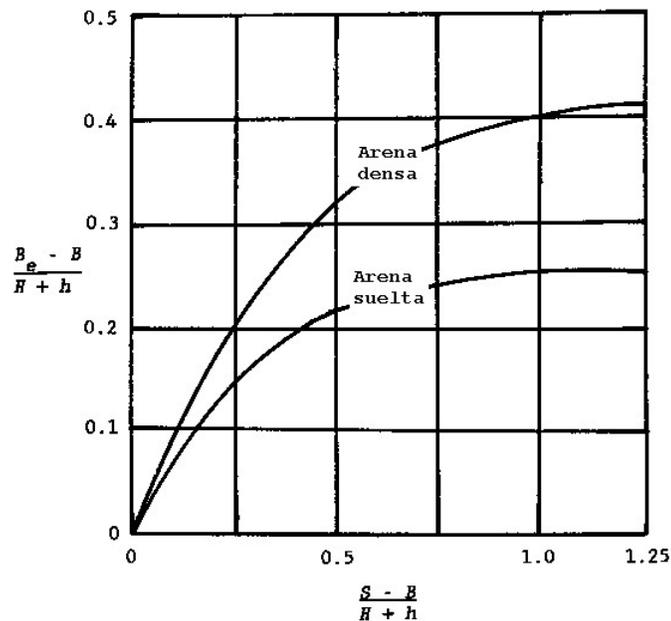


Fig. 5.13 Gráfica para el cálculo de la longitud equivalente B_e .

5.1.3 Placas inclinadas

Se emplean este tipo de anclas en estructuras con miembros inclinados. De esta forma la fuerza se trasmite axialmente a la placa. Para un ancla de este tipo, la capacidad total viene dada por la siguiente expresión (fig. 5.14).

$$P_t = P_u + w_a \cos \psi \quad (5-39)$$

donde,

$w_a \cos \psi =$ componente del peso del ancla paralela al tensor

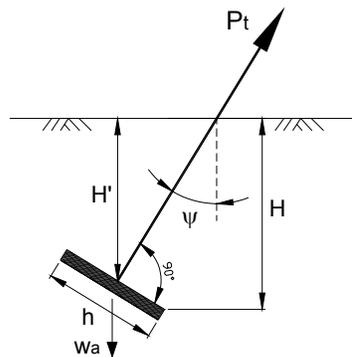


Fig. 5.14 Anclaje con placa inclinada

Meyerhof (1973) propone un método para calcular la capacidad última unitaria de una placa corrida con ancho h a una profundidad promedio H' . La inclinación con respecto a la horizontal es igual " ψ ". Para el caso de un anclaje superficial la capacidad última esta dada por la ecuación siguiente:

$$P_t = \frac{1}{2} K_b \gamma H^2 + \gamma h H \cos^2 \psi \quad (5-40)$$

donde,

K_b = coeficiente de presión neto

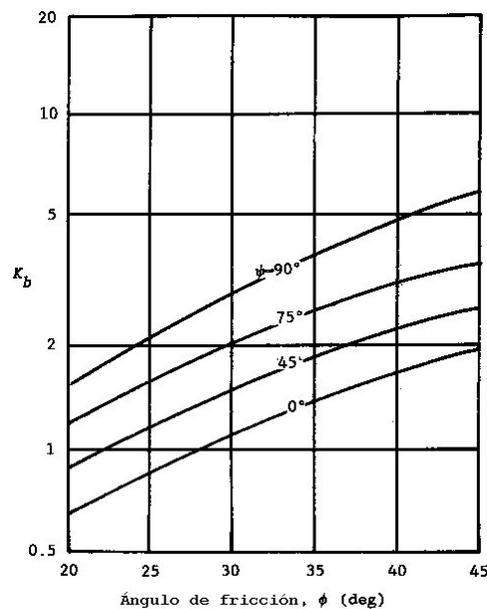


Fig. 5.15 Gráfica para el cálculo del coeficiente neto K_b

En la ecuación (5-40) el primer término del miembro derecho representa la resistencia pasiva, mientras que el segundo es la componente del peso del suelo. El valor de K_b puede obtenerse de la gráfica mostrada en la figura 5.15.

5.2 Anclas inyectadas

En las anclas perforadas e inyectadas para suelo y roca se distinguen dos zonas, una llamada “libre”, donde el elemento tensor no está en contacto con el suelo y otra de “fijación”, donde el tensor está ahogado en la matriz cementante que conforma el bulbo de anclaje. Dicho bulbo, se sujeta del material circundante por fricción y adhesión, producto de la interacción entre el suelo y el ancla, así como del método constructivo.

Las fórmulas que se presentan en lo que resta del capítulo, sirven para estimar la capacidad última del anclaje, definida como la fuerza necesaria para producir un deslizamiento relativo importante entre bulbo y el material circundante. Para emplear con cierto grado de confianza las fórmulas de capacidad última, es importante definir de la manera más precisa posible las dimensiones del bulbo de anclaje y los parámetros de resistencia del suelo. Como en la práctica esto es muy difícil, cobran gran importancia la experiencia con que se cuenta en la construcción del tipo de ancla en turno y las pruebas de campo.

La figura siguiente muestra los parámetros de interés para el diseño de un ancla perforada e inyectada.

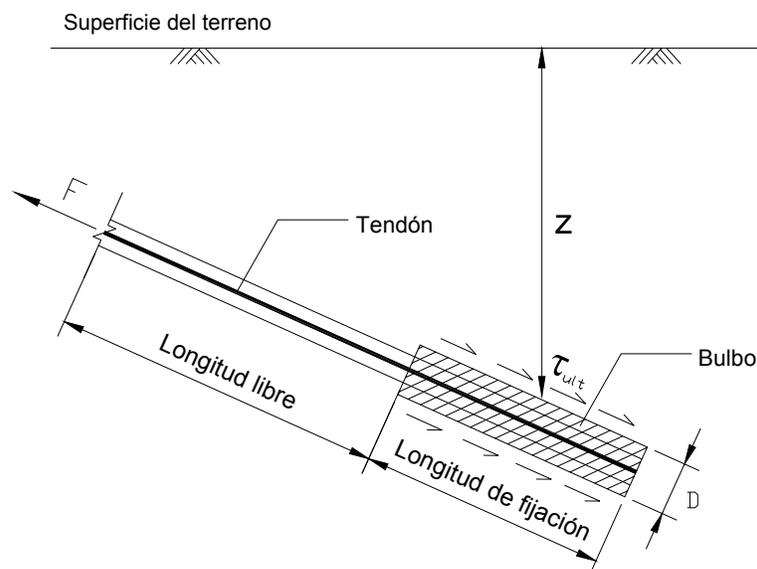


Fig. 5.16 Parámetros de interés en el diseño de un ancla perforada e inyectada

5.2.1 Anclas en roca

La alta resistencia de la roca, en comparación con la del suelo, hace que el tipo de anclaje más empleado sea el de flecha recta. En este tipo de anclaje, el bulbo tiene el mismo diámetro del barreno. La capacidad del ancla se puede estimar con la ecuación siguiente:

$$P = \pi DL \tau_{ult} \quad (5 - 41)$$

donde,

P = capacidad última

D = diámetro del bulbo

L = longitud de la zona de fijación

τ_{ult} = resistencia última (friccionante) en la interfase bulbo-roca

La ecuación anterior no es otra cosa que el área de contacto entre el bulbo y la roca multiplicada por un esfuerzo de fricción promedio.

La validez de la ecuación (5-41) está basada en el cumplimiento de las suposiciones siguientes (Littlejohn, 1979):

1. El esfuerzo friccionante entre el bulbo y la roca está distribuido uniformemente
2. Los diámetros del barreno y del bulbo son iguales
3. La falla se presenta en forma de un deslizamiento relativo entre el perímetro del bulbo y la pared de la roca
4. No existen discontinuidades o planos débiles a lo largo de los cuales pueda inducirse la falla
5. No hay desprendimientos locales en la superficie del bulbo de anclaje

En ausencia de información sobre la resistencia al corte o pruebas de campo, se suele tomar como valor de la resistencia friccionante última (τ_{ult}) un décimo de la resistencia a la compresión simple (UCS por sus siglas en inglés). En la gráfica 5.17 se observa el efecto del ángulo de fricción interna ϕ en la relación t_{ult}/UCS .

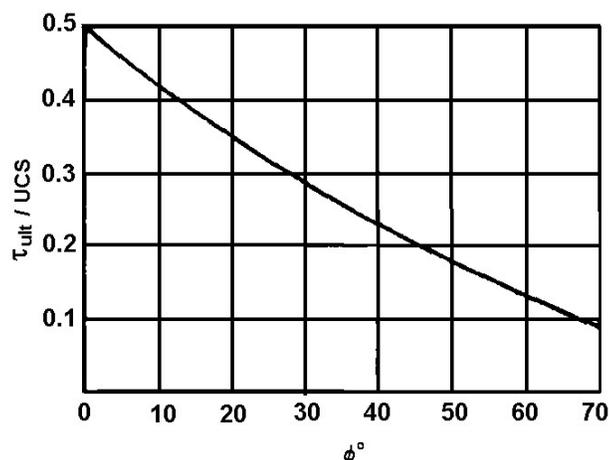


Fig. 5.17 Relación entre ϕ y la relación τ_{ult}/UCS (Littlejohn, 1979)

La experiencia en el empleo de anclajes para roca en ingeniería civil y minería han permitido definir ciertos valores típicos del esfuerzo último de adherencia entre la roca y el mortero endurecido que conforma el bulbo de anclaje. En las recomendaciones del PTI para el uso de anclas pretensadas se presenta la tabla siguiente.

Tabla 5.5 Esfuerzos últimos de adherencia típicos para anclas en roca

Tipo de Roca	Esfuerzo último (MPa)
Granito y Basalto	250 – 450
Caliza dolomítica	200 – 300
Caliza suave	150 – 200
Esquisto suave	30 -120
Arenisca	120 – 250
Concreto	200 - 400

5.2.2 Anclas en suelo granular

La capacidad última de las anclas inyectadas se ve influida, además del tipo de suelo en el que son colocadas, por el procedimiento constructivo en general y por la presión de inyección en particular. Si la presión utilizada es baja, parte del mortero penetra los vacíos y grietas en la zona fija. Debido a esto, el diámetro efectivo del bulbo es algo mayor que el del barreno. Para anclas de este tipo, Littlejohn (1970) propuso la siguiente expresión:

$$P = Ln \tan \phi \quad (5 - 42)$$

donde,

P = carga última

L = longitud de inyección o de fijación

n = factor dependiente de la permeabilidad del suelo, presión de inyección y sobrecarga del suelo

ϕ = ángulo de fricción interna del suelo

Littlejohn sugiere valores de n entre 400 y 600 kN/m cuando la permeabilidad (k) es mayor que 10^{-4} m/s, y entre 130 y 165 kN/m para $10^{-4} < k < 10^{-6}$ m/s. En la ecuación (5-42) se nota inmediatamente que no interviene el diámetro del ancla, por lo que dicha expresión es de carácter empírico. Es preferible, si se conoce el diámetro del ancla, la siguiente ecuación:

$$P = \pi DL \sigma'_n \tan \delta + \frac{\pi}{4} (D^2 - d^2) \gamma Z N_q \quad (5-43)$$

donde,

D = diámetro del ancla

L = longitud fija

σ'_n = presión efectiva de contacto a lo largo del ancla

n = factor dependiente de la permeabilidad del suelo, presión de inyección y sobrecarga del suelo

δ = ángulo de fricción entre bulbo y suelo (menor que el ϕ del suelo, usualmente)

d = diámetro efectivo del barreno después del ancla

γ = peso volumétrico del suelo

Z = Colchón de terreno por encima del ancla

N_q = factor de capacidad de carga (ec. 5-44)

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (5-44)$$

La sencillez de la expresión (5-43) contrasta con la poca certidumbre en su empleo, debido a la poca precisión que se tiene al momento de calcular el diámetro efectivo (D) y el coeficiente N_q . La práctica común es despreciar el segundo término de la ecuación.

Cuando el mortero usado para sujetar el ancla se inyecta con altas presiones, se piensa que, una parte de la presión aplicada queda retenida en la estructura interna del suelo (Hanna, 1982). En este caso la resistencia última se calcula como sigue:

$$P = K\pi DL\sigma'_v \tan \delta \quad (5 - 45)$$

donde,

K = coeficiente de presión de tierra

σ'_v = esfuerzo vertical efectivo a nivel del anclaje

El coeficiente “K” es función de varios factores, como son: presión de inyección, densidad relativa del suelo y método de construcción. Considerando lo anterior, la ecuación (5-45) se puede modificar, quedando de la siguiente forma;

$$P = ap_g \pi DL \tan \delta \quad (5 - 46)$$

donde,

a = coeficiente adimensional menor a la unidad

p_g = presión de inyección en unidad congruente

En la práctica se ha observado que el valor de a depende de la permeabilidad del suelo. Su valor varía entre 1/3 y 2/3.

La causa de la generación de una cierta presión almacenada no esta del todo comprendida, pero parece deberse a la generación de una capa filtrante en la interfase suelo-mortero (Hanna, 1982). En los suelos gruesos dicha capa tiene una menor permanencia, lo cual permite la migración del cementante hacia los vacíos y la consiguiente disipación de presión.

Jorge (1970) estudió el efecto de la presión de inyección en la capacidad de carga de anclas construidas en distintos materiales. La figura 5.18 resume los resultados obtenidos. En dicha figura se observa que los materiales como la caliza dura alcanzas altas resistencias con poco incremento de la presión de inyección. Otros materiales menos firmes y más permeables como la arena de Bruselas presentan un incremento sostenido en la capacidad de carga con el incremento en la presión de inyección. Los materiales menos firmes como la marga requieren altas presiones de inyección para generar resistencias aceptables.

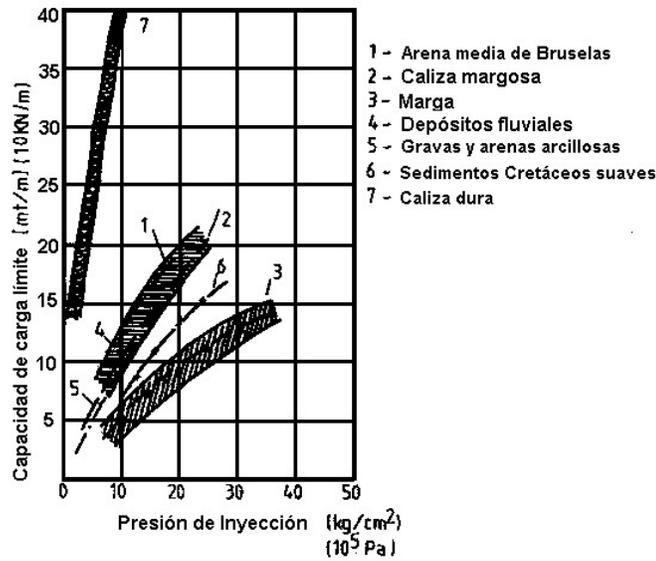


Fig. 5.18 Influencia de la presión de inyección en la capacidad última de anclajes en distintos tipos de suelos (Jorge, 1970)

Debido a la incertidumbre en el empleo de expresiones matemáticas para el cálculo de la capacidad de carga de las anclas inyectadas, se suelen emplear gráficas obtenidas a partir de resultados experimentales para el cálculo de la capacidad última. Quizá el trabajo más importante en este sentido, es el debido a Ostermayer y colaboradores en la universidad de Munich, Alemania. La figura 5.19 muestra una gráfica elaborada a partir del ensayo de 30 anclas que fueron llevadas a la falla. La longitud de anclaje fue variable. Todas las anclas tenían una inclinación de 20° con la horizontal.

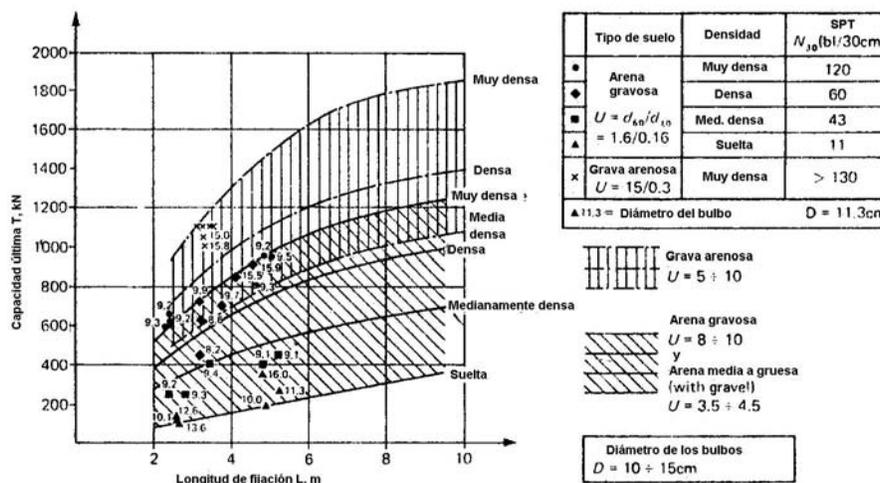


Fig. 5.19 Capacidad última en función de la longitud de fijación para distintos tipos de suelos (Ostermayer y Scheele, 1977)

5.2.3 Anclas en suelo cohesivo

Los suelos arcillosos representan la condición más crítica para la colocación de anclas, tanto por las dificultades en el proceso constructivo (debilitamiento de las paredes y construcción de campanas por ejemplo), como por las incertidumbres en su comportamiento en el tiempo (creep). Por tal motivo, en la práctica tradicional no se acostumbra el empleo de anclaje en suelos arcillosos altamente plásticos (Ovando y Holguín, 2002). Whitlow (1994) también indica que los suelos cuyo $c_u < 90 \text{ kN/m}^2$ no se consideran adecuados para el empotramiento de anclas. No obstante, se han desarrollado algunos sistemas que ayudan a salvar en parte estas dificultades. En la práctica se recomienda que el diámetro del bulbo sea cuando menos 6 veces el del barreno.

Una fórmula que se emplea para calcular la capacidad última de anclas en suelos cohesivos es la siguiente:

$$P = \pi DL \alpha c_u \quad (5 - 47)$$

donde,

D = diámetro del bulbo

L = longitud del bulbo

α = factor de adhesión (varía entre 0.45 y 0.60 dependiendo del método de instalación)

c_u = resistencia al corte no drenado

Mediante la experiencia en el uso de pilotes de fricción se ha podido determinar que α varía entre 0.30 y 1.00 (Ovando y Holguín, 2002). El primer valor es válido para el caso de arcillas preconsolidadas y el segundo para arcillas normalmente consolidadas.

La ecuación (5-47) es válida para anclas de flecha recta. En el caso de anclas con una campana (fig. 5.20a) se puede utilizar la ecuación siguiente:

$$P = \pi DL \alpha c_u + \frac{\pi}{4} (D_e^2 - D^2) N_c c_u \quad (5 - 48)$$

donde,

D = diámetro del barreno

L = longitud del bulbo

D_e = diámetro exterior de la campana

N_c = factor de capacidad de carga (igual a 9)

En algunos casos se construyen anclas múltiples (fig. 5.20b), cuando la arcilla es preconsolidada rígida, de plasticidad media a baja. La capacidad total se calcula con la siguiente ecuación:

$$P = \pi DL \alpha c_u + \frac{\pi}{4} (D_e^2 - D^2) N_c c_u + f c_u L_c \pi D_e \quad (5-49)$$

donde,

f = factor de reducción (0.75 a 1)

L_c = longitud de las campanas

D_r = diámetro del ancla en su parte recta

N_c = factor de capacidad de carga (6 a 13) [ec. 5-49]

$$N_q = (N_q - 1) \cot \phi \quad (5-50)$$

donde,

N_q es el dado por la ec. 5-44

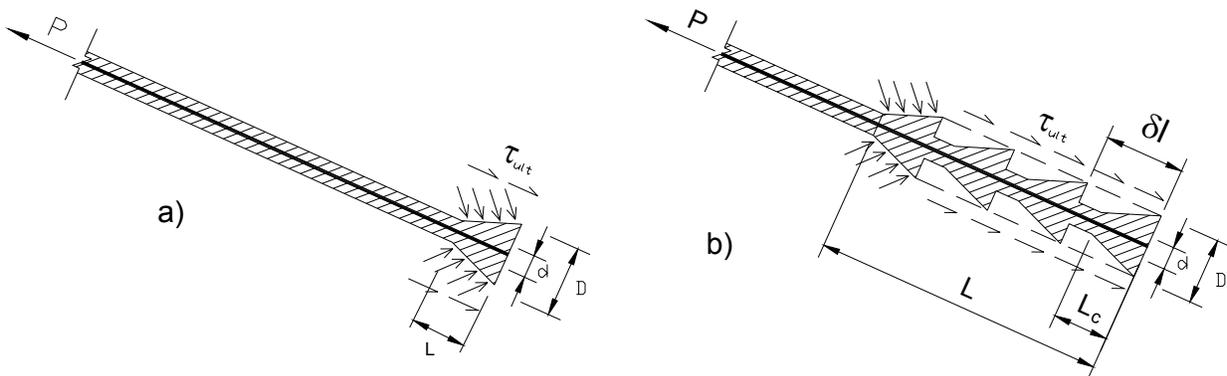


Fig. 5.20 Anclas de bulbo acampanado. Una campana (a) y múltiples campanas (b)

La separación de las campanas varía entre 1.5 y 2.5 veces el diámetro de las mismas. Lo anterior con el fin de que la superficie de falla se desarrolle en una superficie cilíndrica definida por las puntas de las campanas. También puede emplearse una ecuación dada por Littlejohn (1979), que da el espaciamiento δl máximo para que se cumpla lo anterior.

$$\delta l < \frac{(D^2 - d)}{4D} N_c \quad (5-51)$$

donde,

δl = espaciado máximo de las campanas

D = diámetro de la campana

d = diámetro del barreno

N_c = factor de capacidad de carga

5.2.4 Anclaje en arenas y gravas gruesas

Estos suelos se distinguen por sus altos volúmenes de vacíos y permeabilidad. Si el coeficiente de permeabilidad (k) es mayor a 1×10^{-4} m/s los huecos a lo largo de la zona anclada se pueden rellenar con mortero. La capacidad última (T) se suele calcular por medio de la siguiente fórmula (Littlejhon, 1970).

$$T = 10DLm \tan \phi \quad (5 - 52)$$

donde,

D = diámetro de la sección fija del ancla

L = longitud fija del ancla

ϕ = ángulo de fricción del suelo en término de esfuerzos efectivos

m = coeficiente dependiente del tamaño del grano del suelo que varía entre 150 y 600.

El valor de “m” puede calcularse con la siguiente expresión (Littlejhon, 1977):

$$\log m = 2.52 + 0.34 \log D_{50} \quad (5 - 53)$$

donde:

D_{50} = diámetro tal que el 50% en peso del suelo es igual o menor (obtenido de la curva de distribución granulométrica del suelo).

En suelos de grano gruesa con buen drenaje, se puede utilizar lechada de cemento como relleno en el tramo fijo del ancla. La adherencia entre el tendón y la lechada se logra por medio de corrugaciones en la barra o usando un tubo que se expanda al aplicar la carga de preesfuerzo.

5.2.5 Anclaje en limo y arenas finas

En suelos granulares muy finos que presenten un drenaje regular a malo ($1 \times 10^{-6} < k < 1 \times 10^{-4}$) la lechada de cemento encuentra mayor dificultad para penetrar en el suelo. El tipo de anclaje es del tipo flecha recta colada sin presión. La capacidad de carga última se puede calcular con la ecuación (5-49).

5.2.6 Anclaje en suelos granulares cementados con arcilla

Zeevaert (1994) presenta una elaborada metodología para el diseño de anclas en el caso de suelos granulares en una matriz de arcilla limo-arenosa fina con un grado de saturación (S_r) igual o menor al 100%. Considera que la tensión que el ancla puede tomar está en función de diversos factores, como son: la varilla y su esfuerzo nominal, granulometría del suelo, humedad, dimensiones del bulbo, inclinación del ancla, parámetros de resistencia, cambios en el grado de saturación posteriores a la inserción del ancla y reducción en los esfuerzos efectivos por un incremento en la presión de poro debida a sismo. A continuación se describe el método.

Con base en la figura 5.19 se establece el estado de esfuerzos efectivo. Por trigonometría, el esfuerzo normal (σ_n) queda dado por la siguiente expresión:

$$\sigma_n = \sigma_z (\cos^2 \alpha + K_0 \sin^2 \alpha) \quad (5-54)$$

donde,

σ_z = esfuerzo vertical efectivo

α = ángulo de inclinación del bulbo

El valor medio del esfuerzo radial en la superficie del bulbo vale,

$$\sigma_{ra} = \frac{\sigma_z}{2} \{ \cos^2 \alpha + (1 + \sin^2 \alpha) K_0 \} \quad (5-55)$$

A continuación se hace una corrección de los esfuerzos radiales debida a Terzaghi (1942), para considerar la existencia de esfuerzos radiales a cierta distancia de la periferia de la perforación, con la ecuación siguiente:

$$\sigma_{r\theta} = \sigma_{ra} \left(1 - \frac{D_0^2}{D_b^2} \right) \quad (5-56)$$

donde,

D_0 = diámetro de la perforación

D_b = diámetro del bulbo

Al combinar las ecuaciones (5-53) y (5-54) se tiene un esfuerzo radial efectivo igual a

$$\sigma_{r\theta} = \frac{\sigma_z}{2} \left(1 - \frac{D_0^2}{D_b^2} \right) \left\{ \cos^2 \alpha + (1 + \operatorname{sen}^2 \alpha) K_0 \right\} \quad (5-57)$$

La tracción admisible (T_a) se determina con la siguiente ecuación.

$$T_a = \frac{(\pi D_b L)(c + \sigma_{r\theta} \tan \phi)}{FS} \quad (5-58)$$

donde,

D_b = diámetro del bulbo

L = longitud fija

c = cohesión

$\sigma_{r\theta}$ = esfuerzo radial efectivo

FS = factor de seguridad (mínimo 2.0)

Los parámetros del suelo utilizados son los debidos exclusivamente a la matriz arcillosa. La precisión de los resultados, al aplicar la ecuación (5-56), depende de una adecuada estimación de los factores D_b , c y ϕ . De estos tres factores el que genera mayor incertidumbre es C , ya que el valor obtenido en laboratorio (c_{lab}) en general diferirá del de campo (c_c). Para aproximar el valor real (c_e) se aplica una corrección por humedad y otra por granulometría. El valor de la cohesión a utilizar en los cálculos será el siguiente:

$$c_e = (R_H R_{gr}) c_{lab} \quad (5-59)$$

donde

R_h = corrección por humedad

R_{gr} = corrección por granulometría

c_{lab} = cohesión determinada en laboratorio

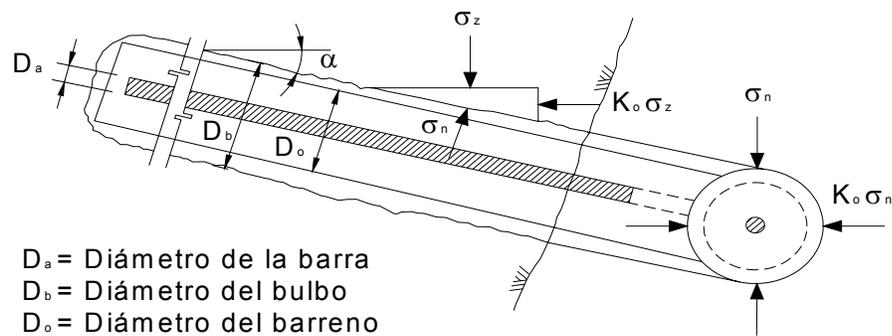


Fig. 5.21 Bulbo de anclaje y esfuerzos actuantes (Zeevaert, 1994)

5.3 Eficiencia de la longitud de anclaje

Las fórmulas vistas anteriormente consideran una distribución uniforme de esfuerzos y tienen la siguiente forma general:

$$P = \tau_{ult} A \quad (5 - 60)$$

donde,

P = carga última

τ_{ult} = esfuerzo último en la interfase bulbo-suelo

A = área de contacto entre el bulbo y el suelo

Sin embargo la capacidad última no es proporcional a la longitud del bulbo. Esto se puede observar en las curvas de la figura 5.19, debidas a Ostermayer. En términos generales una longitud económica para la zona de fijación es de entre 6 y 7 metros.

Para considerar la “no uniformidad” en la distribución de esfuerzos se ha tratado de implementar un factor no lineal. Casanovas (1989) propone emplear una longitud de fijación aparente (L_{ve}), en la cual se moviliza por completo la resistencia última.

$$L_{ve} = L \frac{1}{\text{Log}(0.1\tau_{ult})} \quad (5 - 61)$$

Donde,

L = longitud de fijación

La ecuación anterior no toma en cuenta el efecto de la falla progresiva. Para ello debe considerarse un factor de eficiencia (f_{eff}). Al aplicarlo a la ecuación (5-59) tenemos,

$$P = f_{eff} \tau_{ult} A \quad (5 - 62)$$

Barley (1995) analizó los datos obtenidos de pruebas en anclas que fueron llevadas a la falla en distintos tipos de suelo. La figura 5.22 muestra los resultados de las pruebas y la curva de ajuste, cuya ecuación es:

$$f_{eff} = 1.6L^{-0.57} \quad (5 - 63)$$

También propone una expresión para el caso de arenas, donde relaciona el factor de eficiencia con el ángulo de fricción interna del suelo (ϕ).

$$f_{eff} = (0.91)^{L \tan \phi} \quad (5 - 64)$$

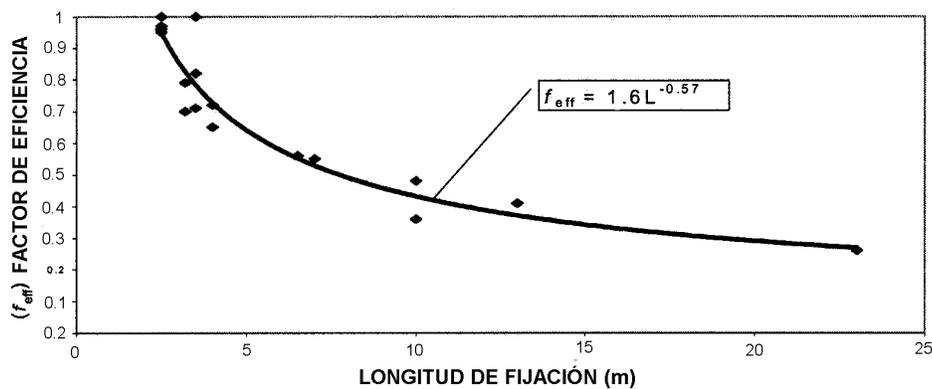


Fig. 5.22 Distribución de la eficiencia en función de la longitud fija (Barley, 1995)

La curva de la figura 5.22 muestra una importante disminución en la eficiencia para longitudes mayores a los 5 metros.

Resumen del capítulo

Un ancla sólo puede restringir en forma satisfactoria los desplazamientos de una estructura o del suelo, si está firmemente sujeta a una zona fuera de la zona potencial de falla, que le permita desarrollar la resistencia cortante suficiente. Para el cálculo de la capacidad última pueden

considerarse dos tipos de anclas: las de placa y las perforadas e inyectadas. El diseño geotécnico de una placa y un muerto de anclaje es prácticamente el mismo ya que tienen un mecanismo de falla similar. La fórmula empleada para el cálculo de la capacidad última de una placa, obliga a considerar su orientación: horizontal, vertical o inclinada. Todas las teorías, con excepción de la de Meyerhof y Adams (1968) consideran que la placa es de forma circular. Las anclas perforadas e inyectadas en roca o suelo, se distinguen por tener una zona libre, donde el elemento tensor no está en contacto con el suelo y otra de fijación donde el tensor está ahogado en la matriz cementante que conforma el bulbo de anclaje. El bulbo se sujeta del material circundante por fricción y adhesión, producto de los materiales empleados y el método de construcción. La capacidad última de un ancla se considera igual al producto del área de contacto bulbo-suelo y la resistencia cortante generada. Para predecir con un grado de aproximación razonable la capacidad de un ancla es necesario definir de la mejor forma posible las dimensiones del bulbo de anclaje y los parámetros del suelo. Estas dependen del método constructivo y presión de inyección empleados. En el diseño se suele considerar una distribución uniforme del esfuerzo en la interfase bulbo-suelo. Sin embargo, esto no es del todo cierto, ya que la distribución de los esfuerzos se modifica según el nivel de carga aplicada. Los esfuerzos tienden a concentrarse en el fondo del bulbo.

Conclusiones

El mecanismo de falla en placas y muertos de anclaje, consiste en la formación de una superficie de falla cónica o cilíndrica, cuyo eje se corresponde con la dirección en que se aplica la fuerza de tensión. La capacidad última se deriva principalmente de la resistencia pasiva del suelo.

En el caso de las placas horizontales, todas las teorías, excepto la de Meyerhof y Adams (1968) se aplican a las de forma circular. La teoría de Balla da mejores resultados para el caso de suelos densos, pero en el caso de arenas sueltas puede sobreestimar la capacidad. La teoría de Vesic por su parte, da mejor resultado en arenas sueltas, mientras que en arenas compactas puede subestimar la capacidad hasta en un 100%.

La capacidad de las anclas de placa vertical es función de su profundidad. La carga última depende de la resistencia pasiva que puede desarrollar el suelo, por lo que es aplicable la teoría de Rankine. Al respecto, Ovesen y Stromann (1972) presentan una de las teorías más completas, ya que abarca el caso de placas aisladas y corridas.

La capacidad de las placas inclinadas puede determinarse con una metodología muy sencilla presentada por Meyerhof (1973).

En el caso de las anclas inyectadas con o sin presión, la resistencia a la extracción, se deriva de la fricción entre el fuste y el suelo circundante. La capacidad última de un ancla depende de resistencia del suelo, la geometría del bulbo y el procedimiento constructivo.

Considerando una distribución de esfuerzos a lo largo del fuste, la capacidad última se define como el producto del área de contacto por el esfuerzo cortante generado por fricción. La distribución en realidad no es uniforme y la longitud óptima de fijación suele ubicarse entre los 6 y 7 metros.

6. COMPORTAMIENTO Y MODOS DE FALLA

6.1 Comportamiento del suelo ante un cambio de esfuerzos

Durante muchos años la teoría de la elasticidad se ha empleado en forma más o menos satisfactoria, para predecir la deformación de materiales de ingeniería como el acero y el concreto (la rama de la física que trata con este tipo de problemas es la mecánica de los cuerpos deformables). Los materiales mencionados se caracterizan por tener un comportamiento elástico hasta cierto punto, tal que, a iguales incrementos de carga corresponden iguales deformaciones. Lo anterior se observa claramente en la parte recta (OA) del diagrama esfuerzo deformación de la figura 6.1a. Una propiedad muy importante de los cuerpos elásticos es la capacidad de recobrar su configuración inicial una vez retirada la carga que los deformó. No obstante, si el límite elástico es rebasado, el material fluye plásticamente y hay una deformación permanente.

En el estudio de la mecánica de los suelos, muy pronto se demostró que éstos se apartan rápidamente del comportamiento elástico. El estudio de la gráfica esfuerzo deformación (idealizada) de un suelo (fig. 6.1b) nos muestra las distintas respuestas ante la carga (OA), descarga (AB) y recarga (BC), respectivamente. En forma general, las deformaciones que ocurren tienen dos componentes, una recuperable (elástica) y otra no recuperable (plástica). Si se retira la carga aplicada, únicamente se recupera la parte elástica (BD) y queda una deformación permanente (OB). A este comportamiento se le denomina elastoplástico.

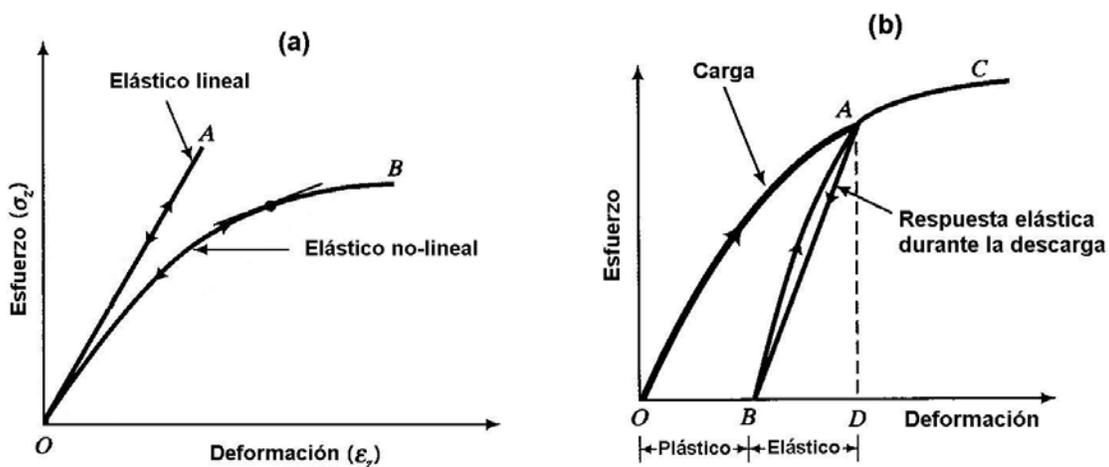


Fig. 6.1 Curvas idealizadas para comportamiento elástico (a) y elastoplástico (b)

6.2 Movimientos del suelo en una excavación

Muchos problemas geotécnicos tienen que ver con obras donde el suelo es sometido a una sobrecarga (construcción de edificios, terraplenes, etc.) o a una descarga (excavaciones, túneles, etc.). En el primer caso el suelo se comprime y en el segundo se expande.

Al aplicar una sobrecarga, puede esperarse una deformación inmediata y otra diferida, que se incrementa en el tiempo. El primer tipo de deformación es de carácter elastoplástico, de tal forma que si la carga se retira, el suelo sólo se recupera parcialmente. El segundo tipo de deformación es de tipo viscoso, no recuperable. Cabe mencionar que en el caso de los suelos finos plásticos (limos y arcillas) el agua en su interior juega un papel muy importante en la rapidez con que se deforman. A este fenómeno, llamado consolidación, se le suele descomponer en dos partes para su estudio: la consolidación primaria, producto de la expulsión de agua de los poros, de acuerdo con la teoría de Terzaghi (1947) y la secundaria que representa un reacomodo estructural de las partículas del suelo. En los suelos granulares (arenas y gravas) la mayor parte de la deformación total que experimentará la estructura se presenta en forma inmediata y en los finos a largo plazo.

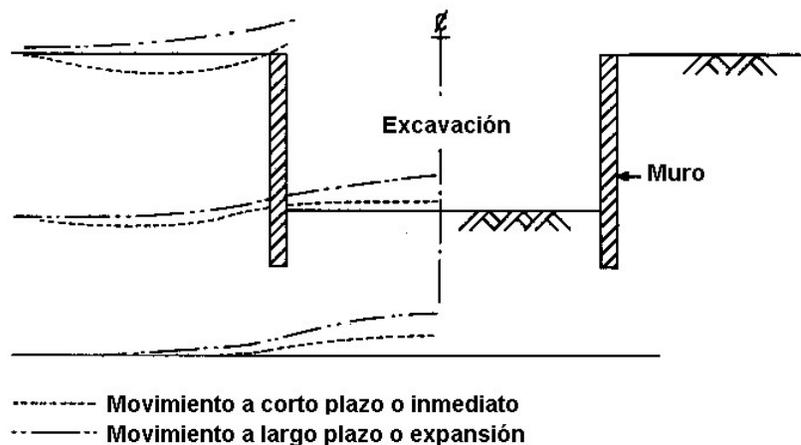


Fig. 6.2 Movimientos en el suelo por excavación (Hanna, 1982)

La expansión del suelo se debe a una recuperación elástica, motivada por un alivio de esfuerzos (como el de una excavación por ejemplo), ya sea que el material sea de tipo friccionante o cohesivo. En el segundo caso, sin embargo, se cuenta con cierto potencial de expansión adicional por absorción de agua (particularmente en las arcillas). En la figura 6.2 se muestra en forma cualitativa los movimientos experimentados por el suelo a raíz de una excavación.

6.3 Comportamiento de las estructuras ancladas

En las estructuras ancladas hay una interacción permanente entre las anclas, el suelo circundante y la estructura estabilizada. Un ejemplo muy claro es el caso de una excavación profunda, cuyas paredes son sostenidas por una tablestaca anclada, donde retiro del material se hace por etapas. Para ejemplificar lo anterior se presentan a continuación los resultados de un estudio presentado por la Administración Federal de Autopistas (Federal Highway Administration) de los Estados Unidos (U.S. Department of Transportation, 1999). Dicho ejemplo se refiere al comportamiento observado en un modelo de muro anclado en dos niveles con una altura de 1.90 metros (fig. 6.3).

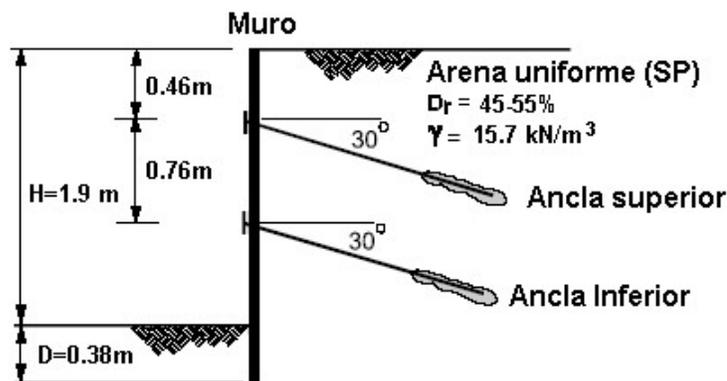


Fig. 6.3 Modelo de muro flexible anclado (U.S. Dep. of Transportation, 1999)

En lo que sigue, con referencia a la figura 6.4, se describe el comportamiento observado en cuanto a las presiones y deformaciones del muro en cada una de las etapas de excavación.

En la primera etapa (fig. 6.4a) el muro trabaja en cantiliver. Al no haber restricciones para su desplazamiento, el diagrama de presión en el respaldo es de forma triangular, según la teoría de Rankine. Como el muro se encuentra firmemente empotrado, se tiene una condición de soporte fijo. En la segunda etapa (fig. 6.4b), la tensión del ancla (1.2 veces la carga de trabajo) fuerza al muro a un estado de presión pasiva que se reduce cuando la tensión del ancla se disminuye a un 75% de carga de diseño. La presión en el respaldo se acerca a la condición en reposo. En la tercera etapa (fig. 6.4c) el retiro del material ubicado por debajo del primer del nivel de anclaje, no afecta significativamente la forma del diagrama de presión, pero sí a los desplazamientos del muro. En la última etapa (fig. 6.4d), al final de la construcción, los dos niveles de anclaje restringen el desplazamiento del muro lo suficiente, para provocar que el diagrama de presión adquiriera la forma aproximadamente trapezoidal de los diagramas de presión aparente, propuestos inicialmente por Terzaghi y Peck, que son los que se emplean en el diseño actual.

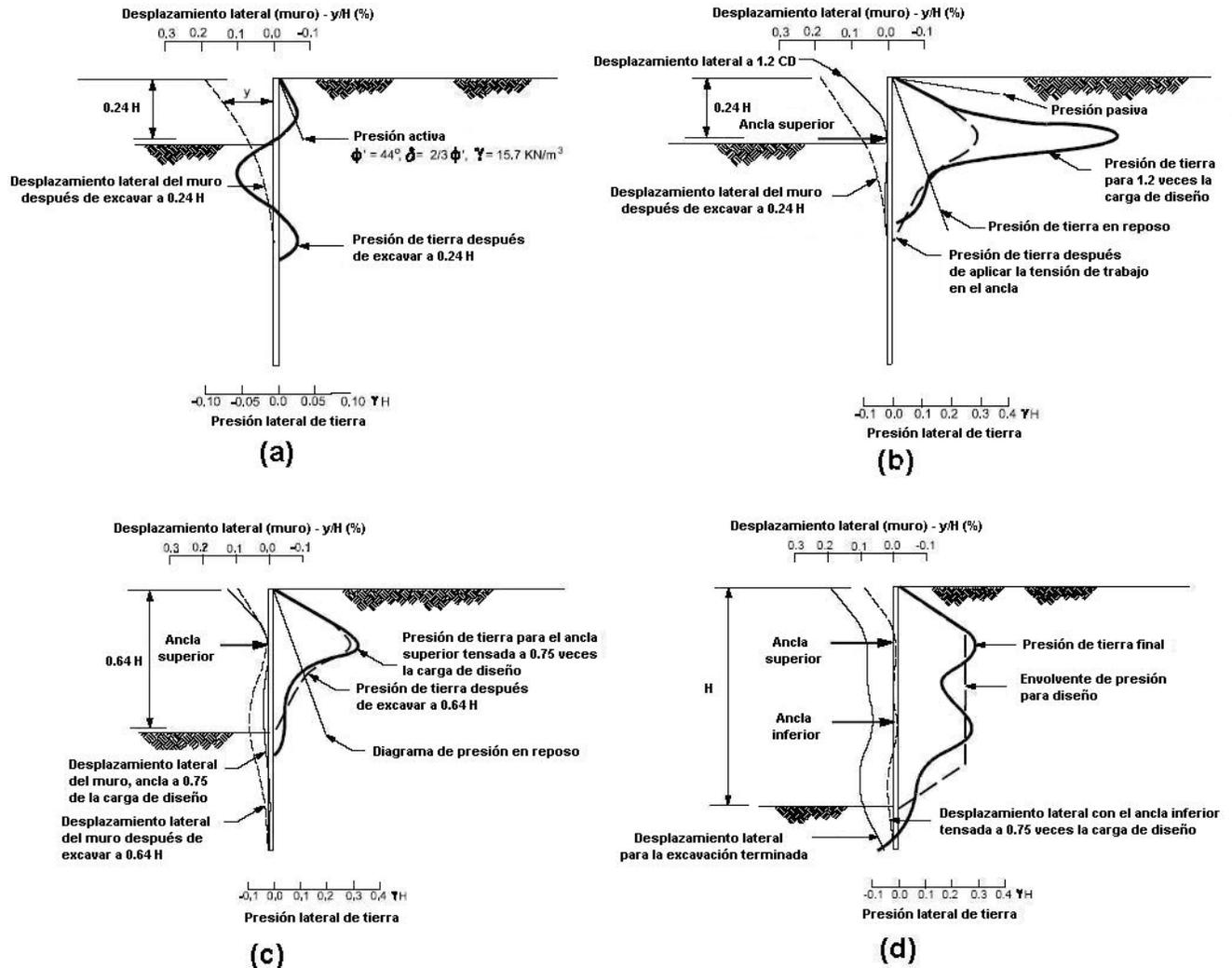


Fig. 6.4 Comportamiento del modelo de muro flexible anclado durante las etapas de construcción (U.S. Dep. of Transportation, 1999)

6.4 Modos de falla

En ingeniería, el análisis y diseño de cualquier estructura debe hacerse atendiendo a los posibles modos de falla. Estos se han logrado definir con base en la experiencia adquirida a través del tiempo. La explicación del fenómeno se complementa mediante la aplicación de modelos teóricos con diversos grados de aproximación, ajustados de la mejor forma posible a la realidad observada. En geotecnia lo anterior es particularmente cierto, ya que sus métodos de análisis comúnmente surgen de la observación y estudio de la forma en que fallan el suelo y las estructuras de tierra.

En mecánica de suelos el especialista se enfrenta a dos tipos de problemas: de estabilidad y elasticidad (Terzaghi, 1943). Actualmente se les denomina estados límite de falla y de servicio,

respectivamente. El estado límite de falla tiene que ver con las condiciones existentes justo antes de sobrevenir la falla por flujo plástico, sin considerar el efecto de las deformaciones. El estado límite de servicio está relacionado con las deformaciones que puede sufrir el suelo por un incremento en las cargas aplicadas, sin tomar en cuenta las condiciones de esfuerzo.

El estado límite de falla, en el caso de los suelos se manifiesta en la generación de una superficie de falla, que puede o no, desarrollarse en forma súbita. La ubicación y el momento en que se forma dicha superficie, distan de tener una solución cerrada. Por ello, la práctica actual consiste en evaluar el factor de seguridad para una serie de potenciales superficies de falla, propuestas por el proyectista. Como el número de éstas es prácticamente infinito, se debe aplicar el mejor criterio para definir las más críticas. Una de las condiciones que deben cumplir es que el mecanismo de falla sea cinemáticamente admisible.

La forma en que fallan las estructuras ancladas se clasifica en tres grupos, que son:

1. **Local.-** Solo es involucrada una porción limitada del volumen total de suelo
2. **Estructural.-** Cuando hay una ruptura o deformación excesiva del elemento tensor o de retención
3. **General o global.-** El conjunto formado por suelo, anclas y elemento de retención se movilizan en conjunto

Para cada uno de los tres tipos mencionados existen casos particulares que se describen más adelante. La clasificación presentada y la mayor parte de las figuras están basadas en las presentadas en la circular No.4 de la Administración Federal de Autopistas de los Estados Unidos (Dep. of Transportation, 1999) y el "Manual de construcción geotécnica" de la sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos (Ovando y Holguín, 2002).

6.4.1 Falla local

Antes de colocar el anclaje (fig. 6.5a).- En el caso de un tablestacado se manifiesta por un giro y desplazamiento del muro hacia el frente. En el caso de cortes verticales puede darse en forma de un deslizamiento, cuya superficie de falla puede o no ser profunda. Comúnmente se presenta por una mala planificación de las etapas de excavación. Esto es, que la altura vertical del corte en un momento dado, sea mayor que la mínima necesaria para que el suelo se sostenga por sí mismo.

Esta altura, denominada crítica se calcula en forma clásica mediante la teoría de Rankine con la siguiente ecuación (suelo con cohesión y fricción):

$$H_c = \frac{4c}{\gamma} \sqrt{N_\phi} \quad (6-1)$$

donde,

H_c = altura crítica del corte

c = cohesión aparente

γ = Peso volumétrico del suelo

$N_\phi = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$

Extracción del bulbo (fig. 6.5b).- Se presenta cuando se excede la resistencia por fricción y adhesión en la interfase bulbo-suelo. Cuando el fondo de las anclas es de tipo acampanado, se considera que dicha resistencia es movilizadada en el perímetro del área aumentada. Puede deberse a una sobreestimación de las dimensiones del bulbo y/o de la fricción en el fuste.

Falla cónica (fig. 6.5c).- Se caracteriza por el desarrollo total o parcial de una superficie de deslizamiento a partir del fondo del ancla. Como resultado, cierto volumen de suelo es desalojado. Esto es típico de las anclas superficiales con una relación $H/h < 5$, donde H es la profundidad del ancla y h es el ancho de la placa. Un caso particular de este mecanismo es la falla de tipo cilíndrico, cuando la superficie de falla se desarrolla a lo largo de una superficie sin curvatura.

Capacidad de carga (fig. 6.5d).- La diferencia de niveles debida al relleno en el respaldo de una tablestaca o por la construcción de un terraplén, induce una sobrecarga al nivel de la cimentación. Si la resistencia al corte en el suelo de cimentación se ve excedida, se tendrá una falla que puede abarcar parte o la totalidad de la estructura. Lo anterior puede deberse a una mala estimación de los parámetros de resistencia del suelo, la aplicación de un factor de seguridad insuficiente o la generación de una componente de fuerza vertical por una inclinación excesiva de las anclas.

Insuficiente resistencia pasiva (fig. 6.5e).- La estabilidad de las tablestacas ancladas requiere la movilización de resistencia pasiva en el suelo frente al muro, a lo largo del tramo empotrado. En muros flexibles donde la presión pasiva es una componente muy importante de la estabilidad, ésta se reduce por un factor de seguridad (mínimo 1.5).

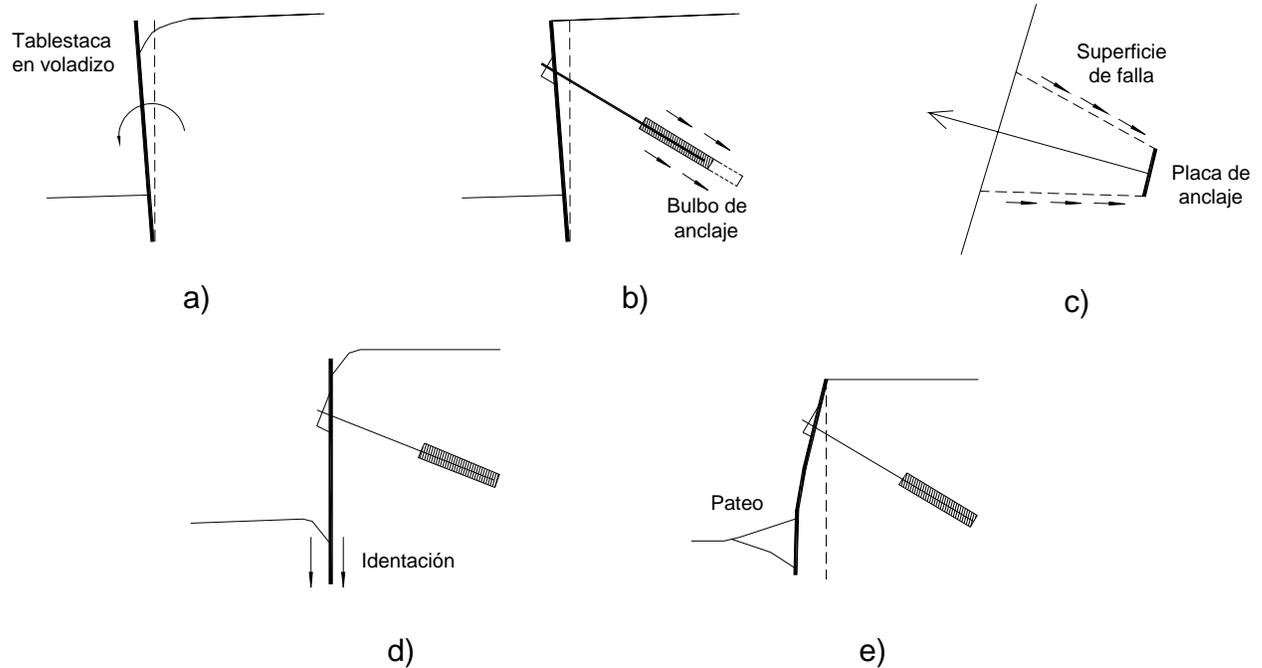


Fig. 6.5 Fallas del suelo. Antes de colocar el anclaje (a); extracción del bulbo (b); falla cónica (c); capacidad de carga (d) e insuficiente resistencia pasiva

6.4.2 Fallas de tipo estructural

Falla de adherencia tendón–mortero (fig. 6.6a).- Sucede cuando hay un desplazamiento relativo entre el acero del ancla y el mortero de inyección. La probabilidad de una falla de este tipo es mayor en materiales rocosos o suelos altamente cementados. Una falla de este tipo se evita procurando que la fuerza en el ancla no exceda un cierto porcentaje de la resistencia al esfuerzo cortante en el mortero.

Falla del tendón (fig. 6.6b).- Corresponde a la falla estructural del tendón ya sea por deformación excesiva o por ruptura. Este tipo de falla es común en los anclajes de roca y rara vez se presenta en suelos. Para evitar una falla de este tipo, en anclajes de tipo permanente, el máximo esfuerzo de tensión permisible es de un 60% de la fuerza de tensión en el límite elástico y en anclajes temporales se permitirá usar un valor 75%.

Flexión de elemento estructural (fig. 6.6c).- Se considera que una falla de este tipo se ha presentado cuando el elemento de retención (tablestaca por ejemplo) presenta una deformación por flexión, tal que se excede el estado límite de servicio de la estructura. Para evitar que esta falla

se presente debe determinarse en la mejor forma posible la distribución de presiones en el respaldo, con la cual se calculan el momento flexionante máximo.

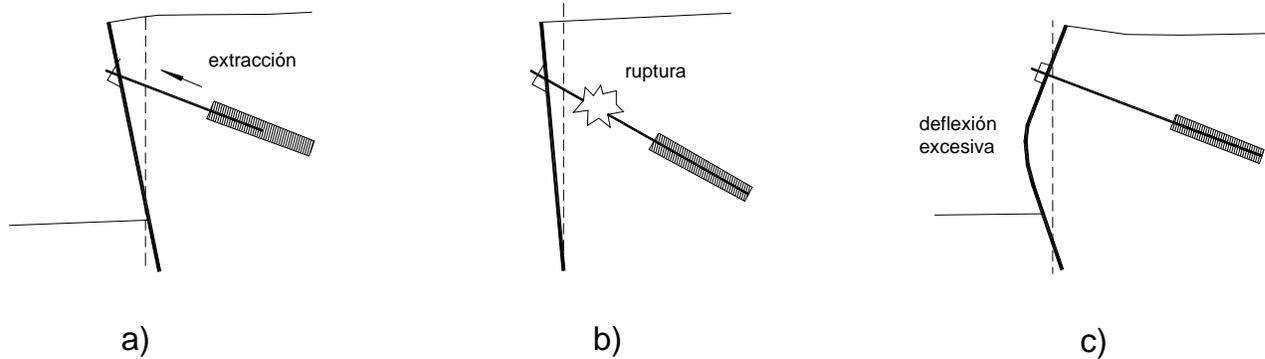


Fig. 6.6 Fallas de tipo estructural. Adherencia tendón-mortero (a); tendón (b) y flexión (c)

6.4.3 Falla general

Es toda aquella falla que incluye al sistema usado como anclaje, suelo y elementos de soporte. La determinación de la seguridad se realiza considerando que el suelo en estado de falla se mueve como cuerpo rígido. La revisión de estos mecanismos de falla es similar a la que se aplica en el diseño de muros de retención de gravedad.

Volteo (fig. 6.7a).- Esta falla se presenta cuando el conjunto formado por la estructura de retención, sistema de anclaje y masa de suelo estabilizada, giran hacia el frente como cuerpo rígido con centro en el pie. La condición anterior es la que normalmente se revisa, no obstante, es recomendable que el momento de volteo se calcule también para otras profundidades alrededor de uno o más puntos de giro además del pie (Ovando y Holguín, 2002).

Deslizamiento (fig. 6.7b).- El empuje activo en el respaldo de la estructura de retención puede hacer que, la resistencia a la fricción entre la base del muro y el terreno de cimentación se vea excedida, dando lugar a un desplazamiento de magnitud inadmisibile en el sentido horizontal. Este mecanismo puede ser el crítico cuando el suelo subyacente es de baja resistencia.

Rotacional (fig. 6.7c).- Para la revisión contra una falla de este tipo se consideran las hipótesis y métodos de equilibrio límite discutidos en el capítulo 8. El análisis contra esta falla se verifica antes y después de la colocación de las anclas.

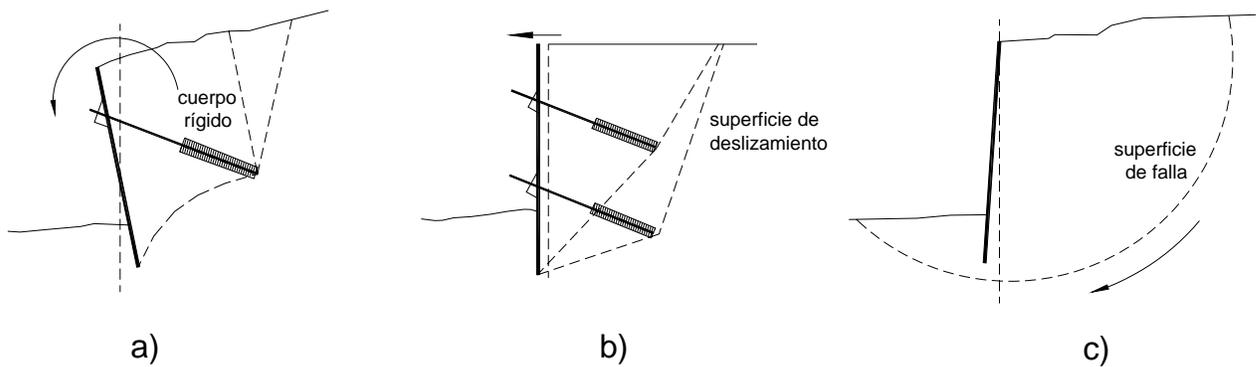


Fig. 6.7 Fallas de tipo general. Volteo (a); deslizamiento (b) y rotacional (c)

Resumen del capítulo

La teoría de la elasticidad se emplea para predecir la deformación de materiales ingenieriles como el acero y el concreto. Una propiedad muy importante de los cuerpos elásticos es la capacidad de recobrar su configuración inicial una vez retirada la carga que los deformó. En mecánica de suelos, se ha demostrado que éstos se apartan rápidamente del comportamiento elástico. Las deformaciones que sufre tienen dos componentes, una recuperable (elástica) y otra no recuperable (plástica). Si se retira la carga aplicada, únicamente se recupera la parte elástica y queda una deformación permanente (comportamiento elastoplástico). Muchos problemas geotécnicos tienen que ver con obras donde el suelo es sometido a una sobrecarga o a una descarga, en el primer caso hay una compresión y en el segundo una expansión. Al aplicar una sobrecarga, se presenta una deformación inmediata y otra diferida, que se incrementa en el tiempo. En los suelos granulares (arenas y gravas) la mayor parte de la deformación total que experimentará la estructura se presenta en forma inmediata y en los finos (limos y arcillas) a largo plazo. La expansión del suelo se debe a una recuperación elástica, motivada por un alivio de esfuerzos, las arcillas, sin embargo, cuentan con un potencial de expansión adicional por absorción de agua. En las estructuras ancladas hay una interacción permanente entre las anclas, el suelo circundante y la estructura estabilizada. Se presentó el caso de un modelo de tablestaca anclada donde el retiro del material se hizo por etapas, para ejemplificar el cambio en la distribución de esfuerzos y deformaciones a lo largo de las etapas constructivas. En ingeniería, el análisis y diseño de cualquier estructura debe hacerse atendiendo a los posibles modos de falla. Estos se han logrado definir con base en la experiencia adquirida y la aplicación de ciertos modelos teóricos ajustados de la mejor forma posible a la realidad. En geotecnia lo anterior es particularmente cierto, ya que

sus métodos de análisis surgen de la observación y estudio de la forma en que fallan el suelo y las estructuras de tierra. La forma en que fallan las estructuras ancladas se clasifica en tres grupos, que son: 1) Local, cuando solo es involucrada una porción limitada volumen total del suelo; 2) Estructural, cuando hay una ruptura o deformación excesiva del elemento tensor o de retención y 3) General o global, cuando el conjunto formado por suelo, anclas y elemento de retención se movilizan en conjunto.

Conclusiones

El comportamiento de los suelos queda mejor representado al considerar para éstos un comportamiento de tipo elastoplástico, en vez de uno plástico.

Cualquier modificación del estado de esfuerzos en el suelo, ya sea aplicando una sobrecarga o descargándolo induce una deformación temporal (elástica) y otra permanente (plástica).

El estado de esfuerzos y deformaciones en una estructura anclada, se modifica durante las distintas etapas constructivas, por lo que, en el diseño, deberá considerarse la condición más crítica, para cada uno de los elementos constituyentes.

El estudio de la forma en que pueden fallar las estructuras ancladas, permite considerar en el diseño los modos más probables de falla.

7. ESTABILIZACIÓN DE TALUDES Y TÚNELES EN ROCA

La Ingeniería Civil se apoya en la Geología durante la planeación de un proyecto y la ejecución de la obra. En muchos casos el diseño y métodos constructivos dependen del tipo de suelo o roca presentes; la construcción de caminos y presas son dos claros ejemplos. A pesar de que las obras de ingeniería pueden diferir en más de un sentido, tienen un denominador común, esto es que, tanto en la etapa de construcción como en la de operación, su seguridad ante una falla depende de que el suelo o roca desarrolle la resistencia suficiente ante las fuerzas que tienden a desestabilizarla (sobrecargas, peso propio, sismo, etc.) y que en última instancia provoquen la falla. Al conocer la geología del sitio donde se verificará la obra, el ingeniero puede determinar el mecanismo de falla más probable y con base en ello tomar medidas preventivas.

El análisis de estabilidad de un talud o excavación en roca, permite definir la necesidad de implementar un sistema de anclaje que aporte la fuerza externa necesaria para evitar la falla. El mismo análisis, permite definir la geometría y peso del material potencialmente inestable y con base en ello las cargas que deben soportar las anclas, su longitud e inclinación. Las anclas incrementan la resistencia al corte, a la tensión o soportan en forma directa el peso del bloque inestable. La figura 7.1 muestra un talud en roca, anclado con el fin de evitar la falla por volteo.

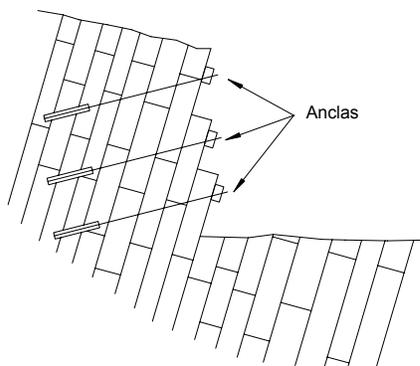


Fig. 7.1 Anclaje de talud conformado por bloques sueltos

Básicamente existen dos tipos de anclas: las de tensión y las de fricción. Las primeras incrementan el esfuerzo normal en la superficie de falla y por tanto la resistencia al corte. Las de fricción toman los esfuerzos de tensión que el talud es incapaz de resistir. El empleo de

uno u otro tipo depende del mecanismo de falla más probable. El ancla puede estar sometida a tensión pura, o a combinaciones de esfuerzos (fig. 7.2).

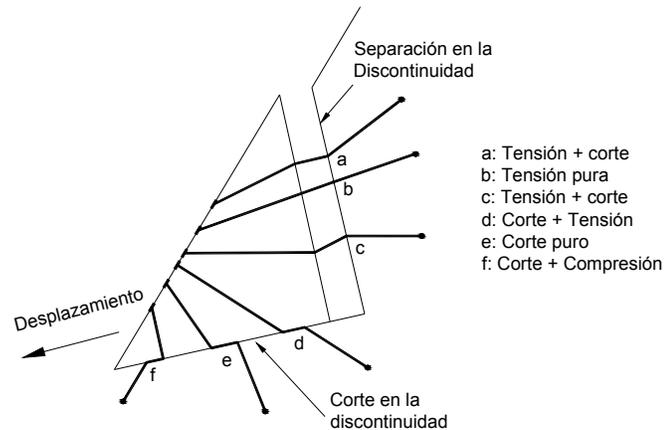


Fig. 7.2 Bloque de roca con elementos de refuerzo con orientaciones distintas (Barley y Windsor, 2004)

En lo que sigue se exponen las condiciones que afectan la estabilidad de taludes y túneles en roca, y además se exponen los métodos empleados para el análisis de estabilidad antes de anclar. Posteriormente se muestran algunos métodos empleados en la determinación del número de anclas para algunas condiciones típicas. Finalmente se ven los tipos de anclas para roca más usuales en las ingenierías civil y minera.

7.1 Resistencia de la roca

En estado inalterado la roca posee una resistencia a la compresión importante y una resistencia a la tensión menor, pero no despreciable. Su resistencia al corte es superior a la que exhiben los suelos y es precisamente la que interesa al ingeniero conocer para efectos de un análisis de estabilidad. No obstante, dentro de la amplia variedad de rocas existen algunas con resistencia al esfuerzo cortante inherentemente baja, por lo que merecen especial atención, entre ellas podemos enumerar las siguientes (Herrera, 2002):

1. Rocas alteradas o intemperizadas donde prevalecen minerales arcillosos
2. Rocas ígneas extrusivas pseudoestratificadas y heterogéneas (tobas y brechas volcánicas intercaladas con lava)
3. Tobas y rocas piroclásticas de edad reciente
4. Lutitas mal cementadas y secuencias de lutitas y areniscas

5. Rocas metamórficas (pizarras y filitas), así como esquistos de composición micácea, de sericita, talco y clorita.

La tabla siguiente resume las propiedades típicas de diversos tipos de rocas.

Tabla 7.1 Propiedades típicas de resistencia de distintos tipos de roca (Stillborg, 1986*)

Clase de roca	Tipo de roca	Resistencia Compresión No confinada, σ_c (MPa)	Resistencia a la tensión, σ_t (MPa)	Módulo de Elasticidad, E (GPa)	Índice de carga puntual $I_{s(50)}$ (MPa)	Ángulo de fricción, ϕ (grados)
Sedimentaria	Caliza	50 - 200	5 - 20	20 - 70	0.5 - 7	33 - 40
	Lutita	5 - 15	-	-	0.1 - 6	-
	Arenisca	50 - 150	5 - 15	15 - 50	0.2 - 7	25 - 35
	Limolita	5 - 200	2 - 20	20 - 50	6 - 10	27 - 31
	Pizarra	50 - 100	2 - 10	5 - 30	-	27
Metamórfica	Gneiss	100 - 200	5 - 20	30 - 70	2 - 11	23 - 29
	Mármol	100 - 200	5 - 20	30 - 70	2 - 12	25 - 35
	Cuarcita	200 - 400	25 - 30	50 - 90	5 - 15	48
Ígnea	Basalto	100 - 300	10 - 15	40 - 80	9 - 14	31 - 38
	Gabro	100 - 300	10 - 15	40 - 100	6 - 15	-
	Granito	100 - 200	5 - 20	30 - 70	5 - 10	29 - 35

A menos que la masa rocosa sea homogénea y esté libre de discontinuidades, su resistencia en estado inalterado (como la obtenida de una probeta de pequeñas dimensiones) no es representativa del conjunto del cual forma parte. Las masas rocosas normalmente están constituida por una serie de bloques más o menos intactos separados por grietas o fracturas (Hunt, 1986), por ello, la falla normalmente no está definida por la resistencia al corte de sus componentes individuales, sino de la resistencia a lo largo de las discontinuidades.

A manera de ejemplo, considérese el caso de un talud formado en una roca dura, pero fracturada a tal grado, que incluso pudiera pensarse en la posibilidad de una falla de tipo rotacional (curva AB de la fig. 7.3) -lo cual es improbable tratándose de roca-. Si a partir de un bloque intacto se labra una probeta de pequeñas dimensiones para su ensaye, ésta no mostrará signo alguno de las discontinuidades existentes en el campo y su resistencia, naturalmente, será mayor que la movilizada entre los bloques, a lo largo de la superficie semicircular AB o de algún plano tal como el CD.

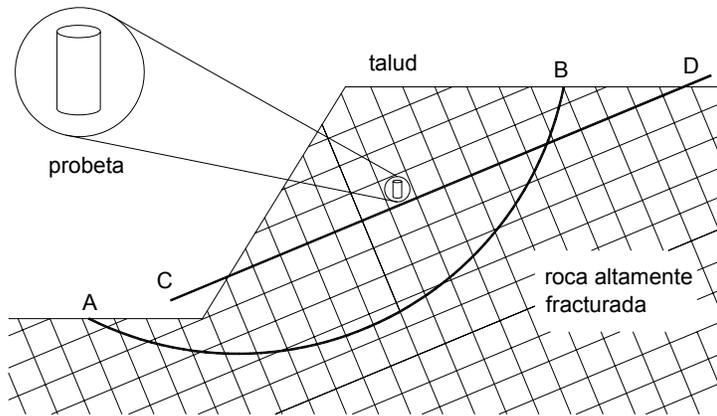


Fig. 7.3 Representatividad de una probeta inalterada para un talud en roca muy fracturada

El acomodo espacial de las discontinuidades se define en la práctica por medio de un estudio de geología estructural. Dicho estudio nos informa acerca de la dirección, orientación y echado de juntas, grietas y fallas que atraviesan la región de Interés. Si el sistema de fallas se conoce en forma detallada, se puede inferir el mecanismo de falla más probable por simple geometría.

Para ejemplificar el efecto que tiene la orientación de las discontinuidades en una obra dada considérese la figura 7.4, en ella se observa la sección de un proyecto carretero. El trazo cruza por una zona donde el suelo está conformado por una serie de estratos que originalmente se depositaron en forma horizontal, pero que debido a movimientos tectónicos, actualmente tienen cierta inclinación (fig. 7.4a).

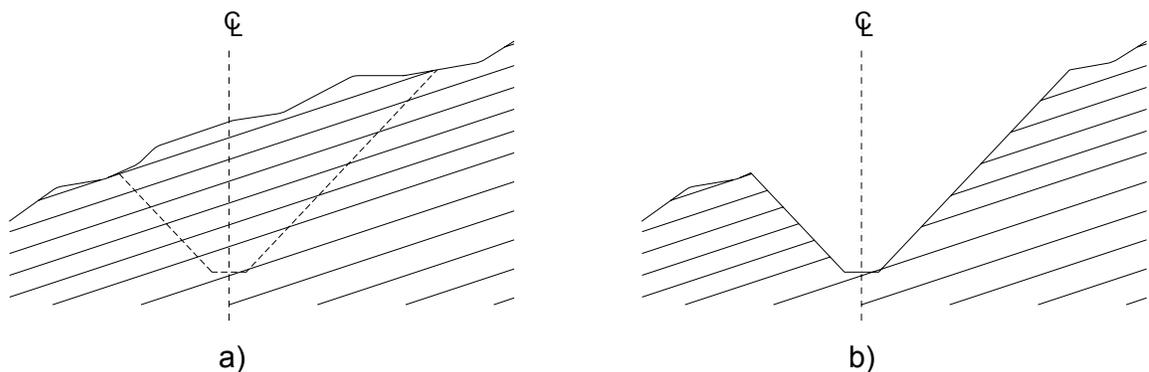


Fig. 7.4 Efecto que tiene la orientación de las discontinuidades en la construcción de un camino. Sección proyectada (a) y corte ejecutado (b).

Los problemas de estabilidad en el caso de taludes en corte no solamente se derivan de los defectos propios de la roca. Durante la construcción, por ejemplo, una voladura deficiente puede dar como resultado un fracturamiento excesivo (fig. 7.5) y la generación de bloques sueltos potencialmente inestables en una roca que a priori se presenta estable.

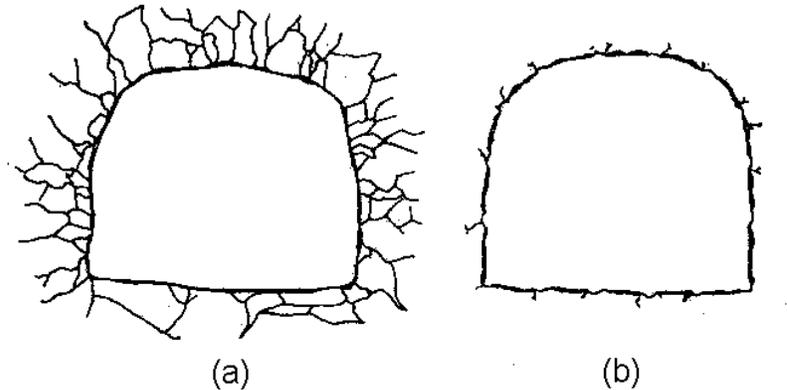


Fig. 7.5 Fracturamiento debido al procedimiento constructivo. Voladura normal (a) y controlada (b)

7.2 Discontinuidades

Las discontinuidades representan una zona de falla potencial debido a su menor resistencia al corte. La estabilidad de una estructura apoyada o excavada en roca depende de sus características geométricas y de la resistencia máxima que puedan desarrollar a lo largo de todos los posibles planos de deslizamiento. Los bloques potencialmente inestables pueden definirse conociendo el rumbo y echado (fig. 7.6) de cada una de las discontinuidades que cruzan la zona de interés.

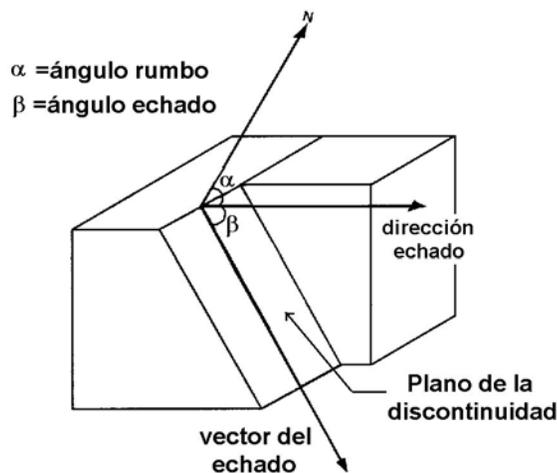


Fig. 7.6 Rumbo y echado de una discontinuidad

Para un estudio sistemático, las discontinuidades se clasifican en varios tipos, estos se definen a continuación.

Juntas.- Son separaciones o fracturas en la roca a lo largo de las cuales no ha ocurrido un desplazamiento relativo entre los lados opuestos. Pueden presentarse o no en forma sistemática. El primer caso se refiere a un conjunto orientado en forma paralela. En el segundo caso no hay un patrón definido. Las juntas son la característica más común y significativa de la roca.

Fallas.- Son similares a las juntas, pero en este caso hay evidencia de desplazamientos relativos de importancia. Se clasifican en activas e inactivas. Las primeras son motivo de mayor preocupación para el ingeniero ya que pueden provocar daños a las estructuras ubicadas en la cercanía o sobre ellas.

Fracturas de clivaje.- El clivaje es la capacidad de un material para romperse más fácilmente en una dirección que en otra, lo cual determina un plano de debilidad típico del mineral que constituye a la roca. Se manifiesta por medio de una fractura a gran escala.

Estratificación.- Únicamente se presenta en las rocas sedimentarias y se debe a su particular génesis. Los planos de estratificación representan una interrupción en la deposición del material. En su origen los estratos se acomodan horizontalmente, pero con el tiempo, debido al efecto de la tectónica de placas pueden quedar con un echado cualquiera, incluso uno que favorezca el deslizamiento.

El conocimiento y disposición espacial de las discontinuidades permite definir geoméricamente el mecanismo de falla. Una descripción que incluya los aspectos que se enumeran a continuación (Simons, 2001) permite conocer en forma más certera la posibilidad de ocurrencia de una falla y en su caso determinar el factor de seguridad.

1. Orientación
2. Espaciamiento
3. Tamaño y forma de los bloques
4. Persistencia
5. Rugosidad

6. Resistencia de la pared
7. Separación y relleno
8. Recubrimiento de la pared
9. Flujo de agua
10. Grupos

Los puntos 2 al 7 se muestran en la figura 7.7.

Orientación.- Queda definida mediante el rumbo y echado. El rumbo es la dirección de la línea de intersección entre un plano horizontal y el plano (inclinado) de las capas o estratos. El echado es el ángulo máximo de inclinación de la superficie considerada con relación a un plano horizontal (fig. 7.6).

Espaciamiento.- Es una medida fundamental del grado de fracturamiento. Se define como la distancia perpendicular entre discontinuidades adyacentes.

Tamaño y forma de los bloques.- Son indicadores del posible comportamiento y estabilidad de las masas de roca. Ambos quedan definidos por medio de los dos conceptos anteriores.

Persistencia.- Es la longitud de la discontinuidad. Aunque es un factor muy importante, en la práctica es difícil de determinar cuando la fractura no está totalmente expuesta.

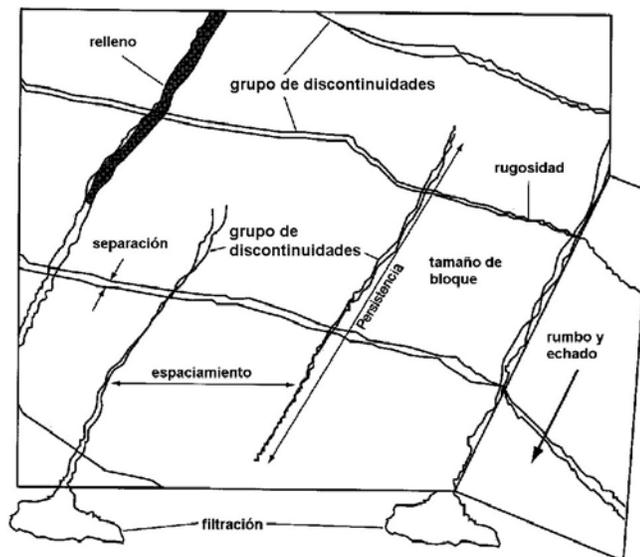


Fig. 7.7 Descripción de las discontinuidades (Simons, 2001)

Rugosidad.- Es una medida de la textura superficial de la roca debida a las pequeñas ondulaciones de su superficie. La resistencia al corte a lo largo de una discontinuidad, siempre que no esté rellena o muy separada depende de su rugosidad.

Resistencia de la pared.- Se refiere a la resistencia a la compresión equivalente de las paredes adyacentes a la discontinuidad. Esta resistencia puede ser menor a la de la roca intacta, debido al intemperismo y erosión. Es un factor importante de la resistencia al corte y de la deformabilidad.

Separación y relleno.- La separación es la distancia perpendicular entre las dos paredes adyacentes. La discontinuidad puede contener aire, agua o algún relleno. El relleno puede ser arena, limo, silicio, arcilla, etc. Si el relleno es más débil y/o compresible que la roca madre, su presencia puede tener un efecto significativo en el comportamiento ingenieril de la roca.

Recubrimiento de la pared.- El relleno descrito anteriormente, puede incluir recubrimientos muy delgados que pueden resultar en una menor resistencia al corte de la junta.

Flujo de agua.- El agua fluye naturalmente por las discontinuidades y difícilmente lo hace a través de la roca intacta. Es importante saber si la discontinuidad está seca, húmeda o llena de agua actualmente y si esta condición puede cambiar en el futuro.

Grupos de discontinuidades.- La apariencia física de la roca está dominada por el número de grupos de discontinuidades que pueden cruzarse mutuamente.

7.3 Resistencia al corte

Para analizar la estabilidad de un sistema de bloques de roca, es importante conocer los factores que controlan la resistencia al corte de las discontinuidades que separan a los bloques; el criterio mas empleado es el de Mohr-Coulomb.

Supóngase que un espécimen dividido a la mitad por una junta cementada, se somete a una prueba de corte directo (fig. 7.8a). El plano de corte está liso y libre de rugosidades. Sobre éste actúan un esfuerzo normal σ_n y otro cortante τ que se incrementa para obtener un desplazamiento δ . El resultado es una gráfica como la mostrada en la figura 7.8b; en ella se

observa que la resistencia al corte se incrementa rápidamente hasta alcanzar un valor pico a partir del cual comienza a decrecer y no se detiene hasta alcanzar su resistencia residual.

Si las resistencias última y residual para distintos esfuerzos normales se grafican, el resultado es un par de líneas rectas (fig. 7.8c); la correspondiente a la resistencia pico forma un ángulo ϕ con la horizontal y la representativa de la resistencia residual un ángulo ϕ_r .

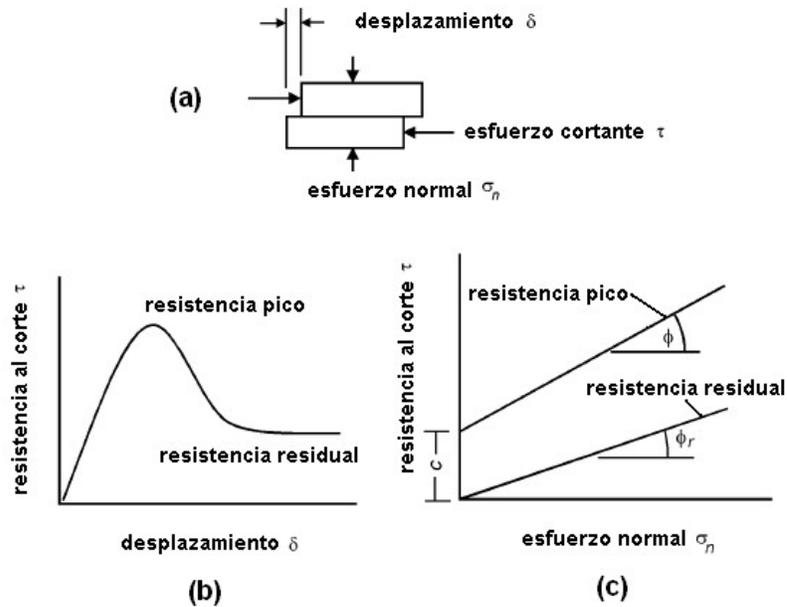


Fig. 7.8 Resistencia al corte en una superficie lisa de roca (Hoek, 2000)

La relación entre la resistencia pico y el esfuerzo normal está dada por la siguiente expresión

$$\tau_p = c + \sigma_n \tan \phi \quad (7-1)$$

donde,

τ_p = resistencia pico al esfuerzo cortante

c = resistencia cohesiva del cementante

σ_n = esfuerzo normal al plano de falla

ϕ = ángulo de fricción

Para alcanzar la resistencia residual, es necesario romper la resistencia cohesiva, con lo cual el término c desaparece y la expresión anterior queda

$$\tau_p = \sigma_n \tan \phi_r \quad (7-2)$$

donde,

ϕ_r = ángulo de fricción residual

En mecánica de rocas ocurre una cohesión verdadera cuando se trata de cortar superficies cementadas. En la práctica, sin embargo, el término cohesión se usa más por conveniencia y se refiere a una cantidad matemática relacionada con la rugosidad superficial, que no es más que la intersección de la línea recta con el eje τ para un esfuerzo normal nulo.

La superficie de una discontinuidad en la naturaleza nunca es tan lisa como una superficie cortada en una prueba para determinar el ángulo de fricción básico. Las ondulaciones o asperezas tienen una influencia significativa en el comportamiento ya que incrementan la resistencia disponible. Patton (1966) demostró en forma experimental la influencia de las ondulaciones por medio de especímenes de roca cortados en forma de sierra (fig. 7.9a). El desplazamiento relativo entre dos superficies de este tipo (sin rompimiento de los dientes) solo es posible si se permite una cierta dilatación y el incremento correspondiente del volumen.

La resistencia de los especímenes de Patton se calcula con la siguiente expresión

$$\tau = \sigma_n \tan(\phi_b + i) \quad (7-3)$$

donde,

ϕ_b = es el ángulo de fricción básico

i = ángulo de inclinación de los dientes

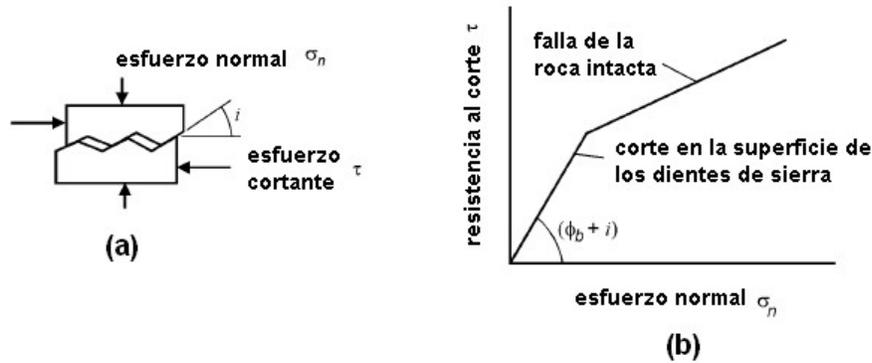


Fig. 7.9 Resistencia al corte de una superficie rugosa (Patton, 1966)

La ecuación (7-3) solo es válida para esfuerzos normales bajos. Para esfuerzos mayores, la resistencia del material intacto es excedida y los dientes se rompen, dando como resultado una resistencia al corte más próxima a la de la roca intacta.

La propuesta de Patton, aunque simple, no refleja en forma realista el hecho de que el cambio en resistencia al corte es gradual antes que abrupto. Barton y sus colaboradores (1973, 1976, 1977, 1990) estudiaron el comportamiento de juntas naturales y propusieron que la ecuación (7-3) se escribiera de la siguiente forma:

$$\tau = \sigma_n \tan \left(\phi_b + JRC \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) \right) \quad (7-4)$$

donde,

JRC = coeficiente de rugosidad (joint roughness coefficient)

JCS = resistencia a la compresión de la pared (joint wall compressive strength)

El coeficiente JRC es una cantidad adimensional que puede determinarse comparando el perfil de la discontinuidad en campo con las dadas por Barton y Choubny (Anexo 2).

La resistencia a la compresión de la roca en la pared (JCS) puede hacerse con la propuesta de Deere y Miller (1966) [Anexo 3].

Para tomar en cuenta el efecto de escala al usar probetas pequeñas, Barton y Bandis (1982) proponen usar la siguiente expresión

$$JCR_n = JRC_o \left(\frac{L_n}{L_o} \right)^{-0.02 JRC_o} \quad (7-5)$$

donde,

JRC_n = coeficiente de rugosidad corregido

JRC_o = coeficiente de rugosidad obtenido de una probeta de 100 mm

L_o = longitud de la probeta

L_n = longitud del bloque en campo

Debido a que la probabilidad de encontrar una zona débil es mayor en áreas grandes. Barton y Bandis (1982) propone corregir el valor de JCS obtenido en laboratorio con la expresión siguiente:

$$JCS_n = JCS_o \left(\frac{L_n}{L_o} \right)^{-0.03 JCS_o} \quad (7-6)$$

donde,

JCS_n = resistencia a la compresión en campo

JCS_o = resistencia a la compresión obtenida en laboratorio

L_o = longitud de la probeta

L_n = longitud del bloque en campo

La resistencia al corte de dos superficies de roca se reduce drásticamente si entre éstas hay algún relleno suave, tal como la arcilla. La influencia del relleno es mayor en las superficies planas que en las onduladas. Barton (1974) hizo una recopilación muy importante de la resistencia al corte típica de distintos rellenos que pueden encontrarse dentro de las discontinuidades; basándose en esta tabla Hoek (2000) presenta el resumen que se muestra en el Anexo 4.

7.4 Mecanismos de falla

El modo de falla depende una interacción entre la orientación de las discontinuidades y su resistencia al corte. Las zonas de mayor preocupación son aquellas donde se forman bloques sueltos. Para ejemplificar lo anterior considérese la excavación de un túnel en roca (fig. 7.10). El sistema de grietas y la sección proyectada son las de la figura 7.10a.

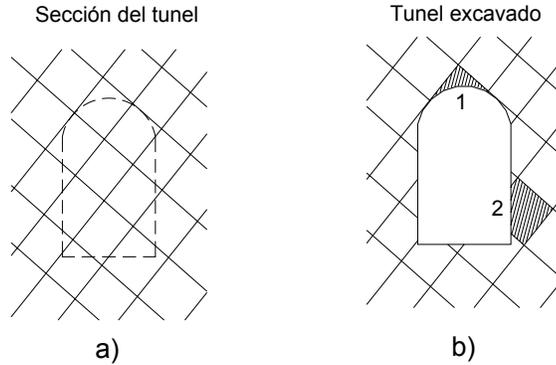


Fig. 7.10 Generación de bloques sueltos en la excavación de un túnel. Proyecto (a) y excavación ejecutada (b)

Una vez realizada la excavación se forman una serie de bloques que pueden caer o deslizarse hacia el túnel por la falta de confinamiento (fig. 7.10b). El bloque con el número 1 presenta un mecanismo cinemáticamente admisible ya que no hay algo que impida su caída. El bloque con el número 2, por otro lado, aunque está suelto, no puede deslizarse por la restricción de los bloques vecinos, es decir, no presenta un mecanismo de falla admisible.

Un talud o túnel en roca, por sus dimensiones, puede contener una gran variedad de tipos de rocas, estructuras y zonas alteradas. Un solo tipo de falla difícilmente será aplicable a todo el talud. Lo más común es que los distintos tipos de falla actúen combinándose. Para fines de estudio conviene hacer una clasificación de los distintos modos de falla, con lo cual el análisis se simplifica (fig. 7.11).

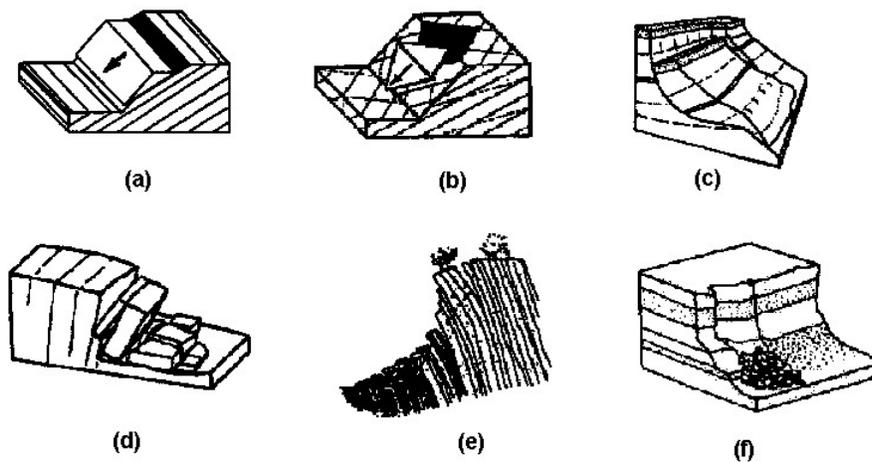


Fig. 7.11 Mecanismos de falla en masas de rocas fracturadas. Falla plana (a); cuña (b); circular (c); volteo (d); flexión (e) y caídos (f) [Simons, 2001]

Los principales tipos de falla son los siguientes:

Deslizamiento en bloque (fig. 7.11a).- Cuando un volumen de roca completamente aislado desliza sobre un plano de debilidad. Se analiza como falla plana.

Deslizamiento en cuña (fig. 7.11b).- Se forma por la intersección de dos planos de falla y la falta de confinamiento provocada por excavación.

Hundimiento (fig. 7.11c).- Es la clásica falla rotacional de los suelos. Solo se desarrolla en roca muy blanda o intensamente fracturada.

Volteo (fig. 7.11d).- Se presenta cuando los bloques tabulares o columnares de roca tienen un buzamiento opuesto a la cara del corte o ladera.

Flexión o pandeo (fig. 7.11e).- Es una falla por compresión axial en bloques esbeltos. Debido a su esbeltez los bloques se pandean en dirección normal a la cara del talud.

Caídos (fig. 7.11f).- Es el desprendimiento de bloques de roca libres que caen al pie de cortes con gran pendiente o verticales.

7.5 Equilibrio límite y factor de seguridad

El análisis de la condición de equilibrio que guarda una masa de roca permite definir la fuerza externa necesaria estabilizante. Conviene por ello conocer los métodos de equilibrio límite empleados para analizar la estabilidad de taludes en roca. Un cuerpo se encuentra en equilibrio límite cuando, estando en reposo, cualquier incremento, por pequeño que éste sea, de las cargas externas actuantes, es suficiente para ponerlo en movimiento.

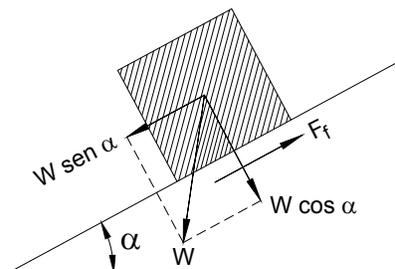


Fig. 7.12 Bloque suelto sobre un plano inclinado

Para ejemplificar los conceptos de equilibrio límite y factor de seguridad, considérese el bloque sobre el plano inclinado de la figura 7.12. Dicho bloque está sujeto a una fuerza vertical debida a su peso propio, que puede descomponerse en una tangencial y otra perpendicular al plano inclinado.

Asumiendo el criterio de Mohr-Coulomb, la resistencia que se opone al deslizamiento (F_f) está dada por

$$F_f = cA + W \cos \alpha \tan \phi \quad (7-7)$$

donde,

c = cohesión

A = área de contacto

W = peso del bloque

α = ángulo de inclinación del plano

$\tan \phi$ = coeficiente de fricción

La fuerza desestabilizante es la componente tangencial del peso ($W \sin \alpha$). Se tiene una condición límite cuando ambas cantidades son iguales es decir,

$$W \sin \alpha = cA + W \cos \alpha \tan \phi \quad (7-8)$$

De todos los modos de falla, únicamente puede asignarse un factor de seguridad (FS) a aquellos que se clasifican como deslizamientos: falla plana, cuña de deslizamiento y circular. El FS se define como la relación entre las fuerzas resistentes y las desestabilizantes. Cuando la relación dada por (7-9) es igual a la unidad, se está en la condición de equilibrio límite.

$$FS = \frac{\text{Fuerza resistente}}{\text{Fuerza desestabilizante}} \quad (7-9)$$

No existe un valor del FS aplicable a todos los casos, pero cuando se trata de taludes generalmente se acepta un valor mínimo de 1.5 si es permanente y de 1.3 si es temporal. El factor de seguridad seleccionado debe reflejar el nivel de conocimiento del ingeniero de los parámetros de resistencia, la presión del agua, mecanismo de falla más crítico y cargas de servicio.

7.5.1 Falla plana

El mecanismo de la falla plana queda representado por un bloque que desliza en un solo plano y se analiza como un problema en dos dimensiones. El volumen de material deslizante puede quedar definido por la existencia de discontinuidades laterales, pero solo se toma en cuenta la discontinuidad principal (fig. 7.13a). Con base en la misma figura, las fuerzas normal (N) y tangencial (T) pueden determinarse

$$N = R \sin(\alpha + \beta) + W \cos \alpha \quad (7-10)$$

$$T = W \sin \alpha - R \cos(\alpha + \beta) \quad (7-11)$$

donde,

R = fuerza externa (ancla por ejemplo)

α = ángulo de la superficie de falla con la horizontal

β = ángulo de la fuerza R con la horizontal

W = peso del bloque

Aplicando el criterio de Mohr-Coulomb, la fuerza cortante disponible es

$$S = (N - U) \tan \phi + cA \quad (7-12)$$

donde,

U = resultante del diagrama de presión

$\tan \phi$ = coeficiente de fricción

c = cohesión

A = área de la superficie de contacto

El factor de seguridad se obtiene haciendo una relación entre (7-12) y (7-11)

$$FS = \frac{S}{T} = \frac{\{ [W \cos \alpha + R \sin(\alpha + \beta)] \tan \phi \} + cA}{W \sin \alpha - R \cos(\alpha + \beta)} \quad (7-13)$$

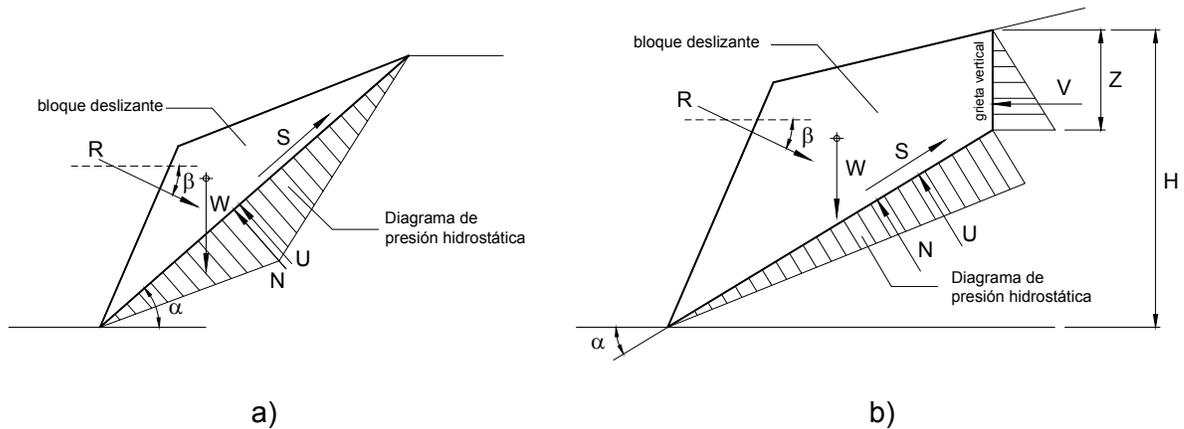


Fig. 7.13 Esquemas para el análisis de falla plana. Plano sencillo (a); plano sencillo con grieta de tensión (b)

Es común que en este tipo de falla exista una grieta de tensión en la corona, que en algún momento puede llenarse completamente de agua, lo cual va en detrimento de la estabilidad por lo que debe tenerse en cuenta (fig. 7.13b).

El factor de seguridad en esta caso está dado por la siguiente ecuación:

$$FS = \frac{[W \cos \alpha - U - V \sin \alpha + R \sin(\alpha + \beta)] \tan \phi + cA}{W \sin \alpha - R \cos(\alpha + \beta) + V \cos \alpha} \quad (7-14)$$

donde,

U = resultante del diagrama de presión en la superficie de deslizamiento

V = resultante del diagrama de presión en la grieta vertical

7.5.2 Falla de cuña

Se forma una cuña deslizante (prisma) por la intersección de dos planos de falla y la cara del talud (fig. 7.14). Cada uno de los planos tiene una inclinación hacia el otro. En caso de haber movimiento, este se verificará a lo largo de la línea de intersección.

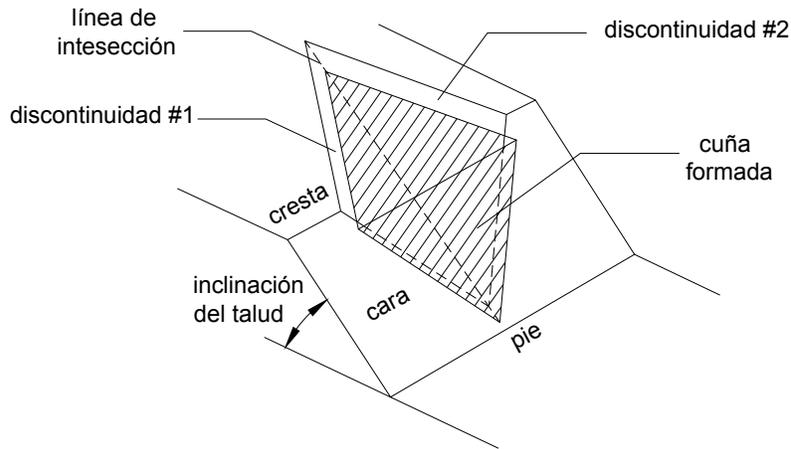


Fig. 7.14 Geometría de una cuña deslizante

Para que este tipo de falla se presente, la línea de intersección forzosamente deberá tener salida hacia la cara y su buzamiento deberá exceder a los ángulos de fricción de los planos. Debido a su naturaleza tridimensional es necesario determinar la geometría de la cuña por medio de un análisis estereográfico. El análisis de estabilidad puede efectuarse por el “Método mejorado de Hoek y Brown” que considera la presión de agua y la posibilidad de que la corona tenga cierta inclinación. La presión del agua se considera para la condición de drenaje libre (fig. 7.15).

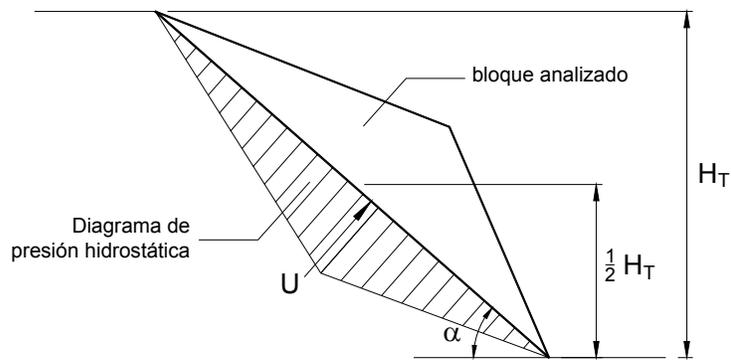


Fig. 7.15 Distribución de presión para la condición de libre drenaje considerada en el “Método mejorado de Hoek y Brown”

La geometría de la cuña empleada para el análisis es la mostrada en la figura 7.16

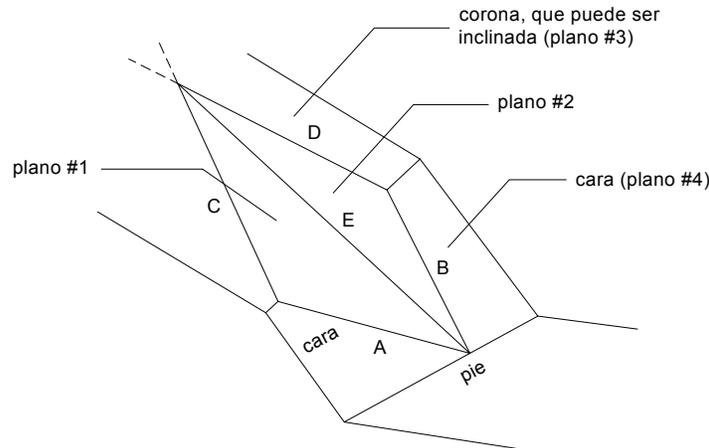


Fig. 7.16 Sistema para la identificación de líneas y planos de deslizamiento (Simons, 2001)

El factor de seguridad en este caso está dado por la expresión siguiente:

$$FS = \frac{3}{\gamma H_T} (c_1 X + c_2 Y) + \left(A - \frac{\gamma_w}{2\gamma} X \right) \tan \phi_1 + \left(B - \frac{\gamma_w}{2\gamma} Y \right) \tan \phi_2 \quad (7-15)$$

donde,

γ = peso volumétrico de la roca

H_T = altura total de la cuña

c_1, c_2 = cohesiones de los planos 1 y 2

ϕ_1 y ϕ_2 = ángulo de fricción en los planos 1 y 2

A, B, X, Y = parámetros geométricos

Los parámetros geométricos A, B, X e Y (fig. 7.17) se determinan como sigue:

$$X = \frac{\text{sen} \theta_{BD}}{\text{sen} \theta_{DE} \cos \theta_{Bn1}} \quad (7-16)$$

$$Y = \frac{\text{sen} \theta_{AC}}{\text{sen} \theta_{CE} \cos \theta_{An2}} \quad (7-17)$$

$$A = \frac{\cos \psi_2 - \cos \psi_1 \cos \theta_{n1.n2}}{\text{sen} \psi_E \sin^2 \theta_{1A.n2}} \quad (7-18)$$

$$B = \frac{\cos \psi_2 - \cos \psi_1 \cos \theta_{n1.n2}}{\text{sen} \psi_E \sin^2 \theta_{n1.n2}} \quad (7-19)$$

donde,

ψ_1 = echado del plano 1

ψ_2 = echado del plano 2

θ = ángulos obtenidos en un estereograma (fig. 7.14)

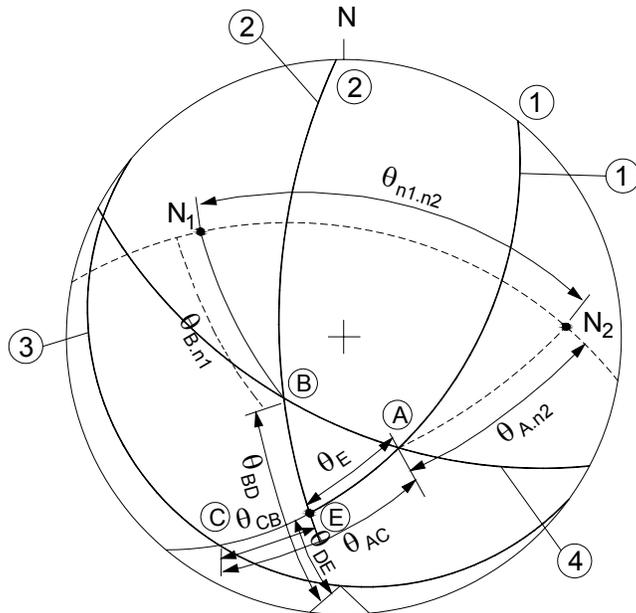


Fig. 7.17 Estereograma para obtener los parámetros del método mejorado de Hoek y Brown

7.5.3 Falla circular

El estudio de las fallas de tipo circular en roca no es de interés, debido a que rara vez se presentan en la práctica. En todo caso puede emplearse alguno de los métodos de análisis clásicos de la mecánica de suelos (métodos de dovelas) que se presentan en el capítulo siguiente.

7.5.4 Falla por volteo

El volteo implica la rotación del bloque o columna de roca alrededor de un punto en su pie. Para que lo anterior sea posible, el vector que representa el peso del bloque debe cruzar por un punto fuera de la base. Las condiciones geométricas que gobiernan el volteo y deslizamiento de un bloque individual se muestran en la figura 7.17.

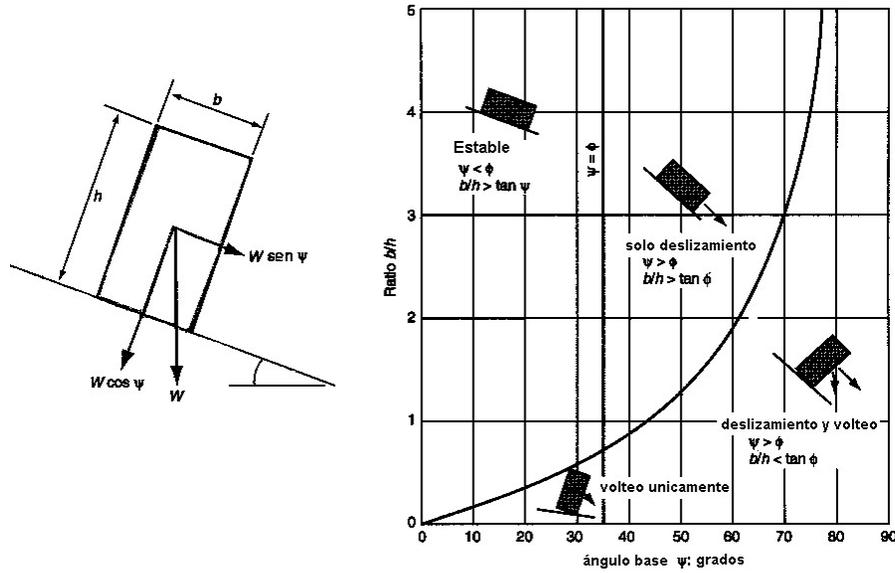


Fig. 7.18 Geometría y condiciones para el deslizamiento y volteo de un bloque en un plano inclinado (Simons, 2001)

En la práctica es más común la determinación de la estabilidad de un conjunto de bloques. Goodman y Bray (1976) dan una clasificación de los tipos de volteo en grupo que se presentan en la práctica (fig. 7.19) los cuales se definen a continuación.

Volteo por flexión (fig. 7.19a).- Se presenta cuando las discontinuidades tienen una orientación vertical y se forman columnas o láminas de roca muy esbeltas, que fallan por flexión. Los restos se acumulan en forma desordenada al pie de la ladera o acantilado. Algunas rocas como la pizarra son más susceptibles a este tipo de falla.

Volteo de bloques (fig. 7.19b).- Esta falla ocurre cuando una serie de columnas de roca están separadas por juntas muy abiertas. Generalmente los bloques en la base son demasiado cortos para volcar, sin embargo los bloques más esbeltos de atrás le inducen un empuje y por tanto deslizan.

Volteo de bloques con flexión (fig. 7.19c).- Este tipo de falla se desarrolla en masas de roca que muestran un espaciado mezclado de discontinuidades paralelas a la cara. Se asocia a planos intermedios de caliza y pizarra.

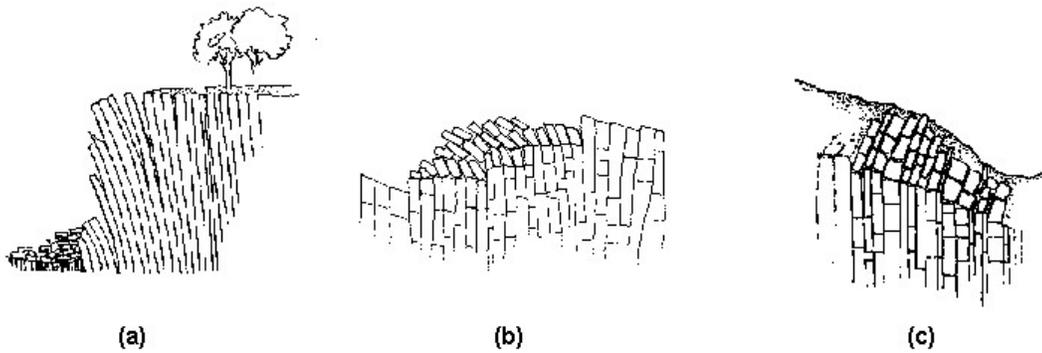


Fig. 7.19 Tipos de volteo en bloques. Flexión (a); Volteo (b); Volteo con flexión (c) [Goodman y Bray, 1976]

Para el análisis de equilibrio límite de una serie de bloques sujetos a volteo se emplea un método debido a Goodman y Bray (1976) [fig. 7.20]. Con este análisis se puede determinar la condición de equilibrio y en su caso las fuerzas externas necesarias para llevarlo a un nivel aceptable. Consiste en considerar el equilibrio de fuerzas en cada bloque, comenzando por el más alto y determinando la fuerza de interacción con el bloque adyacente.

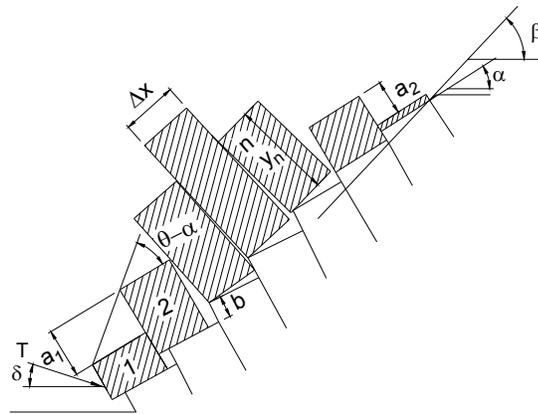


Fig. 7.20 Modelo de Goodman y Bray para el análisis de equilibrio límite de una serie de bloques

En la figura 7.21a se muestran las fuerzas actuantes en un bloque individual. Este bloque se analiza para un posible volteo (fig. 7.21b) o deslizamiento (7.21c). Cuando la fuerza calculada para el bloque del pie (P_{n-1}) resulta dirigida hacia abajo el talud es inestable, si es cero se está en la condición límite y si su dirección es hacia arriba el talud es estable.

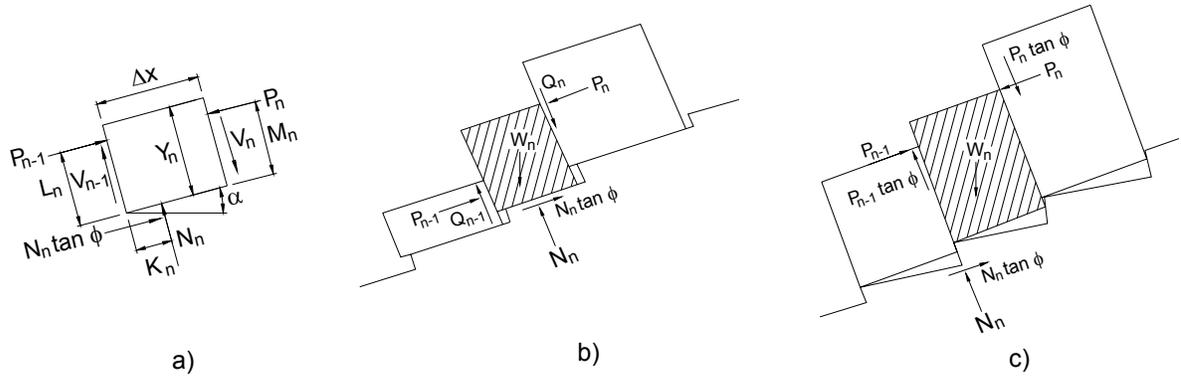


Fig. 7.21 Condiciones de equilibrio. Fuerzas actuantes en un bloque (a); Deslizamiento (b); Volteo (c).

La fuerza P_{n-1} se calcula con las siguientes fórmulas:

Volteo,

$$P_{n-1} = \frac{P_n (M_n - \Delta x \tan \phi) + (W_n)(Y_n \operatorname{sen} \alpha - \Delta x \cos \alpha)}{L_n} \quad (7-20)$$

Deslizamiento:

$$P_{n-1} = P_n - \frac{W_n (\tan \phi \cos \phi - \operatorname{sen} \alpha)}{1 - \tan^2 \phi} \quad (7-21)$$

donde,

P_n = componente tangencial del peso del bloque superior

M_n = distancia de la base del bloque al punto de aplicación de P_n

$\tan \phi$ = coeficiente de fricción entre el bloque intermedio y el plano de deslizamiento

Δx = ancho del bloque intermedio

W_n = peso del bloque superior

Y_n = altura del bloque intermedio

α = ángulo que forma el bloque intermedio con la horizontal

P_{n-1} = fuerza resultante sobre el bloque inferior

7.6 Cargas por sismo

Por medio del método de equilibrio límite se puede determinar el factor de seguridad de un bloque sometido a una carga sísmica. Dicha carga se obtiene multiplicando el peso total del bloque por un coeficiente k_h , que representa un porcentaje de su peso y actúa con dirección horizontal (fig. 7.21). La componente vertical (k_v) generalmente no tiene gran influencia, por lo cual se desprecia. Este método también puede aplicarse al análisis de volteo en bloques.

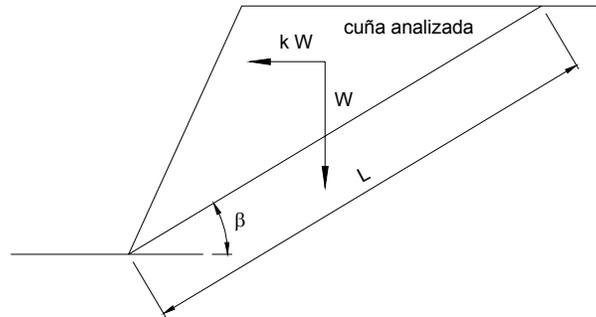


Fig. 7.22 Fuerzas estática y sísmica empleadas en un análisis sísmico pseudoestático

La ecuación que da el factor de seguridad para la cuña mostrada en la figura anterior es:

$$FS = \frac{cL + W(\cos \beta - k \sin \beta) \tan \phi}{W(\sin \beta + k \cos \beta)} \quad (7 - 22)$$

donde,

c = cohesión

L = longitud del plano inclinado (multiplicada por un metro de ancho)

W = peso de la cuña

β = ángulo del talud con respecto a la horizontal

k_h = coeficiente sísmico

7.7 Taludes recomendados en roca

Es un hecho que en la práctica la gran mayoría de los taludes en corte que se construyen para abrir paso a las vías terrestres no se analizan en forma rigurosa. Esto, principalmente por la escasa información recopilada durante la etapa de planeación. En muchas ocasiones, se fija el talud para un determinado corte basándose en el comportamiento de otros cortes cercanos o en la experiencia del ingeniero de caminos. Por ello y a costa de no pocas fallas,

se ha logrado adquirir la suficiente experiencia como para dar ciertas recomendaciones. Uno de los logros más importante ha sido la elaboración de una tabla que resume la experiencia del entonces departamento de geotecnia de la Secretaría de Obras Públicas de México (Rico y Del Castillo, 2001). En la elaboración de esta tabla se destaca la participación de los ingenieros Raúl V. Santoyo, Santiago Barragán y Juan M. Orozco. La tabla mencionada aunque tiene un amplio uso en la práctica, debe emplearse con el debido criterio (Anexo 5).

7.8 Túneles en roca

La excavación de un túnel en roca puede efectuarse por medio de barrenación y explosivos, con escudos o con máquinas perforadoras de túneles "TBM" (Tunnel Boring Machine). El método empleado y la velocidad de avance dependen de la dureza de la roca, calidad, discontinuidades y riesgos; aspectos que debe cubrir el estudio geológico. El conocimiento de la geología a lo largo de la línea que define el trazo del túnel es un asunto de gran importancia, ya que define la forma de ataque y el método de estabilización. Sin embargo, el ingeniero debe estar consciente de que una adecuada identificación de las condiciones geológicas que pueden encontrarse es un asunto difícil, costoso y que rara vez todos los aspectos significativos se podrán conocer previo a la construcción. El objetivo de una exploración geológica puede resumirse en los siguientes puntos (Szechy, 1966):

1. Determinar el origen y condición actual de la roca
2. Recolección de datos hidrológicos, presencia de gases y temperatura
3. La determinación de las propiedades físicas, mecánicas y de resistencia a lo largo del trazo propuesto
4. Determinación de condiciones geológicas que puedan afectar la magnitud de las presiones en la roca

La exploración se lleva a cabo en tres etapas, la primera es la de estudios preliminares, la segunda es una investigación detallada, y la tercera es la que se lleva durante la construcción. Los estudios preliminares abarcan el conocimiento de la historia geológica de la región, la estructura y edad de las rocas. También se conoce en forma general los sistemas de fracturamiento presente y la sismicidad. Los estudios detallados se definen con base en los estudios preliminares, se seleccionan los sitios donde se efectuarán los sondeos y los métodos a emplear. Además de efectuar sondeos de tipo rotatorio y percusivo se puede aprovechar el uso de métodos geofísicos, con los cuales pueden inferirse las fronteras entre

los estratos de roca y el grado de alteración (fig 7.23). Durante la construcción, el ingeniero conoce en forma certera las condiciones geológicas de la roca y las dificultades constructivas. Este conocimiento debe ser aprovechado en la toma de decisiones importantes como es el cambio en el método de ataque.

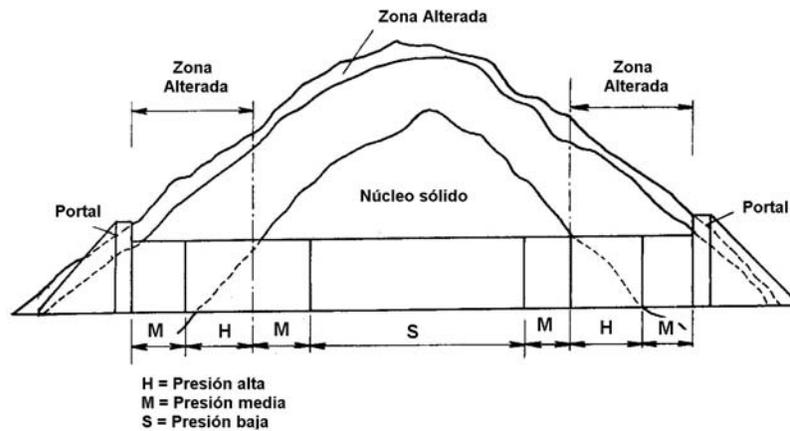


Fig. 7.23 Extensión de la zona alterada (Szechy, 1966)

La información obtenida en los estudios se resume en un perfil geológico a lo largo del eje. En él se indican la ubicación y profundidad de las perforaciones de exploración. Se indican además los tipos de roca, alteración, estratificación, sistemas de grietas y fallas. La hidrología local, representada por el nivel de agua freática, acuíferos y agua artesiana también debe mostrarse.

7.9 Condiciones que afectan la estabilidad del túnel

La condición ideal para la construcción de un túnel, es una masa rocosa homogénea y firme. Sin embargo lo más común es encontrar estratos de roca con direcciones preferenciales de falla que pueden ser más o menos críticas de acuerdo a la forma en que éstas cortan al túnel. Las fuentes de inestabilidad principales provienen de los aspectos siguientes (Hoek y Brown, 1980).

Geología estructural adversa.- Generalmente en rocas duras cruzadas por fallas y fracturas. La estabilidad puede mejorarse mediante relocalización del túnel, reorientación o anclaje de los bloques.

Inestabilidad por esfuerzos altos.- Se presenta en rocas duras en minas o excavaciones a gran profundidad.

Meteorización o expansiones.- Roca de mala calidad o grietas aisladas en una rocas sana. El remedio para esta condición es proteger la masa contra cambios de humedad.

Presión o flujo de agua.- Se presenta en cualquier roca y debe estar asociada a uno de los tres tipos anteriores. La aparición repentina de un fuerte flujo de agua a presión es uno de los problemas más serios que deben anticiparse en una excavación en roca.

7.10 Mecanismos de falla en túneles

En túneles excavados en masas de roca dura cruzados por sistemas de fallas, el mecanismo de falla que más preocupa al ingeniero es la formación de cuñas de roca que se liberan conforme avanza la excavación. Las cuñas que se forman en el techo tienden a caer por la falta de soporte (fig. 7.24a) y las que se forman en la pared tienden a deslizarse hacia la excavación (fig. 7.24b).

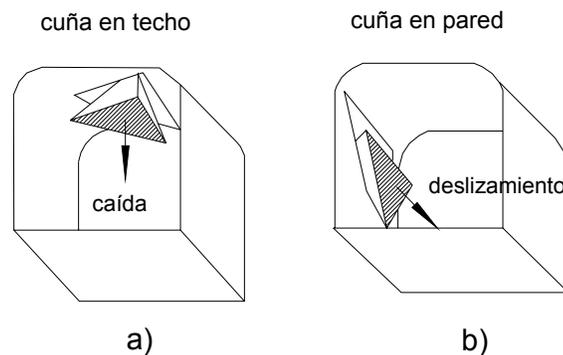


Fig. 7.24 Formación de cuñas en túneles de roca (Hoek, 2000)

Para anticiparse a las potenciales cuñas de falla, el ingeniero realiza un análisis estereográfico, con lo cual puede determinar la cuña crítica y su peso. Con esta información se diseña el sistema de soporte por medio de anclas.

La formación de las cuñas está ligada a la secuencia de excavación. Durante ésta, se deberán ir asegurando los bloques antes de que queden totalmente expuestos. Lo anterior se muestra en la figura 7.25, la cual muestra la excavación de un túnel en cuatro etapas. En la primera se retira una porción limitada de material en la parte superior, suficiente para

asegura la cuña superior (fig. 7.25a). Una vez colocado el anclaje se puede retirar el resto del material (fig. 7.25b). En la tercera etapa se aseguran las cuñas del lado izquierdo y derecho (fig. 7.25c). En la última etapa todas las cuñas ya se encuentran ancladas (fig. 7.25d).

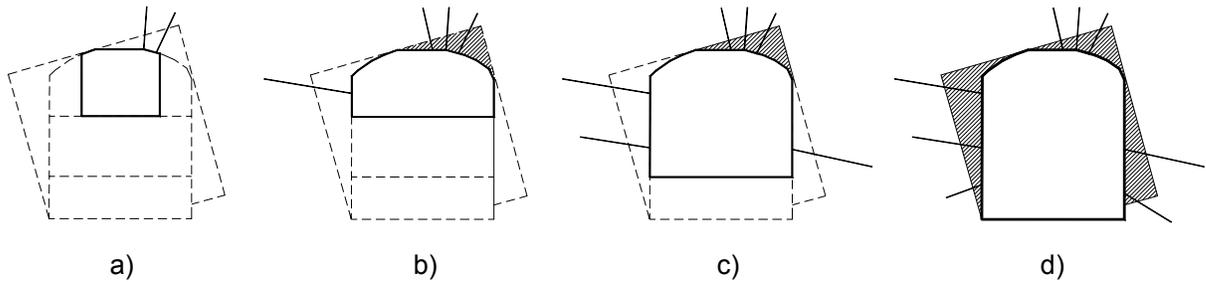


Fig. 7.25 Secuencia de excavación y anclaje de cuñas (Hoek, 2000)

El diseño del anclaje en túneles, está en función de los patrones estructurales de la roca. La figura 7.26 muestra algunos patrones comúnmente encontrados. El diseño del sistema de anclaje para cada uno de los cuatro casos se presenta a continuación.

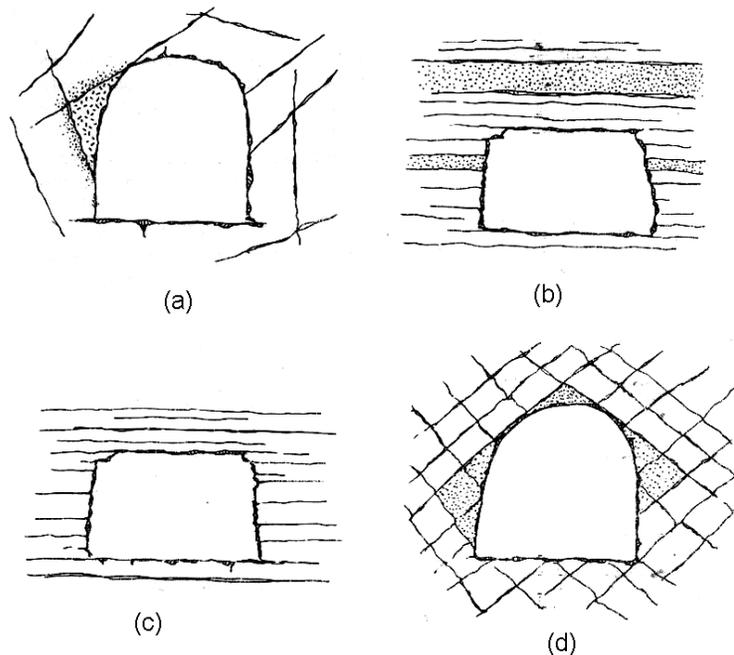


Fig. 7.26 Patrones estructurales típicos de la roca. Cuña (a); estratos horizontales superyacidos por roca intacta (b); estratos horizontales de roca débil (c) y bloques individuales (d) [Stillborg, 1986]

a) Bloques de techo (fig. 7.27)

La resistencia friccionante se desprecia, por lo cual el sistema se diseña para tomar el peso total del bloque suelto, multiplicado por un factor de seguridad cuyo valor varía entre 2 y 5. Para dar la sujeción necesaria, las anclas deben extenderse lo suficiente fuera de la zona inestable.

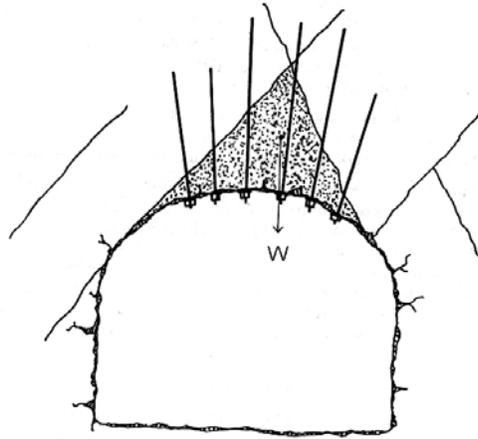


Fig. 7.27 Refuerzo de un bloque suelto (Stillborg, 1986)

El número de anclas se determina con la ecuación siguiente:

$$N = \frac{W * FS}{B} \quad (7-23)$$

donde,

N = número de anclas

W = peso del bloque

FS = factor de seguridad

B = capacidad última del ancla

b) Soporte de cuña deslizante (fig. 7.28)

A diferencia del caso anterior, aquí sí se considera la fricción en la base de la cuña. La tensión aplicada a las anclas puede incrementar el esfuerzo normal en la superficie de deslizamiento y por tanto, la resistencia friccionante.

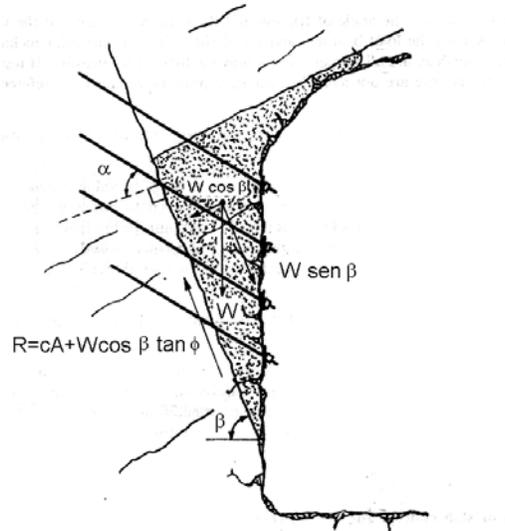


Fig. 7.28 Anclaje de cuña que tiende a deslizarse (Stillborg, 1986)

El número de anclas se determina con la siguiente fórmula:

$$N = \frac{W (FS \text{sen} \beta - \cos \beta \tan \phi) - cA}{B (\cos \alpha \tan \phi + FS \text{sen} \alpha)} \quad (7 - 24)$$

donde,

N = número de anclas

W = peso de la cuña

FS = factor de seguridad (entre 1.5 y 3 usualmente)

β = inclinación de la superficie de deslizamiento con la horizontal

ϕ = ángulo de fricción en la superficie de deslizamiento

c = cohesión

A = área de la superficie de contacto

B = capacidad del ancla

α = ángulo formado entre el ancla y la superficie de deslizamiento

c) Roca estratificada superyacida por un estrato firme (fig. 7.29)

En túneles que cruzan rocas sedimentarias estratificadas horizontalmente, la estabilidad del techo queda definida por los planos de debilidad horizontales. Las anclas se emplean para formar una viga o losa y darle la resistencia al corte en el sentido horizontal. Las anclas

deben sujetarse del estrato firme y su número se determina en función del peso de la roca. Cada ancla soporta un peso igual al obtenido mediante la ecuación (7-25).

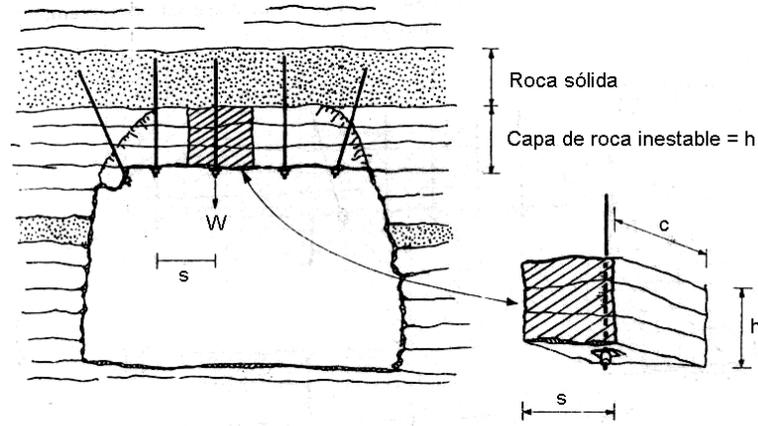


Fig. 7.29 Estabilización de techo constituido por roca estratificada superyacida por un estrato resistente (Stillborg, 1986)

$$W = FS * s * c * h * \gamma \quad (7-25)$$

donde,

W = peso de la roca soportada por una sola ancla

FS = factor de seguridad (entre 1.5 y 3)

s = espaciamiento de las anclas

c = espaciamiento de las anclas en el sentido del eje del túnel

h = espesor de la roca inestable

γ = peso volumétrico de la roca

d) Roca débil estratificada (fig. 7.30)

Al igual que en el caso anterior, las anclas se emplean para hacer que los planos de estratificación interactúen formando una losa de gran peralte, incrementando la estabilidad del techo. El diseño se basa en el empleo de un nomograma de la figura 7.31, debido a Panek (1964). Los pasos a seguir son los siguientes (Stillborg, 1986):

1. Estimar el espesor medio (e) de las capas individuales y seleccionar una longitud de tendón que permita sujetar las anclas en una capa de suficiente espesor y resistencia.
2. Determinación del nivel de tensión necesario (no mayor a 0.6 veces la resistencia última) a partir de pruebas de carga.
3. Determinar el número de anclas en el sentido perpendicular al eje de la excavación (procurando que $s \leq 3e$).
4. Determinar el espaciamiento longitudinal de la anclas, el cual generalmente es del mismo orden que s .
5. Cálculo del factor de refuerzo mediante el nomograma de la figura 7.30.

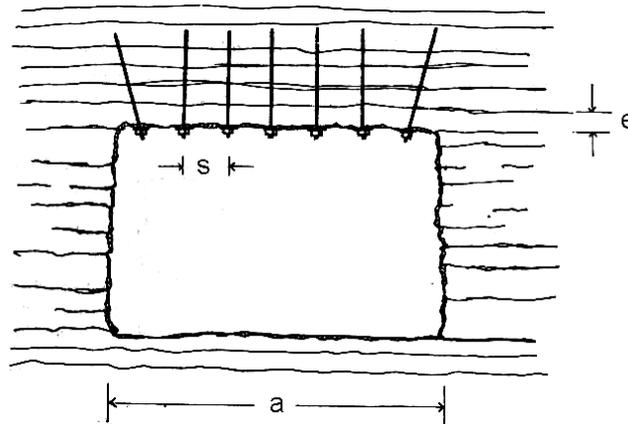


Fig. 7.30 Roca estratificada superyacida por estrato resistente (Stillborg, 1986)

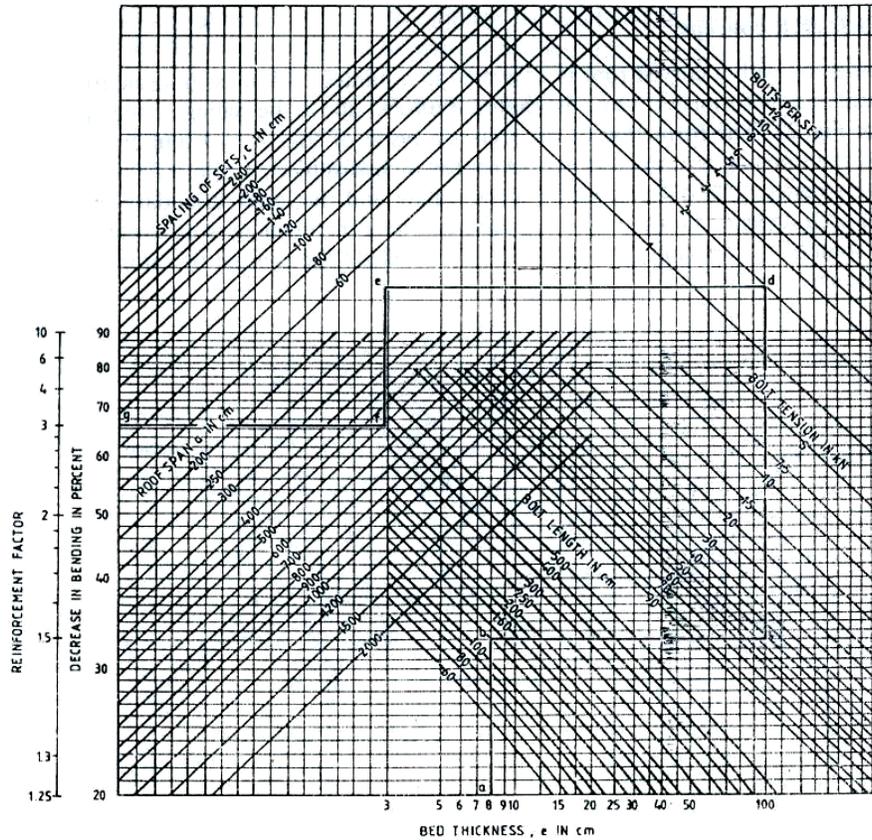


Fig. 7.31 Nomograma para el diseño de anclas en roca estratificada horizontalmente (Panek, 1964)

e) Arco de roca (figs. 7.32 y 7.33)

La curvatura dada al techo de un túnel excavado en roca fracturada, permite formar un arco natural. Dicho arco trabaja a compresión y es el resultado de la redistribución de esfuerzos. El peralte del arco depende del grado de fracturamiento y del claro. Para mantener la estabilidad, la zona suelta y las paredes deben anclarse, ya sea que las anclas se tensen o no. El mayor problema es la estimación de la longitud de las anclas El Instituto Noruega para Técnicas de voladura en roca sugiere una ecuación para calcular la longitud en la parte central (L),

$$L = 1.40 + 0.184a \quad (7 - 26)$$

donde,

a = longitud del claro

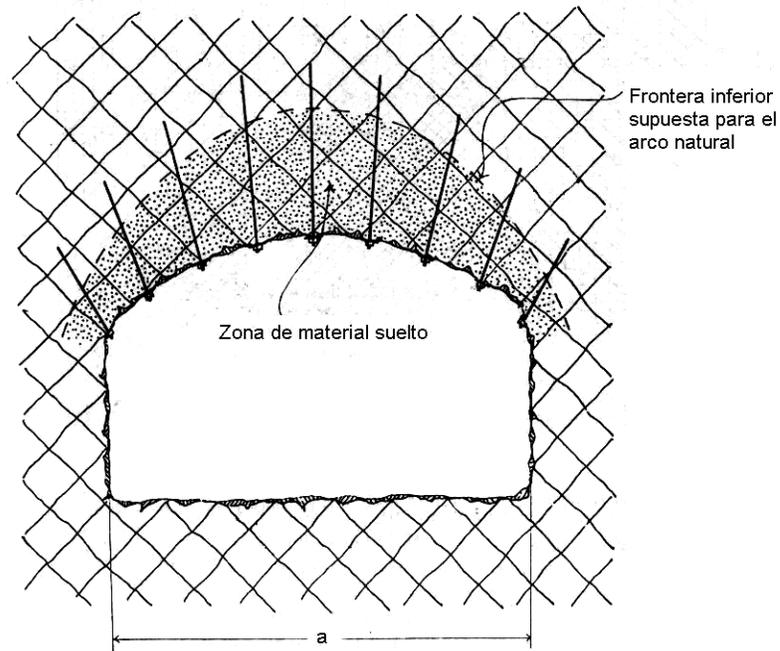


Fig. 7.32 Arco natural formado en roca moderadamente fracturada en el techo del túnel

La separación de las anclas está en función de la densidad de las juntas. Su función es incrementar el esfuerzo normal entre las juntas y por tanto la resistencia al deslizamiento. Experimentalmente se ha encontrado que la relación L/s debe ser cercana a 2. El valor de s depende del espaciamiento e . Como límite para el espaciamiento puede emplearse la desigualdad $s \leq 3e$. Además, la tensión de las anclas (T) debe quedar entre los siguientes límites $0.5 B < T < 0.8$, donde B es la capacidad última del ancla.

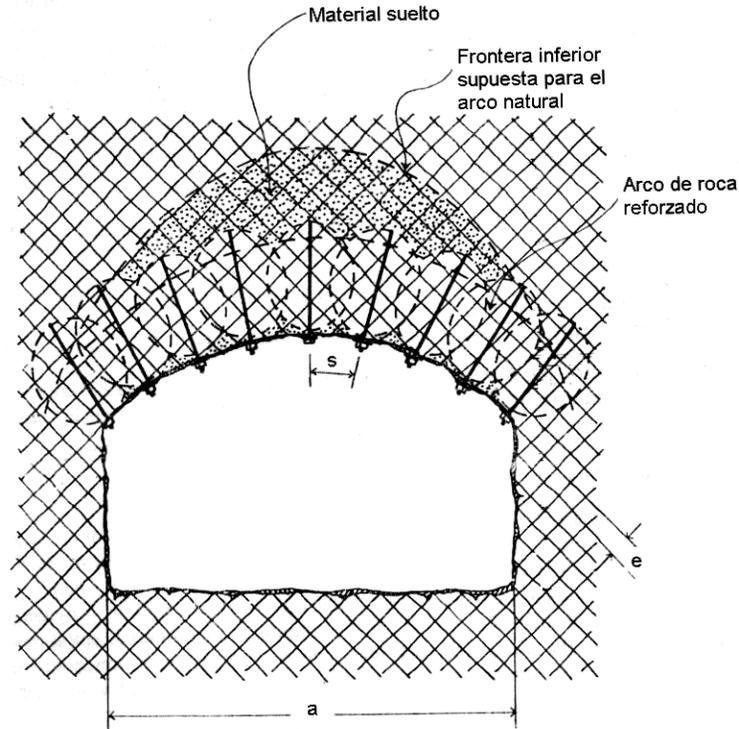


Fig. 7.33 Concepto de arco natural en roca muy fracturada

La excavación de un túnel en roca homogénea tiene una problemática distinta. El estado de esfuerzos y deformaciones conducen a una falla de tipo progresivo para la cual no se puede calcular un factor de seguridad que defina la aceptabilidad. El diseño del soporte más adecuado debe basarse en la magnitud de los esfuerzos y deformaciones de la roca, así como de los elementos de soporte (barras o cables). La geometría de la excavación influye en la distribución de esfuerzos, por lo cual no hay dos problemas iguales. Por simplicidad se ilustra aquí el caso de una cavidad circular y el estado de esfuerzos en su periferia. La figura 7.34 ilustra el proceso teórico de alivio de esfuerzos en una cavidad recubierta después de sufrir una deformación radial. Si el recubrimiento tiene la capacidad suficiente, no ocurrirá un desplazamiento ni se desarrollará una zona plástica (lado izquierdo de la figura). El esfuerzo tangencial permanece constante. En cambio, cualquier deformación a lo largo de una distancia Δr induce la formación de una zona plástica con radio R . El esfuerzo tangencial es ahora variable, siendo máximo en el borde de la zona plástica y de ahí en adelante va disminuyendo (lado derecho de la figura).

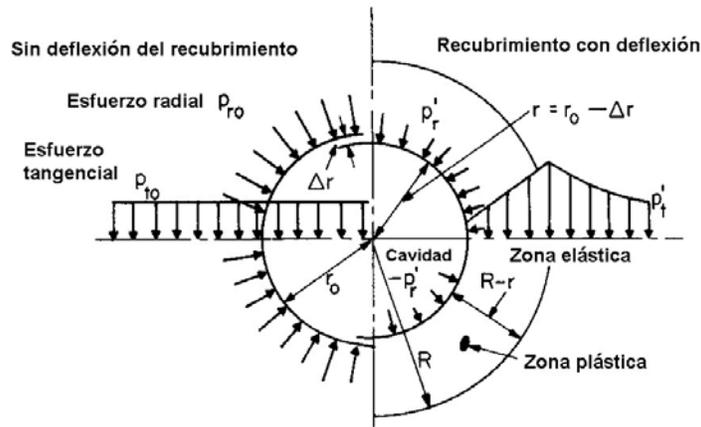


Fig. 7.34 Esfuerzos alrededor de una cavidad circular (Rabcewicz, 1975)

Un recubrimiento demasiado rígido soporta una carga mayor, pero conduce a un diseño costoso. Por otra parte, uno demasiado flexible permite una deformación mayor que puede conducir a la falla, lo cual lo vuelve inseguro.

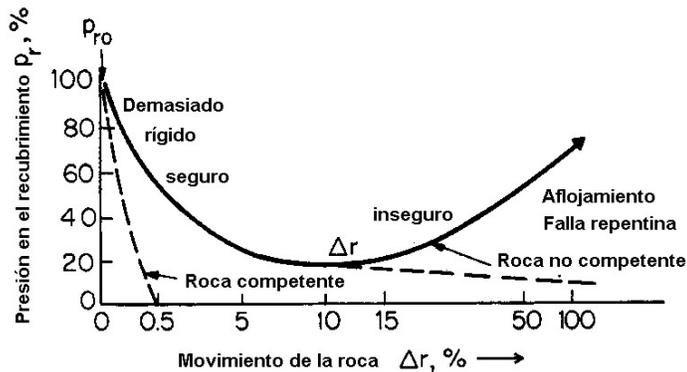


Fig. 7.35 Presión en el recubrimiento, movimiento de la roca y estabilidad (Rabcewicz, 1975)

La figura 7.35 muestra la relación entre la presión que soporta el recubrimiento y los desplazamientos de la roca. En el caso de la roca no competente (curva con línea continua) se definen claramente las zonas de seguridad.

7.11 Metodología para el análisis y diseño de túneles en roca

Los métodos de diseño se clasifican en tres grupos (Bieniawski, 1984): analítico, observacional y empírico. El analítico consiste en analizar el estado de esfuerzos y deformaciones alrededor de la excavación. La solución puede ser: cerrada, numérica

(método del elemento finito), simulación análoga y modelación física. El Observacional, consiste en monitorear el movimiento de las paredes en la excavación. Este método es el único que permite verificar resultados para compararlos con las predicciones. El método empírico se base en el uso de análisis estadísticos de observaciones hechas en otros lugares y tiempos. La aproximación empírica más utilizada es la clasificación denominada Índice de calidad de la roca o RQD (Rock Quality Designation). El diseño de un túnel en roca más que basarse en la idea tradicional de diseñar por anticipado, debe basarse en un diseño conforme se avanza (Fairhurst, 1991). Esta estrategia obedece a la incertidumbre en las propiedades de la roca y la necesidad de colocar el sistema de soporte tan pronto como sea posible, después de excavar.

7.12 Anclas comúnmente empleadas en roca

La gran variedad de formaciones rocosas ha propiciado el desarrollo de distintos sistemas de anclaje. Los diferentes tipos de anclas para roca pueden agruparse en cuatro grupos (Stillborg, 1986):

1. Anclas fijadas mecánicamente
2. Barras inyectadas
3. Cables inyectados
4. Anclas de fricción

a) Ancla ranurada con cuña (fig. 7.36)

Este fue probablemente el primer tipo de ancla mecánicamente fijada. Tiene su antecedente en las estacas de madera empleadas en las minas de Gran Bretaña. La fabricación es muy sencilla. El fondo de la varilla tiene una ranura acuñada, de tal forma, que al presionar el ancla contra el fondo del barreno, la cuña expande la extremidad y produce la fijación contra la roca. Se emplea principalmente en rocas duras y permite el tensado inmediato. La inseguridad de estas anclas en rocas de mala calidad hace que éstas se vean sustituidas por las de casquillo expansivo.

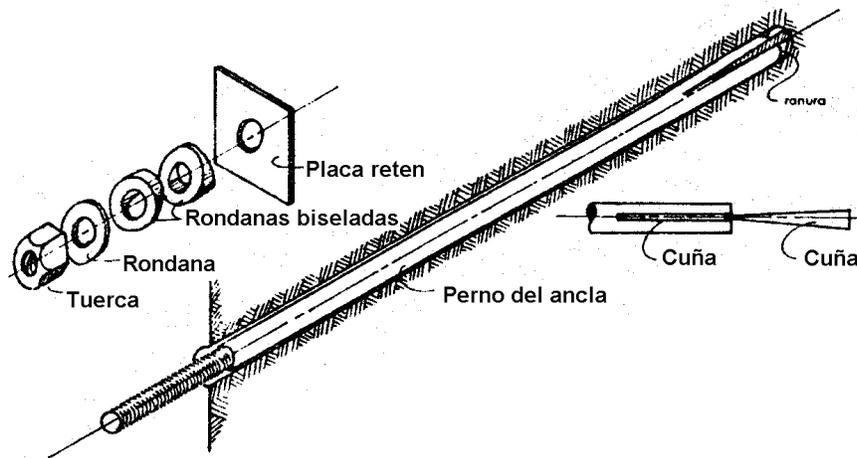


Fig. 7.36 Ancla ranurada con cuña (Hoek y Brown, 1985)

b) Ancla de casquillo expansivo (fig. 7.37)

Las anclas de casquillo expansivo son las anclas mecánicamente fijadas de uso más común. Se inventaron para tener una mejor fijación en una mayor gama de rocas que las anclas ranuradas con cuña. La fijación se logra mediante la expansión del casquillo al final de la barra, que de esta forma se sujeta con fuerza a la pared del barreno. Este tipo de anclas tienen la ventaja de poder tensarse inmediatamente después de colocarse e inyectarse posteriormente. La inyección permite que pueda funcionar como ancla permanente. Su empleo, no obstante, está limitado a rocas duras a medianamente duras.

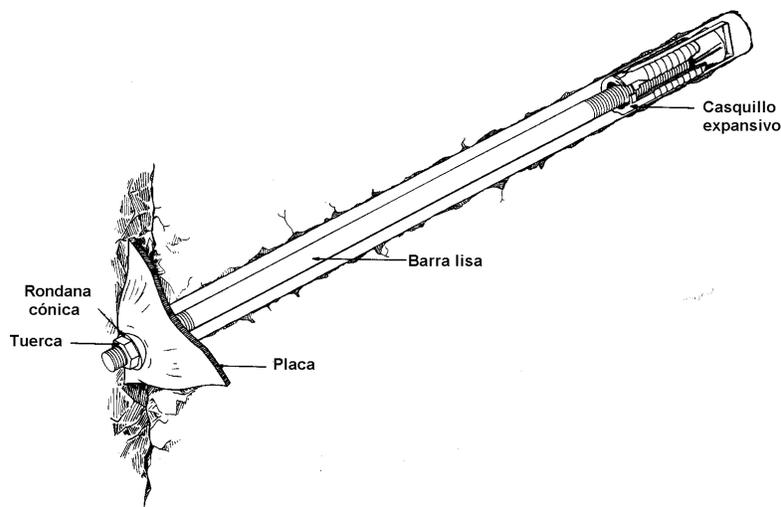


Fig. 7.37 Ancla mecánicamente fijada (Stillborg, 1986)

c) Ancla sin tensar con resina (fig. 7.38)

Antes de colocar la varilla, se introduce la resina en el barreno, en forma de salchichas que la contienen junto con un catalizador, pero en forma separada. Al insertarse la barra el empaque se rompe y la resina y el catalizador se mezclan, lo cual produce el endurecimiento. Con este sistema se obtienen anclas de alta capacidad en rocas de mala calidad. Se emplea en minería para refuerzos ligeros, y en ingeniería civil para fijar malla o sostener ductos. Debido a que no se puede tensar su instalación debe verificarse antes de que se produzcan deformaciones importantes de la roca.

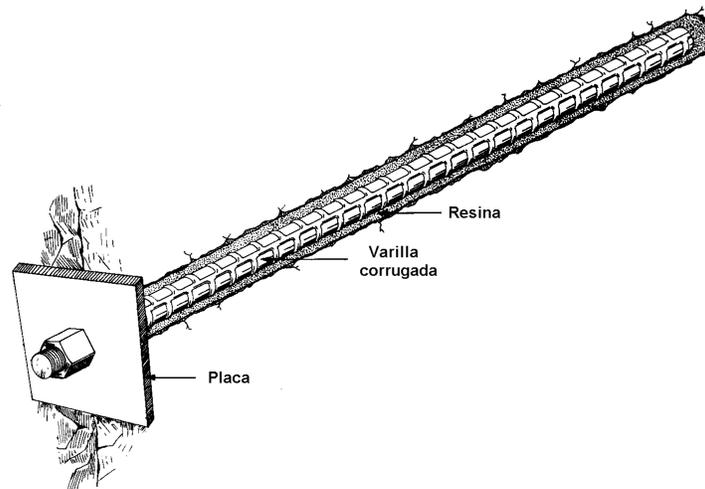


Fig. 7.38 Ancla de varilla corrugada sin tensar (Stillborg, 1986)

d) Varilla inyectada sin tensar (fig. 7.39)

Primeramente se inyecta el mortero mediante una bomba de mano. A continuación se inserta la varilla que queda ahogada en el mortero. Se puede añadir una placa de retén con una tuerca (en refuerzos sencillos no se ocupa dicha placa). Si se instala propiamente, constituye un sistema de refuerzo competente y durable, dado que el efecto de la corrosión es mínimo. Desafortunadamente el empleo de cemento normal requiere que se cumpla el tiempo de curado antes de que el ancla pueda tomar carga.

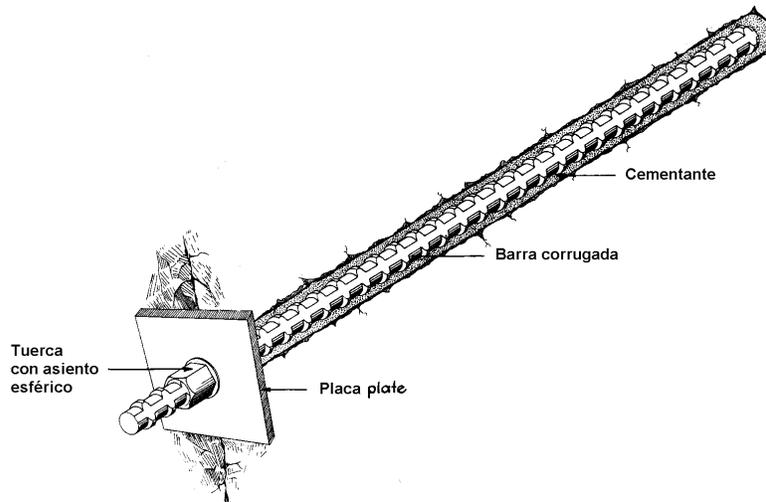


Fig. 7.39 Varilla inyectada con mortero sin tensar (Stillborg, 1986)

e) Ancla de torones cementada (fig. 7.40)

Los cables fijados con cemento se han empleado para el refuerzo de estructuras de roca desde hace unos treinta o cuarenta años (Stillborg, 1986). Estas anclas presentan características similares a las anclas de barra, pero tienen la ventaja de que permiten construir anclas de cualquier longitud prácticamente.

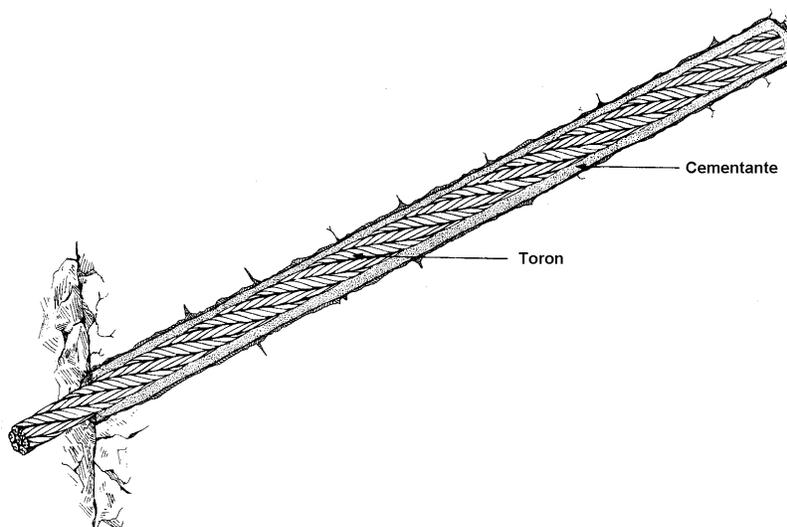


Fig. 7.40 Ancla de torones cementada (Stillborg, 1986)

e) Anclas de fricción (figs. 7.41 y 7.42)

Las anclas de fricción en roca representan el más reciente desarrollo en cuanto a técnicas de refuerzo. Existen dos tipos: tubo partido y Swellex. El tubo partido de 1 1/2" (38 mm) se fuerza dentro del barreno que tiene 1 3/8" de diámetro (35 mm). Al comprimirse el tubo se genera un esfuerzo radial. La resistencia friccionante aumenta a medida que la superficie exterior del tubo se oxida. La instalación es rápida y sencilla, sin embargo, no es posible tensarla.

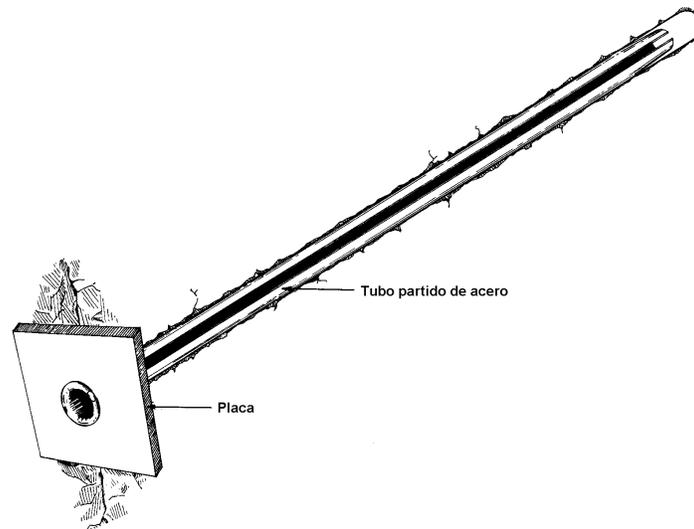


Fig. 7.41 Ancla de fricción o tubo partido (Stillborg, 1986)

El ancla tipo Swellex consiste en un tubo inicialmente plegado, el cual se introduce al barreno. Una vez en posición se le aplica presión de aire para desdoblar el tubo y generar un esfuerzo radial. La instalación es rápida y da un soporte inmediato. Se puede emplear en una gran variedad de ambientes. El proceso de instalación produce contracción en el tendón lo que provoca que la placa de la cabeza presione contra la roca.

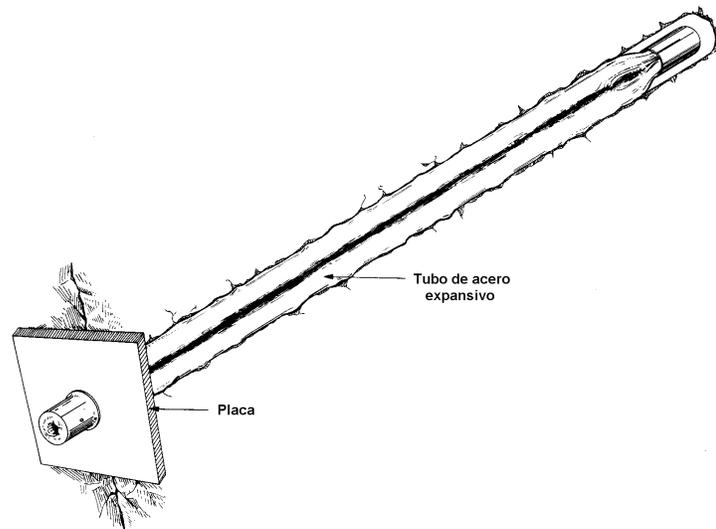


Fig. 7.42 Ancla de fricción tipo Swellex (Stillborg, 1986)

Resumen

Durante el proyecto y la ejecución de obras de ingeniería que cruzan o se construyen en roca (taludes y túneles, por ejemplo) es importante conocer las condiciones geológicas de relevancia para el proyecto. El análisis de estabilidad y diseño del anclaje en masas rocosas, se ven más influidos por la orientación y resistencia al corte de las discontinuidades, que por la resistencia en estado inalterado (excepto en el caso de rocas suaves homogéneas). Los sistemas de discontinuidades condicionan la formación de bloques sueltos que tienden a caer o deslizarse (mecanismo de falla). El análisis de equilibrio límite es la principal herramienta del ingeniero para definir un factor de seguridad. Sin embargo, en el caso de los túneles construidos en roca homogénea no se puede asignar un factor de seguridad tan fácilmente y debe emplearse un criterio que tome en cuenta el estado de esfuerzos y deformaciones. Para la sujeción de bloques de roca inestables se han desarrollado un gran número de elementos de anclaje, los más comunes son: anclas fijadas mecánicamente, barras inyectadas, cables inyectados y anclas de fricción. Las últimas representan el desarrollo más reciente.

Conclusiones

El análisis de estabilidad de un talud o excavación en roca, para conocer su incidencia en el proyecto y la posible necesidad de anclaje, requiere de un estudio detallado de la masa de roca. En éste se definen los sistemas de grietas, fisuras y en su caso fallas, así como su orientación, inclinación, resistencia al corte, rellenos e hidrología local.

Una masa de roca está constituida, fundamentalmente, por una serie de bloques intactos de diversos tamaños cruzados sistemas de fracturas. Su estabilidad, después de ser sometida a un cambio en su geometría y/o estado de confinamiento, está regida por la orientación y resistencia al corte en las discontinuidades.

El agua en el interior de las grietas es un factor desestabilizante que debe tomarse en cuenta, aún si en el presente dichas grietas se presenten secas, ya que en algún momento esta condición puede modificarse.

Un procedimiento constructivo inadecuado puede generar condiciones de inestabilidad que conlleven la necesidad de un sistema de anclaje, que en principio no era necesario.

8. ESTABILIZACIÓN DE TALUDES EN SUELO

8.1 El uso de anclas como medio para incrementar el factor de seguridad

Se entiende por talud, a la superficie inclinada con respecto a la horizontal que adopta una masa de suelo, de forma natural o artificialmente. Los taludes naturales se conocen como laderas y los artificiales son los cortes y terraplenes de las obras de ingeniería. El corte de un talud representa una alteración importante de la condición estable original de la ladera ya que la despoja de su esfuerzo confinante inicial y la expone a los efectos del intemperismo y la erosión. El proyecto de cualquier talud debe incluir no solamente el análisis de estabilidad y el diseño de la inclinación más económica y segura posible, sino que también, deberá contemplar las medidas de protección necesarias para evitar cambios importantes en su geometría y en las propiedades mecánicas del suelo.

Para diseñar un talud existen métodos de tipo empírico, simplificados y detallados. Los de tipo empírico se basan en observaciones de campo y experiencia local, sin efectuar sondeos. Los métodos simplificados emplean gráficas de estabilidad representativas de casos simples con carácter general, observaciones de campo y un número limitado de sondeos exploratorios. Los métodos detallados emplean procedimientos de cálculo más refinados, que se ajustan mejor a las condiciones de la obra; requieren un programa de exploración bien definido y la ejecución de ensayos en laboratorio con muestras representativas.

Mediante el uso de un procedimiento simplificado o detallado se llega a un valor numérico del factor de seguridad (FS). Si el FS tiene es superior a la unidad se considera que el talud es estable. En cambio, si es igual o inferior a uno, el talud se encuentra en estado incipiente de falla. Los taludes normalmente ganan en estabilidad abatiéndolos, pero si esto no es posible, se deberá aportar una fuerza externa estabilizante. Una forma de lograr lo anterior es implementando un sistema de anclaje.

Con los métodos de equilibrio límite, además del FS, puede conocerse la superficie más probable de falla, la cual junto con la topografía del talud, permite definir la geometría del volumen de suelo potencialmente inestable. El conocimiento de dicha geometría permite, a su vez, establecer la longitud e inclinación de las anclas, así como las dimensiones y posición del bulbo.

Un buen diseño geotécnico, debe garantizar que el ancla desarrollará la resistencia necesaria contra las fuerzas que tienden a extraerla del suelo y que el conjunto formado por el suelo, estructura y anclas sea estable en su conjunto (estabilidad global). Para esto último se hace un análisis de equilibrio del talud anclado.

El empleo de anclas como medio para estabilizar taludes en suelo tiene como objetivo principal, incrementar el factor de seguridad ante una falla por deslizamiento. La pregunta que el ingeniero debe responder es la siguiente: ¿Cual es la cantidad, separación y profundidad de las anclas que se necesitan para llevar el factor de seguridad del talud a un valor aceptable?

8.2 Modos de falla

La falla, considerada como un movimiento abrupto, no controlado del suelo que conforma una ladera, corte o terraplén, por lo general, requiere de una acción externa detonante, distinta de la fuerza de gravedad. Los mecanismos más comunes son: lluvia intensa, excavación al pie, incremento de carga en la corona, vaciado rápido o un movimiento sísmico.

Los tipos de falla comúnmente observados en los taludes de suelo son: deslizamientos y flujos (fig. 8.1). La característica de los deslizamientos es que la masa de suelo permanece esencialmente intacta mientras se mueve pendiente abajo, sobre la superficie de falla; un deslizamiento puede ser rotacional o traslacional. Los flujos, se caracterizan por un alto contenido de agua, de tal forma que el material se mueve parcial o totalmente como un fluido viscoso, lo que rompe su estructura. A continuación definen los tres tipos mencionados.

Deslizamiento rotacional (fig. 8.1a).- El movimiento se verifica a lo largo de una superficie curva produciendo un hundimiento en la corona y una acumulación de material o saliente en el pie. Es característico de los suelos cohesivos homogéneos e isótropos. Entre más uniforme es el suelo, más probable es que la superficie de falla adopte la forma circular. Un deslizamiento rotacional puede involucrar una porción limitada o la totalidad de la masa de suelo. En el primer caso la superficie de falla inicia en la cara y sale por la corona (fig. 8.2a). En el segundo caso puede iniciar en el quiebre del pie (fig. 8.2b) o involucrar el terreno de cimentación (fig. 8.2c).

Deslizamiento de traslación (fig. 8.1b).- El suelo tiene un movimiento en bloque, paralelo a la superficie de falla, debido a la presencia de una capa superficial de suelo firme. Esta condición es típica de los suelos estratificados con echado paralelo a la cara del talud.

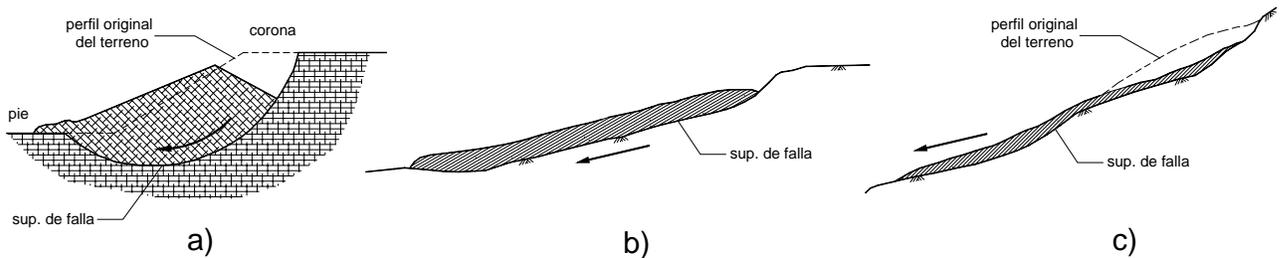


Fig. 8.1 Tipos de deslizamiento. Rotacional (a); translacional (b) y flujo (c)

Flujos (fig. 8.1c).- Se asemeja a un deslizamiento de translación, pero el alto contenido de agua hace que el material deslice pendiente abajo como fluido viscoso. Generalmente se presenta en suelos blandos saturados, cuando la presión de poro ha alcanzado un valor suficientemente alto como para disminuir la resistencia al esfuerzo cortante a un valor cercano a cero. Cuando el incremento de agua y la falla posterior están asociados a ciclos de hielo–deshielo, el fenómeno se conoce como soliflucción.

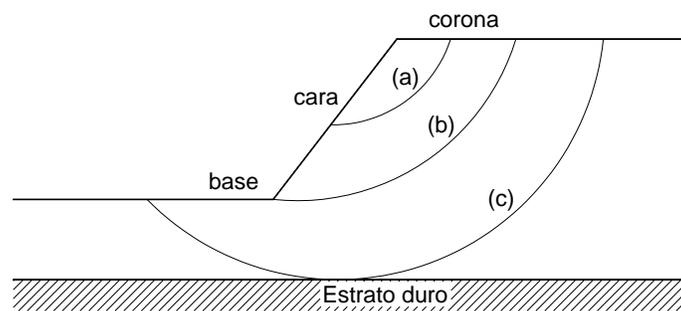


Fig. 8.2 Nomenclatura de las fallas en un talud. Local (a); de pie (b) y de base (c)

El uso de anclas para estabilización es una solución viable únicamente cuando el tipo de falla esperado es de tipo rotacional o translacional, habida cuenta de la hipótesis de comportamiento como cuerpo rígido.

8.3 Resistencia al corte del suelo

El suelo es un material formado por tres fases (sólida, líquida y gaseosa). Al someterlo a un esfuerzo de corte, el agua y aire no ofrecen resistencia y aquel debe ser tomado por la fase sólida exclusivamente. La resistencia al corte del suelo se debe fundamentalmente a la fricción que se

desarrolla en la superficie de falla. De acuerdo con la teoría de Coulomb dicha resistencia es el producto de la fuerza normal en la superficie de deslizamiento y un coeficiente adimensional que depende de las superficies de contacto. Coulomb fue el primero en sugerir una ecuación simple que relaciona la resistencia al corte con el esfuerzo normal aplicado.

$$s = c + \sigma \tan \phi \quad (8-1)$$

donde,

s = resistencia al corte

c = cohesión

σ = esfuerzo normal

La ecuación (8-1) indica que la resistencia al corte está compuesta por un esfuerzo de adhesión (cohesión) c y otro de fricción ($\sigma \tan \phi$). El esfuerzo normal, no obstante, solo puede generar fricción en la medida que se le permita actuar en la fase sólida. A la parte del esfuerzo tomada por las partículas sólidas se le conoce como esfuerzo efectivo (σ') y es el que controla el comportamiento mecánico del suelo. El esfuerzo efectivo se calcula restando la presión de poro (u) del esfuerzo total (σ).

$$\sigma' = \sigma - u \quad (8-2)$$

Despejando σ de (8-2) y sustituyendo en (8-1) se llega a la expresión siguiente (llamada ecuación de Coulomb-Terzaghi):

$$s = c + (\sigma - u) \tan \phi \quad (8-3)$$

donde,

$(\sigma - u) = \sigma'$

El círculo de Mohr tal como se emplea en Mecánica de Suelos se muestra en la figura 8.3. Consiste en un eje coordinado en dos dimensiones (válido para un estado plano de esfuerzos), donde se trazan los círculos de Mohr y su envolvente de resistencia. La envolvente es una línea aproximadamente recta con pendiente ϕ , que intersecta al eje de las ordenadas en c. Al aplicar esta teoría se acepta la existencia una combinación de esfuerzos normal y cortante que crean un

estado más crítico del que se podría encontrar considerando los esfuerzos principales máximos en forma separada. En el eje de las abscisas se tienen los valores del esfuerzo normal σ y en el de las ordenadas los del esfuerzo cortante τ . Mediante un ensayo triaxial se obtiene una combinación de esfuerzos principales mayor y menor (σ_1, σ_3) en el instante de la falla. Con base en estos dos puntos se traza el círculo de Mohr (se acostumbra dibujar media circunferencia). A continuación se traza una línea recta representada por la ecuación (8-3) a partir del origen, tangente a la circunferencia. El punto f donde la línea y la circunferencia se tocan representa la combinación de esfuerzos (σ_f, τ_f) para el cual se considera que el suelo ha fallado.

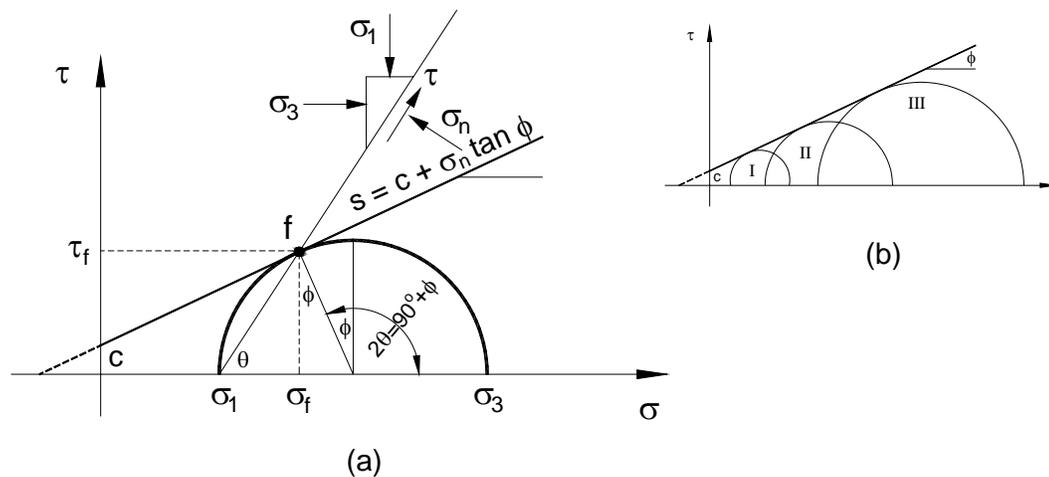


Fig. 8.3 Círculo de Mohr tal como se emplea en Mecánica de Suelos

En la figura 8.3a se observa que la línea recta no parte del origen, sino de un punto a una distancia c . Dicho punto queda definido al trazar la envolvente de falla de todos los círculos obtenidos en cuando menos tres ensayos de tipo triaxial, obteniendo un círculo por cada uno (I, II y III de la fig. 8.3b). Al valor de c se le suele denominar “cohesión aparente” y no es más que una convención matemática, ya que la envolvente de falla tiende a llegar al origen. Lo anterior, generalmente no presenta un problema mayor en la práctica, debido a que los esfuerzos de trabajo suelen estar suficientemente alejados del origen.

Cuando la teoría de Coulomb se relaciona con el estado interno de esfuerzos por medio del círculo de Mohr se tiene una ley de resistencia conocida como de Mohr-Coulomb. De todas las teorías utilizadas a lo largo de la historia de la mecánica de suelos, para predecir la resistencia al esfuerzo

cortante y definir la falla de un suelo, ésta es la que ha rendido mejores resultados. Además tiene la virtud de ser fácilmente asimilable.

8.4 Efecto de la Anisotropía

Un material isótropo es aquel donde el Módulo de Elasticidad (E) y la relación de Poisson (ν) se mantienen constantes, independiente de la dirección en que se haga la prueba. Adicionalmente, se dice que es homogéneo, si sus propiedades físicas y de composición, tales como el peso volumétrico (γ), relación de vacíos (e) y contenido de arcilla son uniformes en la zona de interés. En la naturaleza, los depósitos de suelo (principalmente los de arcilla) son típicamente anisótropos, no homogéneos. Lo anterior se produce por una combinación entre la forma de depósito y la historia de esfuerzos, dando por resultado la formación de planos de deposición horizontales (fig. 8.4). La anisotropía del suelo da pie a la existencia de planos preferenciales de falla y dependiendo de su grado, puede invalidar la hipótesis de falla circular.

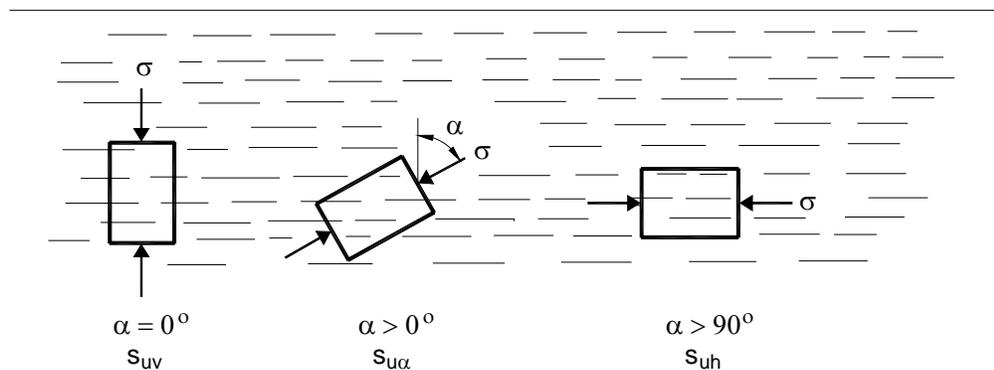


Fig. 8.4 Resistencia al corte no drenado (s_u) en suelos anisótropos (Bowles, 1996)

En suelos donde la falla ocurre en condición no drenada, puede calcularse una relación de anisotropía con la ecuación

$$R = \frac{S_{uv}}{S_{uh}} \quad (8-4)$$

donde,

R = relación de anisotropía

S_{uv} = resistencia al corte no drenado determinada en posición vertical

S_{uh} = resistencia al corte no drenado determinada en posición horizontal

Conociendo el valor de R puede interpolarse un valor de S_u para otras direcciones por medio de la ecuación siguiente:

$$S_{u\alpha} = S_{uh} [1 + (R - 1) \cos^2 \alpha] \quad (8-5)$$

donde,

$S_{u\alpha}$ = resistencia al corte no drenado determinada con un ángulo α medido respecto a la vertical

8.5 Cambio en la estabilidad con el tiempo

La estabilidad de un talud es una función del tiempo. El factor principal es el cambio en la presión de poro, ya que la falla suele iniciarse por un cambio importante de su condición inicial. A continuación se ejemplifica lo anterior comparando el comportamiento en el tiempo de un terraplén y una excavación en un suelo cohesivo, debida a Bishop y Bjerrum (1960) [fig. 8.5].

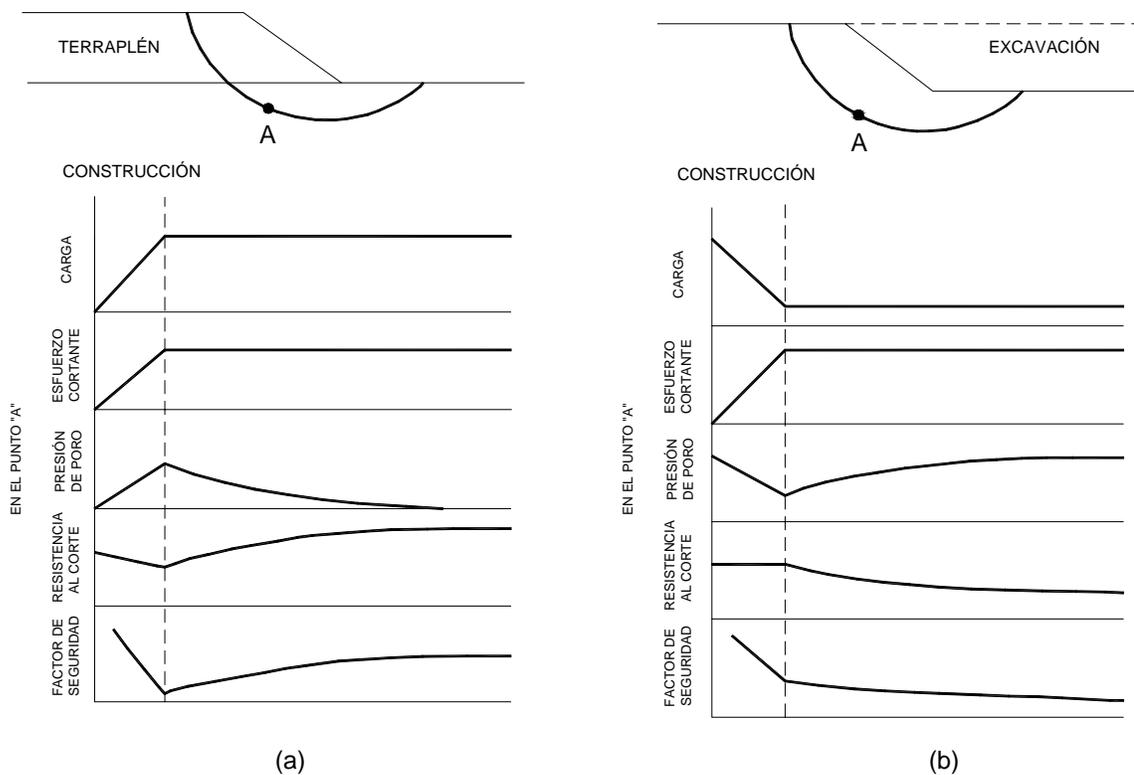


Fig. 8.5 Comportamiento en el tiempo de Terraplén (a) y excavación (b) en un suelo cohesivo (Bishop y Bjerrum, 1960)

La gráfica 8.5a muestra el cambio en la resistencia del suelo de cimentación del terraplén. Conforme éste gana altura la carga en la cimentación es mayor, así como el esfuerzo cortante en

el punto A. La presión de poro también aumenta, lo cual reduce la resistencia del suelo. Lo anterior se refleja en una reducción del FS que alcanza su valor más bajo justo al término de la construcción. A partir de ese momento ya no hay más incrementos de carga y el esfuerzo cortante se mantiene constante. El suelo entra en un estado de consolidación a lo largo del cual la presión de poro disminuye en forma paulatina. En la medida que la presión de poro disminuye, aumenta el esfuerzo efectivo con lo cual la resistencia disponible es mayor. El efecto es un aumento del FS con el tiempo.

La gráfica 8.5b muestra el comportamiento de FS en una excavación en suelo cohesivo. Conforme la excavación avanza, se incrementa el esfuerzo de corte en A, así mismo lo hace la presión de poro. El esfuerzo cortante se incrementa conforme se gana profundidad. Al final de la construcción se experimenta un incremento de la presión de poro, lo cual disminuye la resistencia del suelo. El efecto es un decremento del FS en el largo plazo.

Del análisis cualitativo anterior se concluye que hay una diferencia importante de comportamiento de un talud formado en un terraplén y otro por excavación o corte. En el primer caso la condición crítica se presenta justo al término de la construcción y en el segundo la condición más desfavorable ocurre en el largo plazo.

8.6 Selección de los parámetros de resistencia

Para que un análisis de estabilidad rinda resultados confiables se requiere una evaluación precisa de la resistencia al corte que tiene el suelo en el sitio. Dicha resistencia, como se vio en el artículo anterior, está representada por los parámetros c y ϕ , que son una propiedad intrínseca del suelo, pero dependiente del método de prueba.

En los análisis de equilibrio límite conviene que el esfuerzo cortante del suelo sea considerado en término de los esfuerzos efectivos. No obstante, en la práctica los análisis de estabilidad suelen hacerse en término de esfuerzos totales también. La decisión de llevar a cabo el análisis para una u otra condición depende de que tan bien pueda llegar a conocerse la presión de poro a lo largo de la vida de la estructura.

La rapidez con la cual la presión de poro se disipa depende de la permeabilidad. En suelos muy permeables como son las gravas y arenas ocurre rápidamente. En cambio en los suelos poco permeables como los limos y arcillas sucede con mucha lentitud. En este último caso, los tiempos

de prueba se vuelven extensos. Lo que se hace es efectuar la prueba sin drenado, pero midiendo la presión de poro, con lo cual se puede calcular posteriormente el esfuerzo efectivo (ec. 8-2).

El análisis en término de esfuerzos efectivos es apropiado cuando la presión de poro es bien conocida o puede evaluarse en forma confiable. Esta condición se presenta en materiales con libre drenaje o cuando la aplicación de las cargas es suficientemente lenta para permitir el drenaje y evitar la generación de presiones en exceso de la hidrostática. Los parámetros de resistencia se obtienen en una prueba consolidada drenada (CD) o consolidada no drenada (CU) con medición de la presión de poro.

El análisis en término de esfuerzos totales es recomendable cuando la predicción o la medición de la presión de poro en campo se dificulta. Esta condición se presenta cuando la carga se aplica en forma tan rápida que no se permite la expulsión del agua. Los parámetros de resistencia se determinan por medio de un ensaye consolidado no drenado (CU) o no consolidado no drenado (UU).

Para el análisis de estabilidad de taludes conformados por suelos cohesivos saturados se emplean los parámetros obtenidos en la prueba UU, donde $\phi_u = 0$ (ángulo de fricción interna en condición no drenada) y c_u es la cohesión aparente o resistencia al corte no drenado. Se dice que el suelo se comporta como si fuera “puramente cohesivo”.

Los parámetros de resistencia usados en un análisis de estabilidad deben ser representativos del comportamiento del suelo en la obra. Las pruebas de laboratorio, en consecuencia, deben reproducir en la forma más fiel posible el comportamiento de la estructura en el corto y largo plazo. En la tabla 8-1 se presenta un resumen con las condiciones más comunes.

Tabla 8.1 Mecanismos de falla críticos y parámetros de resistencia para el análisis de taludes

Talud en	Mecanismo de falla crítico	Condición a corto plazo	Condición a largo plazo
Suelo granular (grava, arena, limo) sobre terreno firme o roca	Falla poco profunda que se analiza como talud infinito	Análisis con esfuerzos totales. Parámetros de pruebas CD*	Análisis con esfuerzos efectivos. Parámetros de pruebas CD
Suelo cohesivo (arcilla, arena arcillosa, grava arcillosa)	Deslizamiento con superficie profunda, tangente a la cimentación	Análisis con esfuerzos totales. Parámetros de pruebas CU**	Análisis con esfuerzos efectivos. Parámetros de pruebas CD o CU
Cimentación compresible	Deslizamiento con superficie profunda, una gran parte de la superficie de falla cruza por la cimentación	Suelo granular.- Análisis con esfuerzos efectivos. Suelo cohesivo .- Análisis con esfuerzos efectivos	Análisis en función de esfuerzos totales

* CD – Prueba consolidada drenada

** CU – Prueba consolidada no drenada

8.7 Similitud entre las pruebas de laboratorio y las condiciones de campo

Debido a la variación en la dirección de los esfuerzos principales, así como de las zonas de esfuerzo pasivo y activo lo largo de la superficie de deslizamiento (fig.8.6), el modo de falla en distintos puntos varía de compresión, a corte directo y a extensión. Un análisis riguroso por lo tanto debería basarse en los valores de resistencia obtenidos de diversas formas (Hunt, 1986). Esto significa, que las pruebas de laboratorio, sólo son útiles si representan con fidelidad el modo de falla que presumiblemente tendrá la estructura analizada.

La figura 8.6 muestra una superficie de falla potencial, producida por la sobrecarga de un terraplén, se infiere que, con tal de representar en forma adecuada la resistencia al corte del suelo, se deben ejecutar distintas pruebas, que incluyen la típica prueba triaxial de compresión, la de corte directo y la triaxial en extensión. Bjerrum (1972) efectivamente, propone aplicar distintas pruebas para evaluar la resistencia no drenada en distintos puntos. Los resultados obtenidos sin embargo, deben usarse con el mejor criterio ya que si se utiliza una resistencia al corte en la superficie de falla igual al promedio de las obtenidas en las pruebas efectuadas, puede sobrestimarse la resistencia verdadera hasta en un 20 o 30% (Abramson, 2002).

En la práctica, lo anterior no siempre se lleva a cabo. Se asume que los parámetros de resistencia usados en la modelación del problema se corresponden con los que tiene el suelo en sitio. Las incertidumbres con respecto a la representatividad de las pruebas en relación a la forma en que falla el suelo, se toma en cuenta mediante el factor de seguridad.

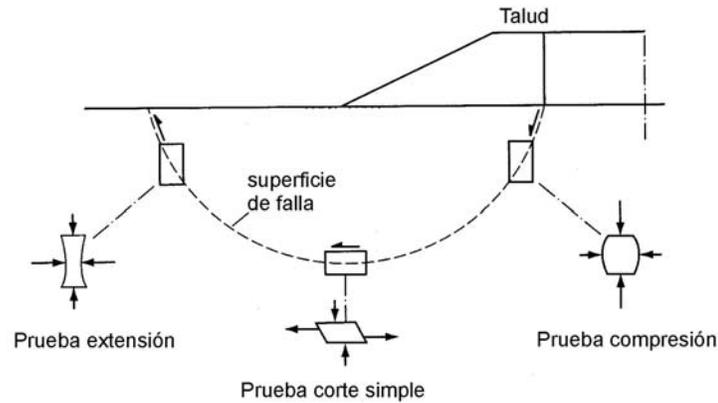


Fig. 8.6 Variación de la resistencia, de acuerdo con el modo de falla del suelo por su posición en la superficie de falla (Simons, 2001)

8.8 Comportamiento rígido-plástico y falla progresiva

Una hipótesis muy importante de los análisis de equilibrio límite, es que el suelo por encima de la superficie de falla es perfectamente rígido y que la resistencia (pico) se moviliza simultáneamente en todo punto, dando como resultado un factor de seguridad constante. Lo anterior presupone un comportamiento de tipo rígido-plástico. Esto significa que un análisis al límite no proporciona información sobre el estado interno de deformaciones antes de la falla.

Al considerar para el suelo una relación esfuerzo-deformación del tipo rígido plástico (fig. 8.7) existe cierta discordancia entre los comportamientos real y teórico del suelo (grado de similitud analítica). En realidad, los suelos presentan una relación esfuerzo-deformación representada por una curva que inicia con un tramo recto hasta alcanzar un valor máximo, a partir del cual el suelo ya comienza a fluir plásticamente.

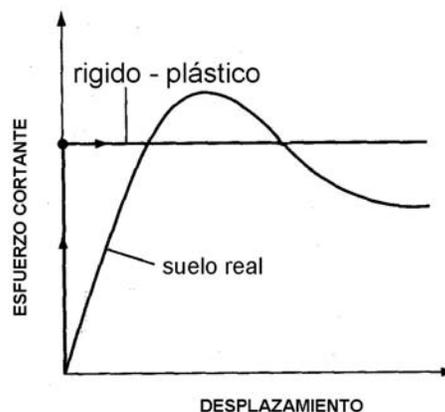


Fig. 8.7 Relación esfuerzo-deformación para un suelo real y un material rígido plástico

En contraste con las hipótesis anteriores, en muchos suelos la resistencia máxima en la superficie de falla no se alcanza en todos los puntos al mismo tiempo.

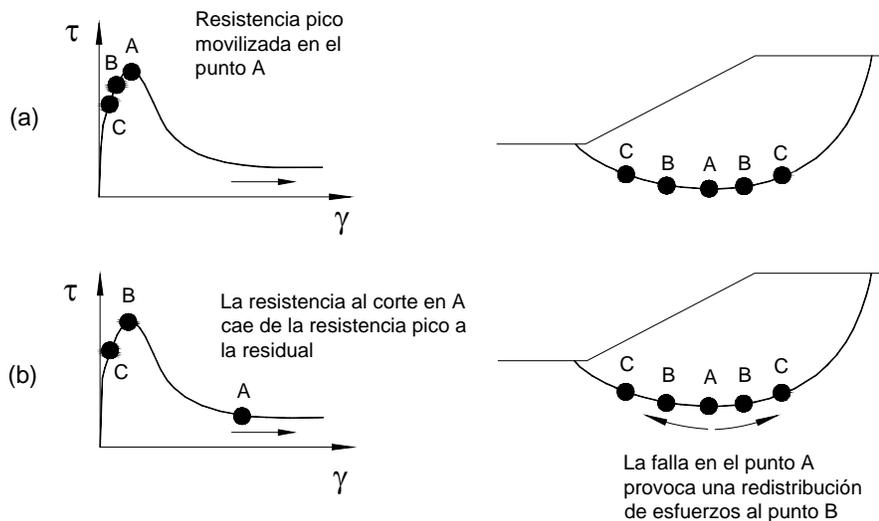


Fig. 8.8 Falla progresiva en talud (Kramer, 1998)

Por ejemplo, en el punto A (fig. 8.8a), después de que se alcanza la resistencia pico, ésta disminuye a un valor residual. Los esfuerzos que dicho punto no puede tomar, son transferidos a otros puntos adyacentes (B,C) que a su vez alcanzan su resistencia máxima (fig. 8.8b) para posteriormente caer a un valor residual. Conforme la redistribución de esfuerzos continúa, la zona de falla va creciendo, hasta que finalmente el talud se vuelve inestable y sobreviene la falla.

El hecho de considerar un comportamiento rígido-plástico, en el modelo analítico del estado límite significa que el efecto de falla progresiva no se considera. Cabe mencionar, sin embargo, que prácticamente no existe un talud fallado que no lo haya “anunciado” en forma previa (mediante deformaciones en el pie o grietas en la corona), lo cual confirma el efecto de falla progresiva en la práctica.

8.9 Metodología para el análisis

La ingeniería geotécnica moderna emplea el método de elemento finito (MEF) para el análisis de estabilidad de estructuras de tierra, elementos de retención, taludes, laderas, cortes, terraplenes, excavaciones profundas, tablestacas y muros Milán. Su empleo permite al proyectista conocer el estado de esfuerzos y deformaciones producidos por un sistema de cargas en el interior de un medio continuo. Lo anterior es posible gracias al uso extensivo de equipos de cómputo cuya

velocidad de procesamiento permite efectuar los análisis en poco tiempo. Sin embargo, hasta la aparición de las computadoras modernas la solución a los problemas de análisis de estabilidad se hacía exclusivamente por medio de los análisis de equilibrio límite, en forma manual o por medio de tablas y gráficas que consideraban casos muy particulares. Los métodos de equilibrio límite se siguen utilizando debido a que dan como resultado un factor de seguridad de fácil comprensión.

Los análisis esfuerzo-deformación con el MEF aplicado a taludes, permiten predecir las magnitudes y direcciones de los esfuerzos, desplazamientos y presión de poro durante la construcción. Aplican para condiciones de comportamiento no lineal, condiciones de frontera complicadas, geometrías irregulares y operaciones de construcción.

El análisis límite en taludes consiste en adoptar una superficie de falla arbitraria, pero cinemáticamente admisible y analizar la estabilidad de la masa de suelo definida por dicha superficie (en un ancho unitario) y la topografía del terreno. Se asume que el criterio de falla de Mohr-Columb se cumple a lo largo de toda la superficie de falla considerada. La traza de la superficie de falla puede ser plana, curva, o una combinación de ambas y se supone que tiende a moverse como bloque rígido. La distribución interna de esfuerzos en el interior de dicho bloque no se toma en cuenta por considerar un comportamiento rígido plástico perfecto. Se supone que la resistencia al corte se moviliza al mismo tiempo por lo cual el factor de seguridad es constante a lo largo de la superficie de falla.

En la práctica se acepta que la superficie de falla presenta una traza semicircular, de acuerdo a lo establecido por Petterson en 1916, después de estudiar la falla de un talud en el puerto de Gotemburgo en Suecia (sus ideas fueron impulsadas posteriormente por Fellenius, repercutiendo hasta nuestros días). La geometría de la superficie de falla sin embargo puede adoptar un sin número de formas; se hace necesario por lo tanto examinar otros posibles mecanismos (fallas compuestas), para lo cual cuenta mucho la experiencia del proyectista.

La definición cuantitativa de la estabilidad de un talud empleando el enfoque tradicional, se logra estableciendo un par de ecuaciones del factor de seguridad (FS), una para momentos y la otra para fuerzas horizontales. El FS se define como la relación entre las fuerzas resistentes y aquellas que tienden a producir el movimiento.

$$FS = \frac{\sum Fr}{\sum Fm} \quad (8-6)$$

donde,

ΣFr = Suma de fuerzas resistentes (se oponen al movimiento)

ΣFm = Suma de fuerzas motoras (tienden a producir movimiento)

Una vez definida la superficie de falla que se quiere revisar, se divide el área deslizante en un cierto número de dovelas (fig. 8.9a), por medio del área de cada una de éstas y considerando un ancho unitario puede determinarse su peso volumétrico y el aporte de resistencia que le corresponde de acuerdo con la Ley de Mohr-Coulomb. La superficie de falla que rinda el menor FS se denomina "crítica", y el talud adopta dicho FS.

A los métodos que no consideran la totalidad de fuerzas que intervienen para el cálculo de la estabilidad suele llamárseles "no rigurosos" o "incompletos" (USACE, 2003). Lo anterior sin embargo, puede causar cierta confusión, ya que de hecho, si al utilizar algún método de análisis seguimos "rigurosamente" sus hipótesis y metodología, se obtienen resultados consistentes y repetibles.

El análisis de estabilidad por medio de programas computacionales como se verá posteriormente, hace uso de los métodos tradicionales de equilibrio límite. Pero, también pueden emplear el método de elemento finito para conocer el estado de esfuerzos en el interior de la masa de suelo, con lo que se puede definir la superficie de falla más probable.

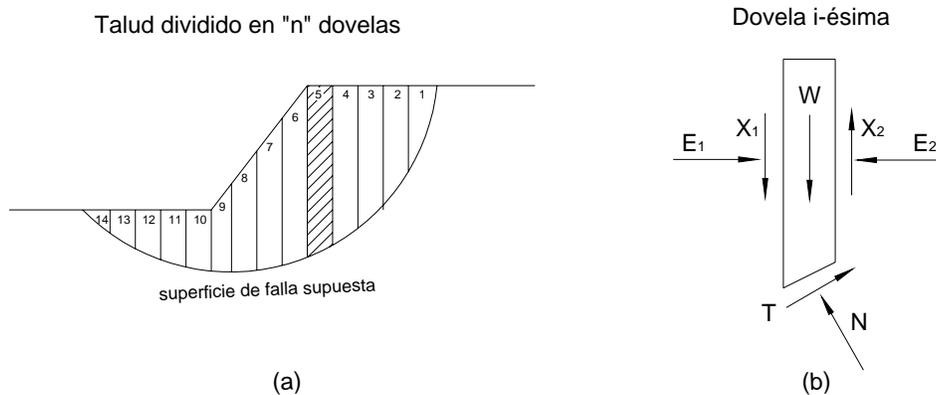


Fig. 8.9 Talud dividido en dovelas (a) y fuerzas actuantes en cada una de estas (b)

8.10 Método de equilibrio límite en taludes

El ingeniero geotecnista comúnmente emplea el método de equilibrio límite en el diseño de taludes en cortes, terraplenes, presas, muros anclados etc. Los métodos más populares son los de dovelas (Fellenius, Bishop, Janbu, etc.), derivados del método sueco. Debido a las hipótesis hechas por cada uno de los investigadores, el FS obtenido para un mismo talud será en general distinto, dependiendo del método empleado. Las hipótesis más importantes tienen que ver con el hecho de considerar solo algunas o todas las fuerzas que intervienen en el equilibrio del talud.

Fellenius (1927, 1936). No toma en cuenta las fuerzas existentes entre las dovelas, despreciando por tanto, la interacción entre ellas. El aporte de resistencia está dado por el peso propio de la dovela. Para determinar las fuerzas resistentes y motoras, descompone el peso de cada dovela en una fuerza normal y otra tangencial en la base (fig. 8.9b). Con la normal se calcula el esfuerzo cortante resistente y con la tangencial el esfuerzo cortante que tiende a movilizar la masa de suelo. Para una superficie de falla circular el FS se determina con la siguiente ecuación:

$$FS = \frac{\sum cL + (N - uL \cos^2 \alpha) \tan \phi}{\sum W \sin \alpha} \quad (8-7)$$

donde,

c = cohesión aparente

L = longitud de la base de la dovela

u = presión de poro en la base de la dovela

N = fuerza normal en la base

ϕ = ángulo de fricción interna

W = peso de la dovela

α = ángulo de inclinación de la base

En la ecuación (8-7), las fuerzas resistentes están representadas por el dividendo, en el cual se tiene una suma de los aportes de resistencia debidos a la cohesión y a la fricción por dovela. Los momentos motor y resistente se obtienen multiplicando las fuerzas anteriores por un brazo de palanca que en este caso es la línea imaginaria que une el punto alrededor del cual tiende a rotar el volumen fallado y un punto situado al centro de la base de cada una de las dovelas. Para el análisis con esfuerzos efectivos, la fuerza norma "N" se reduce, restándole la presión de poro "u" que se supone actúa al centro de la dovela. Al no ser un método exacto, Los FS obtenidos pueden

diferir hasta en un 20 por ciento de los calculados con métodos rigurosos (Whitman, Bailey 1967). Esta diferencia puede ser aún mayor en el caso de análisis en términos de esfuerzos efectivos con altas presiones de poro (USACE, 2003).

Fellenius como ya se dijo, no toma en cuenta las fuerzas interdovelas horizontales ni las tangenciales, al considerar que las primeras se cancelan mutuamente y que el momento producido por las segundas es despreciable para un número grande de dovelas (Fellenius, 1933). Esto no es rigurosamente cierto, en muchos problemas el hecho de no considerar las fuerzas entre las dovelas ejerce una notable influencia en el resultado obtenido (dependiendo del método), quedando en ocasiones del lado de la inseguridad. Un error muy común, al aplicar el método, es pensar que éste siempre dará factores de seguridad menores que los métodos rigurosos. Esto no siempre sucede, por ejemplo, cuando se tiene un suelo puramente cohesivo ($\phi=0$), se obtiene un FS idéntico al de los métodos rigurosos. Por su sencillez, éste método puede usarse para hacer análisis de estabilidad cuando no se cuente con una computadora, o para comprobar los resultados obtenidos con otros métodos. Sin embargo, su carácter conservador en ocasiones puede conducir a diseños antieconómicos, por lo que su uso requiere de un buen criterio por parte del ingeniero.

Bishop modificado (1955). Hace las mismas consideraciones que Fellenius, pero además considera las fuerzas normales entre dovelas actuando en forma horizontal, despreciando las tangenciales. Al igual que en el método ordinario, se asume una superficie de falla semicircular. Este método satisface el equilibrio de fuerzas verticales por dovela y el de momentos. La ecuación para el factor de seguridad es la siguiente:

$$FS = \frac{\sum [(cL + W \tan \phi) \{ \cos \alpha + \frac{\text{sen} \alpha \tan \phi}{FS} \}]}{\sum W \sin \alpha} \quad (8-8)$$

La ecuación (8-8) es análoga a la de Fellenius, excepto por el segundo término entre paréntesis del dividendo al cual se le denomina “ m_α ”. Se observa además que el FS aparece en ambos lados de la ecuación, lo que significa que para llegar a una solución, debe proponerse un FS inicial y convergir a la solución haciendo iteraciones. El método de Bishop modificado ha sido muy usado en el pasado por dar valores del FS muy cercanos a lo que se obtienen por métodos completos (Spencer, Morgenstern-Price, por ejemplo). Las limitaciones más importantes de este método son el hecho de que solo es válido para superficies de falla circulares.

Spencer (1967, 1973). Satisface el equilibrio estático (fuerzas y momentos) en forma rigurosa. Considera que hay una relación constante (8-9) entre la magnitud de las fuerzas tangenciales y normales entre dovelas. La inclinación de la resultante es constante.

$$\tan \theta = \frac{X_1}{E_1} = \frac{X_2}{E_2} \quad (8-9)$$

donde,

θ = ángulo que forman con la horizontal las fuerzas resultantes entre dovelas

X_1, X_2 = fuerzas cortantes

E_1, E_2 = fuerzas normales

Spencer, derivó dos ecuaciones para el FS. Una respecto al equilibrio de momentos (FS_m) y la otra para equilibrio de fuerzas (FS_f). La de momentos es la misma que la usada por Fellenius o por Bishop y la de fuerzas es la que se muestra a continuación:

$$FS_f = \frac{\sum \{cL \cos \alpha + (N - uL) \tan \phi \cos \alpha\}}{\sum N \sin \alpha} \quad (8-10)$$

La variable “clave” en las dos ecuaciones del FS, es la fuerza normal “N”, que se define como sigue:

$$N = \frac{W + (X_2 - X_1) - \frac{cL \sin \alpha + u \sin \alpha \tan \phi}{FS}}{\cos \alpha + \frac{\sin \alpha \tan \phi}{FS}} \quad (8-11)$$

Nota: La ecuación anterior aplica para las de fuerza y momentos.

La solución de las ecuaciones de Spencer involucra un proceso iterativo. Se llega a una solución cuando ambos factores de seguridad son iguales o su diferencia es muy pequeña. Se apega en gran medida a la realidad, al considerar todas las fuerzas que intervienen en el equilibrio. La única limitación en su uso es que se requiere forzosamente equipo de cómputo.

Morgenstern-Price (1965). Propone un método similar al de Spencer, excepto que en este caso la inclinación de la resultante entre dovelas varía de acuerdo a un porcentaje de una función definida por el usuario (si la función es constante se tiene la solución de Spencer). La superficie de falla

puede adoptar cualquier forma. Las ecuaciones para el cálculo de los factores de seguridad son las mismas que utiliza Spencer. Lo único que varía es el valor de las fuerzas cortantes que está en función de las normales y que influyen en el cálculo de “N” (ec. 8-11). El método de Morgenstern-Price es el método “exacto”, con el cual se calibran los demás métodos. Los resultados que se obtienen son por lo tanto lo más apegado a la realidad posible, para un método de equilibrio límite, desde el punto de vista matemático.

Tabla 8.2 Ecuaciones de la estática satisfechas por los distintos métodos de análisis

Método	Equilibrio de momentos	Equilibrio de fuerzas
Fellenius (ordinario)	Si	No
Bishop modificado	Si	No
Spencer	Si	Si
Morgenstern-Price	Si	Si
Janbu simplificado	No	Si
Janbu generalizado	Si (por dovela)	Si
Cuerpo de ingenieros I y II	No	Si
Lowe-Karafiath	No	Si

En la práctica, se recomienda utilizar cuando menos un método que satisfaga equilibrio de fuerzas y de momentos como el de Spencer o el de Morgenstern-Price. Estos métodos son de engorrosa aplicación manual, por ello su popularidad no era muy grande en el pasado. El uso extensivo de la computadora y un software para análisis cada vez más refinado, permite obtener resultados mediante cualquier método, casi con la misma rapidez. Una amplia revisión y comparación entre seis de los métodos de equilibrio límite más usados, que conviene revisar es la debida a Fredlund y Krahn (1977).

Los distintos métodos de análisis naturalmente arrojan distintos valores del FS. Para ejemplificar este hecho, se analizaron con un programa de computadora (Slope/W), seis casos distintos. Todos corresponden a un talud de 10.00 m de altura, con dos distintas inclinaciones (1.5:1 y 2:1 horizontal-vertical). Se consideraron distintas condiciones de carga (peso propio, sobrecarga en la corona y fuerza sísmica). Las condiciones de cada caso y los resultados se presentan en la tabla siguiente.

Tabla 8.3 Resultado de los análisis de estabilidad

Caso	Descripción	Análisis	Fellenius	Bishop*	Spencer	M – P**
1	Suelo cohesivo, 1.5 : 1 $\gamma=19.6 \text{ kN/m}^3$; $c=78.5 \text{ kPa}$; $\phi = 0$ H = 10.00 m	Estático	2.898	2.898	2.905	2.898
		Sobrecarga (2 t/m ²)	2.256	2.256	2.260	2.260
		Sísmico ($k^{***}=0.15$)	1.984	1.984	1.980	1.982
2	Suelo cohesivo, 2 : 1 $\gamma=19.6 \text{ kN/m}^3$; $c=78.5 \text{ kPa}$; $\phi = 0$ H = 10.00 m	Estático	2.947	2.947	2.943	2.950
		Sobrecarga (2 t/m ²)	2.315	2.315	2.313	2.320
		Sísmico ($k=0.15$)	1.910	1.910	1.908	1.908
3	Suelo cohesivo-friccionante, 1.5 : 1 $\gamma=16.7 \text{ kN/m}^3$; $c=19.62 \text{ kPa}$; $\phi = 32^\circ$ H = 10.00 m	Estático	2.343	2.472	2.470	2.464
		Sobrecarga (2 t/m ²)	1.909	2.047	2.034	2.037
		Sísmico ($k=0.15$)	1.801	1.900	1.903	1.899
4	Suelo cohesivo-friccionante, 2 : 1 $\gamma=16.7 \text{ kN/m}^3$; $c=19.62 \text{ kPa}$; $\phi = 32^\circ$ H = 10.00 m	Estático	2.721	2.890	2.886	2.886
		Sobrecarga (2 t/m ²)	2.258	2.431	2.426	2.428
		Sísmico ($k=0.15$)	1.986	2.105	2.104	2.108
5	Suelo cohesivo-friccionante sobre un suelo cohesivo 1.5 : 1 $\gamma=16.7 \text{ kN/m}^3$; $c=19.62 \text{ kPa}$; $\phi = 32^\circ$ $\gamma=17.6 \text{ kN/m}^3$; $c=49.05 \text{ kPa}$; $\phi = 0^\circ$ H = 10.00 m	Estático	1.946	2.051	2.037	2.045
		Sobrecarga (2 t/m ²)	1.506	1.626	1.603	1.619
		Sísmico ($k=0.15$)	1.337	1.381	1.371	1.376
6	Suelo cohesivo-friccionante sobre un suelo cohesivo 2 : 1 $\gamma=16.7 \text{ kN/m}^3$; $c=19.62 \text{ kPa}$; $\phi = 32^\circ$ $\gamma=17.6 \text{ kN/m}^3$; $c=49.05 \text{ kPa}$; $\phi = 0^\circ$ H = 10.00 m	Estático	2.037	2.198	2.174	2.185
		Sobrecarga (2 t/m ²)	1.498	1.658	1.622	1.630
		Sísmico ($k=0.15$)	1.821	1.936	1.913	1.923

* modificado; ** Morgenstern – Price con función media senoidal; *** k =coeficiente sísmico.

De los resultados que se anotan en la tabla anterior, podemos hacer las siguientes observaciones.

1. En suelos cohesivos, el método de Fellenius brinda resultados igualmente exactos que los métodos rigurosos. Este método no puede considerarse conservador en este caso
2. En taludes conformados por suelo cohesivo – friccionante, el método de Fellenius si da valores más bajos del FS. Ahora se destaca el hecho que el método de Bishop modificado da resultados muy parecidos a los obtenidos con métodos completos
3. Cuando se tiene una sobrecarga en la corona o una fuerza sísmica Bishop modificado da valores del FS ligeramente más optimistas que los restantes métodos

4. Los métodos completos (Spencer y Morgenstern-Price) dan resultados prácticamente iguales en todos los casos analizados.

8.11 Importancia de las fuerzas interdovelas

En los primeros métodos de análisis, las fuerzas normales y de corte se despreciaban, sin embargo es un hecho que existen y pueden tomarse en cuenta, a fin de tener una solución más apegada a la realidad. En 1970, Fredlund formuló lo que se conoce como el método general de equilibrio límite (GLE), en el que las fuerzas que ocurren entre las dovelas se manejan por medio de una ecuación propuesta por Morgenstern y Price (1965), que se reproduce a continuación:

$$X = E\lambda f(x) \quad (8-12)$$

X = La fuerza cortante entre dovelas

E = Fuerza normal entre dovelas

λ = fracción usada de la función (menor a la unidad)

$f(x)$ = una función determinada

Los únicos métodos que permiten usar una función $f(x)$ definida por el usuario son el de Morgenstern-Price y el método general.

8.12 Limitaciones del método

El uso tan amplio y rutinario de los métodos de análisis de equilibrio límite hace que en ocasiones se pierdan de vista las hipótesis sobre los cuales se basa su aplicación. El método de equilibrio límite, se desarrollo en principio para solucionar problemas de estabilidad satisfaciendo las ecuaciones de la estática y para situaciones donde la resistencia desarrollada en la base de las dovelas era debida principalmente a su peso propio. Con el tiempo se acepto el uso de éste método para analizar la estabilidad de taludes con carga en la cresta. Solo fue cuestión de tiempo para aplicar el método al análisis de estabilidad de taludes con anclas, donde actúan además de las fuerzas gravitacionales, fuerzas horizontales o inclinadas, que representan el elemento de refuerzo. Sin embargo, la limitación más importante del método, es la imposibilidad de satisfacer la compatibilidad de esfuerzos y deformaciones, Lo cual tiene cuando menos dos consecuencias serias (Krahn, 2001):

1. La variación local del FS no se puede considerar

2. La distribución de esfuerzos calculada no es realista

Las desventajas anteriores, se pueden superar en cierta medida, usando el método de elemento finito, con el que se pueden calcular los esfuerzos en el interior de la masa de suelo, dentro del marco de un método de equilibrio límite.

8.13 Análisis sísmico

Los movimientos sísmicos inducen esfuerzos dinámicos en los sentidos vertical y horizontal que a su vez producen esfuerzos normales y cortantes a lo largo de la superficie potencial de falla. Al superponer los esfuerzos estáticos y sísmicos, la resistencia en la base de la dovela puede verse excedida. Las técnicas para el análisis de la inestabilidad inercial se dividen en dos grupos. Los análisis pseudoestáticos que producen un factor de seguridad similar al de un análisis de equilibrio límite y los análisis para evaluar desplazamientos permanentes. Desde 1920 (Kramer, 1996) el análisis de estabilidad sísmica en estructuras de tierra se ha realizado por métodos pseudoestáticos. La acción sísmica se representa por medio de aceleraciones horizontales y verticales constantes (fig. 8.10). Tales aceleraciones (pseudoestáticas) producen fuerzas inerciales que actúan en el centroide de la masa analizada. La magnitud de dichas fuerzas se calcula con las expresiones siguientes:

$$F_h = \frac{a_h}{g} W = k_h W \quad (8-13)$$

$$F_v = \frac{a_v}{g} W = k_v W \quad (8-14)$$

donde,

F_h, F_v = fuerzas inerciales horizontal y vertical

a_h, a_v = Aceleraciones pseudoestáticas horizontal y vertical

W = peso de la masa de suelo analizada

k_h, k_v = coeficientes sísmicos para las direcciones horizontal y vertical

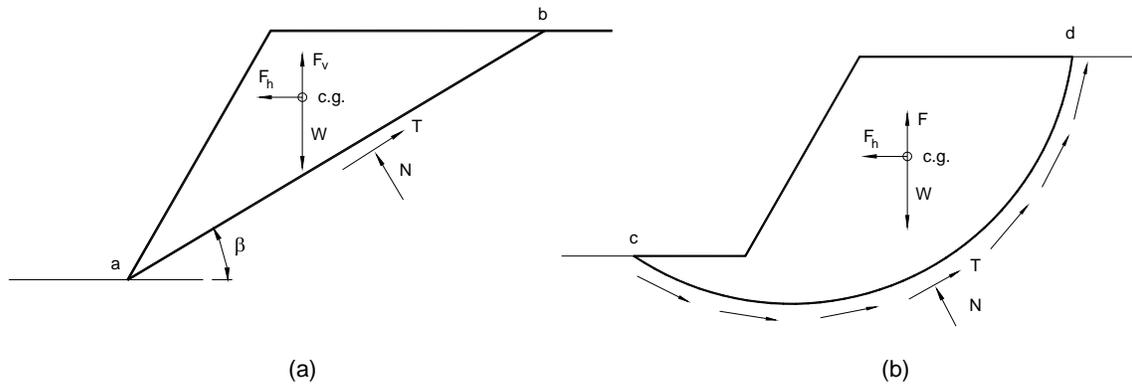


Fig. 8.10 Fuerzas inerciales aplicadas para el caso de falla plana (a) y circular (b)

La fuerza horizontal disminuye la fuerza resistente para suelos con $\phi > 0$ e incrementa la fuerza desestabilizante. Las fuerzas verticales, por otro lado, tienen una menor influencia en el factor de seguridad y usualmente se omiten. Este método es aplicable a superficies de falla plana, circular o compuesta. El problema de un análisis de este tipo es la selección de un coeficiente apropiado. Sin el volumen potencialmente inestable fuera perfectamente rígido, la fuerza inercial sería igual al producto de la aceleración por la masa y alcanzaría un valor máximo cuando la aceleración lo hiciera. Considerando que los taludes no son perfectamente rígidos y la aceleración pico dura poco tiempo, no es necesario emplear la aceleración máxima para el diseño.

8.14 Consideración de las fuerzas de anclaje

Se mencionó al inicio del capítulo que uno de los objetivos del anclaje en taludes es incrementar el factor de seguridad contra el deslizamiento. Para considerar el efecto de las anclas en un análisis de equilibrio límite, las fuerzas inducidas por las anclas se suelen considerar como si se aplicaran en la base de la dovela por la cual cruzan, incrementando con ello la fuerza normal y por lo tanto la resistencia al corte. Para ejemplificar lo anterior considérese el talud mostrado en la siguiente figura 8.11.

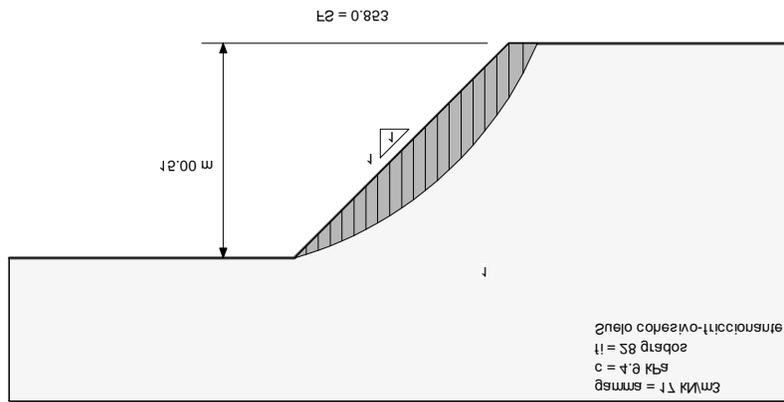


Fig. 8.11 Talud en suelo cohesivo friccional

Con el método de Spencer y los parámetros de resistencia mostrados en la misma figura, se determinó un factor de seguridad igual a 0.853 (se empleó el programa Slope/W), por lo cual el talud muy probablemente fallara, si el corte se realiza sin emplear algún tipo de soporte. Aplicando el sistema de anclaje que se muestra en la figura 8.12, el FS se incrementa a 1.554, lo cual es un valor aceptable en condición estática.

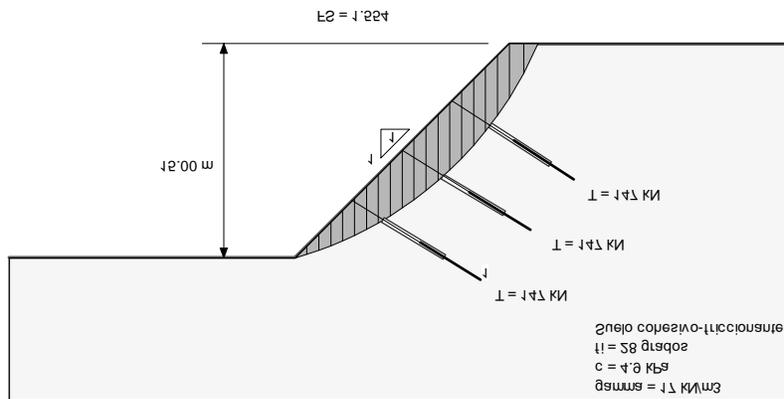


Fig. 8.12 Talud anclado

Si analizamos el sistema de fuerzas para una de las dovelas (No.13), por donde cruza una de las anclas, podemos observar que la totalidad de la fuerza aportada por el ancla se aplica en la base de la dovela (fig. 8.13).

Slice 13 - Spencer Method

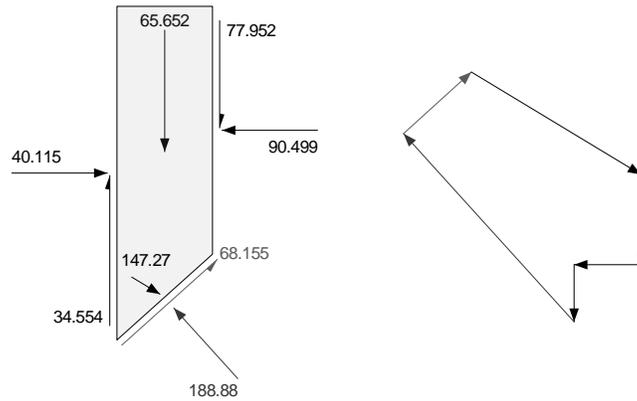


Fig. 8.13 Equilibrio de una de las dovelas por donde cruza el ancla

En la figura 8.14 se muestra el esfuerzo normal por dovela. Las dovelas por donde cruzan las anclas muestran un notable incremento del esfuerzo normal. Esta gráfica demuestra una de las desventajas del método, a saber, que la distribución de los esfuerzos en la superficie de falla dista mucho de la realidad. Tampoco se puede considerar el estado de esfuerzos y deformaciones en cada una de las etapas de construcción.

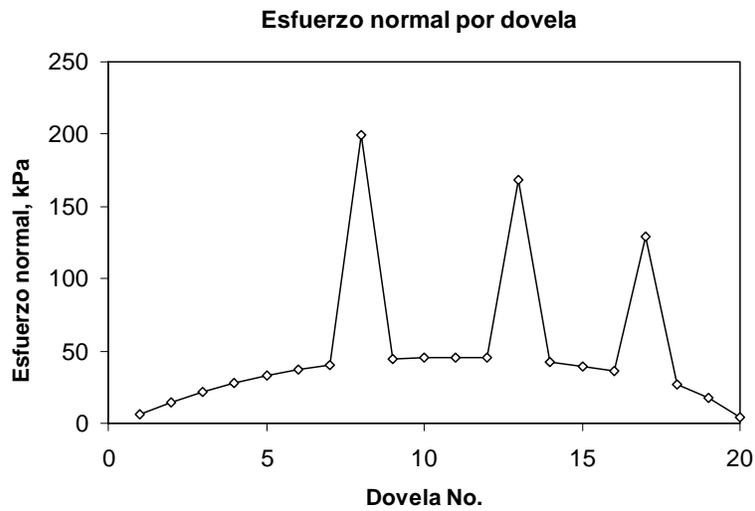


Fig. 8.14 Esfuerzo normal por dovela

La figura 8.15 sirve para comparar el esfuerzo cortante movilizado con el resistente. Como cabría esperar el esfuerzo resistente en ningún momento se ve excedido.

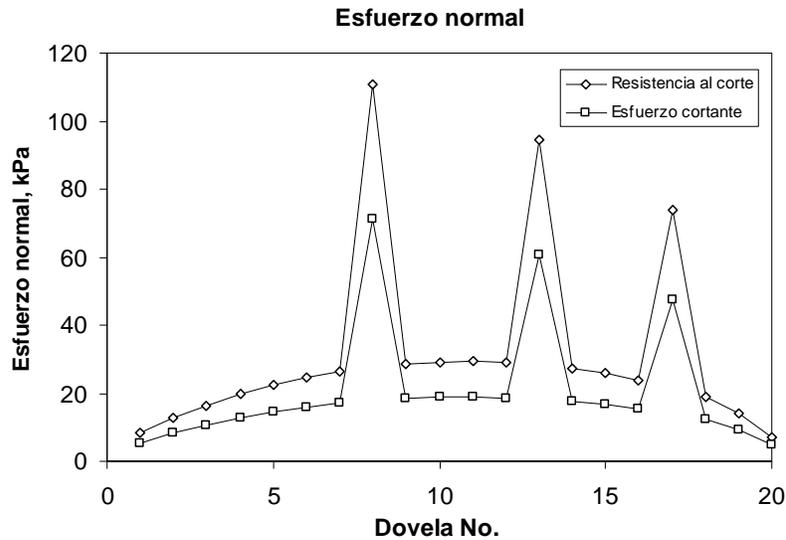


Fig. 8.15 Esfuerzos cortantes en las bases de las dovelas

Resumen

Antes de proponer la implementación de cualquier sistema de anclaje, se debe efectuar un análisis de equilibrio límite. Dichos análisis usualmente emplean la ley de resistencia al corte de Mohr-Coulomb. Ésta es la que mejores resultados ha dado en la práctica. Cuando el modo de falla esperado es un deslizamiento como cuerpo rígido, es viable el empleo de anclas para la estabilización. La anisotropía es una condición natural del suelo, cuando se da en un alto grado, la hipótesis de falla circular puede invalidarse y dar lugar a una falla plana o compuesta. La estabilidad de un talud es función del cambio en la presión de poro con el tiempo. La forma en que se disipa dicha presión y el consiguiente aumento o pérdida de resistencia varía de acuerdo con el tipo de suelo y las operaciones de construcción. Los parámetros c y ϕ son una propiedad intrínseca del suelo, pero cuyo valor varía dependiendo de la forma en que se hace fallar al suelo, el tipo de prueba empleada en su determinación, debe ser representativo de las condiciones de trabajo y del modo de falla del suelo. Los métodos más representativos son los de Fellenius, Bishop modificado, Spencer y Morgenstern-Price, éstos permiten obtener un factor de seguridad y una superficie potencial de falla. Todos los métodos permiten analizar el equilibrio estático o en condición sísmica con diversos grados de aproximación. Las fuerzas aportadas por las anclas

suelen considerarse aplicadas en la base de la dovela por la cual cruza. Esto da como resultado una distribución de esfuerzos en la superficie de falla que dista de la real.

Conclusiones

La propuesta de implementación de un sistema de anclaje debe ir precedida por un análisis de estabilidad riguroso. Una vez definido el sistema de anclaje se hace un análisis de estabilidad del conjunto formado por las anclas y el suelo.

El modo más probable de falla y la geometría del suelo potencialmente movilizable definen las dimensiones, profundidad y fuerza que deben aportar las anclas.

El método de Fellenius es útil cuando no se dispone de equipo de cómputo, programas especializados o cuando se requiere de una evaluación preliminar de la estabilidad. Generalmente (pero no siempre) da resultados conservadores.

El método de Bishop modificado, a pesar de no ser de tipo riguroso da resultados muy cercanos a los de los métodos que si lo son. Aunque es iterativo, puede efectuarse con una hoja de cálculo.

Los métodos de Spencer y Morgenstern-Price son considerados rigurosos ya que satisface el equilibrio de fuerzas y momentos. Sin embargo para su aplicación se requiere de software especializado. La diferencia entre ambos métodos, es que en el segundo las fuerzas interdovelares pueden adoptar una inclinación variable. El método de Morgenstern-Price se usa para calibrar otros métodos.

Cuando las condiciones del suelo no son homogéneas o sea que se tienen capas con distintas resistencias, anisotropía o discontinuidades las superficies de falla se apartan de la forma circular. En estos casos se recomienda emplear métodos como el de Morgenstern-Price, Spencer y Janbu.

La consideración de las fuerzas aportadas por las anclas se hace en forma simplista, pero se cumple con el equilibrio de fuerzas, que es el objetivo fundamental de los métodos de equilibrio límite.

9. EMPUJE DE TIERRAS

En el cálculo, análisis y diseño tradicional de los sistemas de anclaje para estructuras de retención se aplican métodos de equilibrio límite. Estos, tienen el inconveniente de que no permiten conocer el estado de esfuerzos y deformaciones antes de la falla; por otro lado, permiten establecer una zona de falla y un factor de seguridad para el mecanismo analizado. Una vez que se ha establecido el equilibrio estático de fuerzas, puede conocerse la magnitud del empuje, y en función de éste, la magnitud de la fuerza que deberá aportar el sistema de retención (muros, anclas, etc.). Debido a la importancia que tiene el concepto “empuje de tierra” en Geotecnia, éste se expone al inicio del capítulo. Posteriormente se aborda el diseño de los sistemas de anclaje en excavaciones y tablestacas. En la práctica moderna de diseño geotécnico también se emplea el “método de elemento finito” (MEF), que a diferencia de los métodos tradicionales, permite conocer el estado de esfuerzos y deformaciones a lo largo de las distintas etapas constructivas. La aplicación de este método al diseño de estructuras ancladas se verá en el capítulo siguiente.

9.1 Empuje de tierra

Para que una estructura de retención se desempeñe en forma satisfactoria, se requiere que ésta resista sin deformarse en forma excesiva, el empuje debido al material de relleno, sobrecargas superficiales, presión del agua y sismos. Para evaluar la estabilidad de la estructura de retención, es necesario calcular su magnitud y dirección. El empuje induce una tendencia al deslizamiento y al volteo, que en el caso de los muros de gravedad, es resistida por peso propio y en los muros anclados mediante un elemento a tensión sujeto a una zona firme.

9.1.1 Estados plásticos de Rankine

Cuando la superficie del terreno es horizontal y no actúa sobrecarga alguna en la superficie, el esfuerzo vertical por unidad de área, es igual al peso volumétrico por la profundidad,

$$\sigma_v = \gamma z \quad (9-1)$$

donde,

σ_v = presión vertical

γ = peso volumétrico del suelo

z = profundidad

El esfuerzo horizontal se pone en función del vertical, multiplicándolo por un coeficiente adimensional K,

$$\sigma_h = K \sigma_v = K \gamma z \quad (9-2)$$

donde,

σ_h = presión horizontal

K = coeficiente de empuje

σ_v = presión vertical

La presión σ_h integrada en toda el área de aplicación da como resultado el empuje total. La forma como éste se distribuye, se encuentra estrechamente vinculada con la deformación que sufre la estructura de retención. Si el desplazamiento no se permite, se tiene la condición en reposo. Si por el contrario, éste se permite, puede llegarse a la falla, considerada como el momento en que todo punto dentro de la masa de suelo deslizante se encuentra en equilibrio plástico (falla generalizada).

Existen dos mecanismos de falla posibles, que se conocen como estados activo y pasivo de Rankine. La explicación de estos, se hace a continuación, con referencia en las figuras 9.1 y 9.2. Imagínese que se hinca una tablestaca muy rígida y de poco espesor en el terreno. En un primer instante, la tablestaca se encuentra impedida para moverse (fig. 9.1a). El esfuerzo principal mayor (σ_1) actúa en dirección vertical y el menor (σ_3) en dirección horizontal (sólo si el suelo es normalmente consolidado). El coeficiente K (adicionado del subíndice 0) se calcula dividiendo σ_3 entre σ_1 ,

$$K_0 = \frac{\sigma_3}{\sigma_1} \quad (9-3)$$

Si dibujamos el círculo de Mohr correspondiente a la condición en reposo, se obtiene el marcado con el número 1 de la figura 9-2. Dado que no se toca con la línea de ruptura, no representa una condición de falla. Si el material frente al muro se excava, el relleno en el respaldo le induce un desplazamiento, que en la corona vale δ_a (fig. 9.1b). Al ceder el muro, el suelo, se ve forzado a desarrollar su resistencia al corte, a lo largo de la superficie de deslizamiento. El resultado es una descarga en el sentido horizontal y por consiguiente, una reducción del esfuerzo principal menor. Esta reducción se refleja en el crecimiento hacia la izquierda del círculo 1. Se llega así, al círculo 2,

el cual es tangente la línea de ruptura y representa el estado de falla en la condición activa, el coeficiente en esta caso está dado por

$$K_a = \frac{\sigma_{3a}}{\sigma_{1a}} \quad (9-4)$$

Si ahora, no solo se impide el movimiento hacia el frente del muro, sino que se aplica una fuerza en la dirección contraria (E_p), tal que el muro trata de incrustarse en el suelo (fig. 9.1c). El esfuerzo principal menor se incrementa a tal punto que pasa a ser el mayor. El círculo de falla que representa esta condición (empuje pasivo) es el número 3. El coeficiente, ahora está dado por la expresión

$$K_p = \frac{\sigma_{1p}}{\sigma_{3p}} \quad (9-5)$$

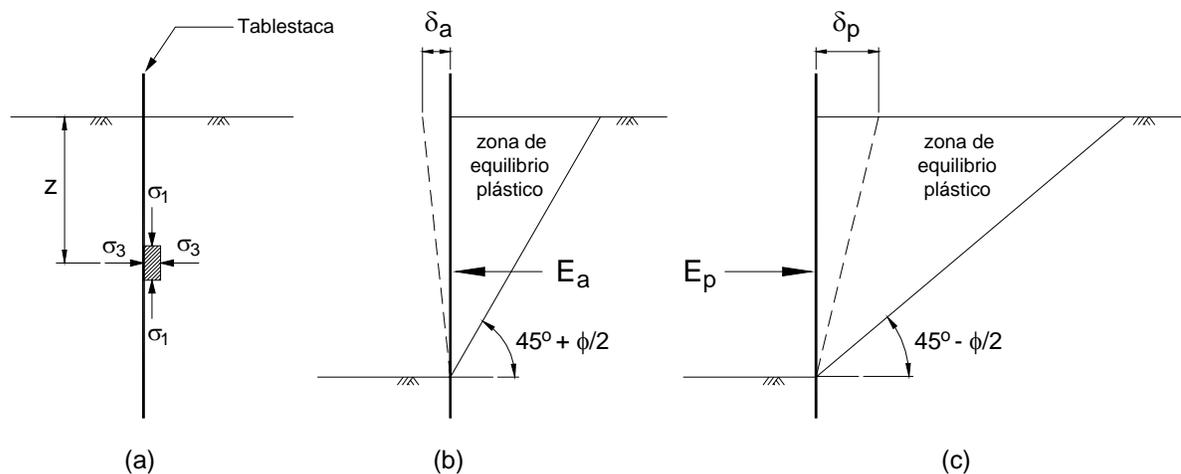


Fig. 9.1 Condición en reposo (a), activa (b) y pasiva (c)

En las figuras 9.1a y b se muestran las cuñas de falla formadas para los casos activo y pasivo. Se observa que en el caso pasivo la superficie de deslizamiento es mayor que en el caso activo. Debido a esto, el suelo dispone de una mayor resistencia al corte y por lo tanto cuesta más trabajo llevarlo a la falla. La diferente geometría de las cuñas de falla, también explica porqué un muro que ya ha sufrido un desplazamiento por empuje pasivo difícilmente puede ser llevado a su posición inicial no deformada.

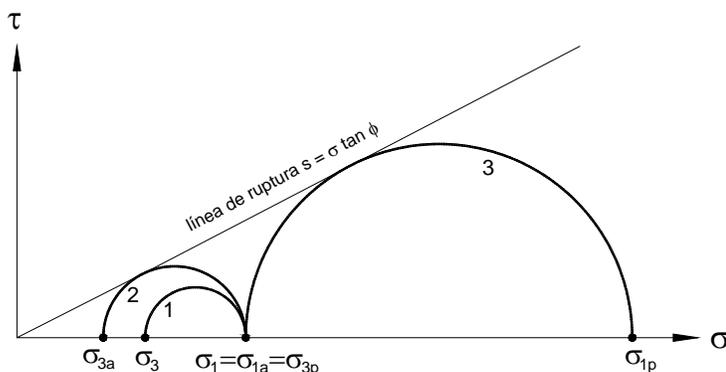


Fig. 9.2 Círculos de Mohr representativos de estado de esfuerzo para la condición en reposo (1); activa (2) y pasiva (3)

En la práctica los coeficientes de empuje se calculan en función del ángulo de fricción interna (ϕ), en vez de emplear los esfuerzos principales en la falla, como se verá a continuación.

9.1.2 Coeficiente de presión en reposo

El valor de K_0 puede determinarse por medio de la teoría de la elasticidad, considerando que no se permite la deformación lateral, la expresión es:

$$K_0 = \frac{\mu}{1 - \mu} \quad (9 - 6)$$

donde,

μ = relación de Poisson

El valor de K_0 , sin embargo, depende de la historia de carga y descarga del suelo. Jaky (1944) propuso una expresión para el caso de arenas sueltas y arcillas que no han estado sujetas a una presión mayor de la que tienen actualmente, es decir, son normalmente consolidadas (NC).

$$K_0 = 1 - \text{sen } \phi' \quad (9 - 7)$$

donde,

ϕ' = ángulo de fricción interna en términos de esfuerzo efectivo

En el caso de arenas densas se puede emplear la ecuación de Sherif,

$$K_0 = (1 - \text{sen } \phi') + 5.5 \left(\frac{\gamma_d}{\gamma_{\min}} - 1 \right) \quad (9-8)$$

donde,

γ_d = peso volumétrico del suelo

γ_{\min} = peso volumétrico en el estado más suelto

OCR = relación de sobreconsolidación (Over Consolidation Ratio, por sus siglas en inglés)

Nota: El valor numérico de OCR, se obtiene dividiendo la presión efectiva máxima histórica del suelo (σ'_{vc}) entre la que tiene actualmente (σ'_{vc}). σ'_{vc} se calcula con la curva de compresibilidad, obtenida en una prueba de consolidación unidimensional, empleando algún método. como el de Casagrande; la presión actual con se determina con la ecuación (9-1).

Para arcillas que en el pasado geológico tuvieron una presión mayor de la que tienen ahora (preconsolidadas), se puede usar la expresión de Mayne y Kulhawy (1982)

$$K_0 = (1 - \text{sen } \phi')(OCR)^{\text{sen } \phi'} \quad (9-9)$$

9.1.3 Coeficientes de presión activa y pasiva

El coeficiente de presión activa suele calcula en una de las dos formas siguientes (el resultado es el mismo):

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad (9-10)$$

$$K_a = \frac{1 - \text{sen } \phi}{1 + \text{sen } \phi} \quad (9-11)$$

donde,

ϕ = ángulo de fricción interna en término de esfuerzos efectivo

La expresión (9-10) es de uso común en América, mientras que la (9-11) lo es en Europa (Bowles, 1996).

El coeficiente de presión pasiva se calcula en forma similar, pero intercambiando signos,

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (9-12)$$

$$K_p = \frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} \quad (9-13)$$

Al aplicar las formulas (9-10) a la (9-13) se notará que los valores de K_a son inferiores a los de K_p , lo cual está en concordancia con el hecho de que el suelo presenta una mayor resistencia en estado pasivo.

Para que los estados activo y pasivo se desarrollen, el suelo debe alcanzar un cierto nivel de deformación, la figura 9-3 muestra lo anterior en forma cualitativa (curva de la gráfica) y cuantitativa (tabla adjunta).

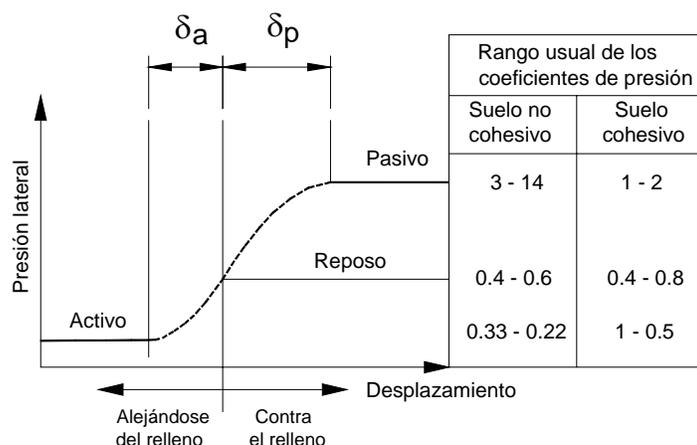


Fig. 9.3 Magnitud de las deformaciones necesarias para alcanzar los estados activo y pasivo con algunos rangos usuales (Bowles, 1996)

La gráfica anterior y los valores de la tabla, indican que para hacer fallar al suelo por presión pasiva, se requiere una fuerza y deformación considerablemente mayores que los necesarios para hacerlo fallar por presión activa. Entre las líneas horizontales que representan los estados activo y pasivo, se observa una curva con línea punteada que corresponde a la condición en reposo.

9.1.4 Diagramas de presión

El cálculo de las presiones activa y pasiva para una cierta profundidad, en el caso más general de suelo con cohesión y fricción, se efectúa con las expresiones siguientes:

$$\sigma_{3a} = K_a \sigma_{1a} - 2c\sqrt{K_a} \quad (9-14)$$

$$\sigma_{1p} = K_p \sigma_{3p} + 2c\sqrt{K_p} \quad (9-15)$$

donde,

σ_{3a} , σ_{3p} = esfuerzo principal menor para los casos activo y pasivo

σ_{1a} , σ_{1p} = esfuerzo principal mayor para los casos activo y pasivo

c = cohesión aparente

Las expresiones (9-14) y (9-15) pueden escribirse en una forma más familiar llamando a σ_{3a} y σ_{1p} , P_a y P_p respectivamente, y poniendo a σ_{1a} y σ_{3p} en términos del peso volumétrico (γ) y la profundidad (z),

$$P_a = K_a \gamma z - 2c\sqrt{K_a} \quad (9-16)$$

$$P_p = K_p \gamma z + 2c\sqrt{K_p} \quad (9-17)$$

donde,

P_a = presión activa

P_p = presión pasiva

En la práctica, es común dibujar el perfil de las presiones activa y pasiva (fig. 9.4). El área de estos diagramas, multiplicado por un ancho unitario, da el valor del empuje, para los casos activo y pasivo (E_a y E_p), por metro de muro, en el sentido longitudinal.

$$E_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 - 2cH\sqrt{K_a} \quad (9-18)$$

$$E_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 + 2cH\sqrt{K_p} \quad (9-19)$$

donde,

E_a = empuje activo

E_p = empuje pasivo

H = altura del muro

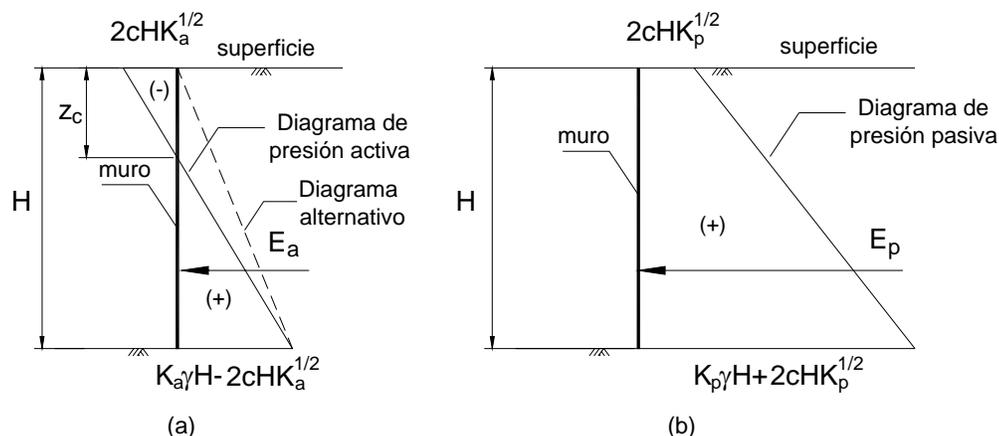


Fig. 9.4 Diagramas de presión y empujes en el respaldo de un muro

En el caso activo, únicamente cuando el suelo presenta cohesión, existe una zona de tensión (marcada con signo negativo) que va de la superficie a una profundidad z_c , donde el suelo se despegó del muro y en teoría no debería existir empuje. Sin embargo, es susceptible de rellenarse con otros materiales o agua, produciéndose a fin de cuentas cierto empuje. Por ello deberá considerarse cuando menos, el caso en que se encuentra llena de agua o en su defecto, considerar el diagrama alternativo trazado con línea punteada (fig. 9.4a) para el cálculo del empuje.

9.1.5 Cuña de falla de Coulomb

La teoría clásica de empuje de tierra debida a Coulomb data de 1776. En ella el empuje se calcula considerando el equilibrio de una cuña de suelo que se forma en el respaldo del muro (fig. 9.5a). La cuña tiene como fronteras el respaldo del muro, la superficie de terreno y la de falla. La línea de acción del empuje forma un ángulo δ (aproximadamente igual a $2/3\phi$) con la normal al respaldo, producto de la fricción entre el suelo y el material del muro. La resultante R también forma un ángulo con la normal a la superficie de falla, igual al ángulo de fricción interna (ϕ). La cuña que produce el máximo empuje se obtiene por el método de prueba y error, trazando una serie de cuñas con distintos valores del ángulo θ . Mediante un diagrama de fuerzas (fig. 9.5b), se calcula el valor de la presión activa P_a debida a la cuña crítica.

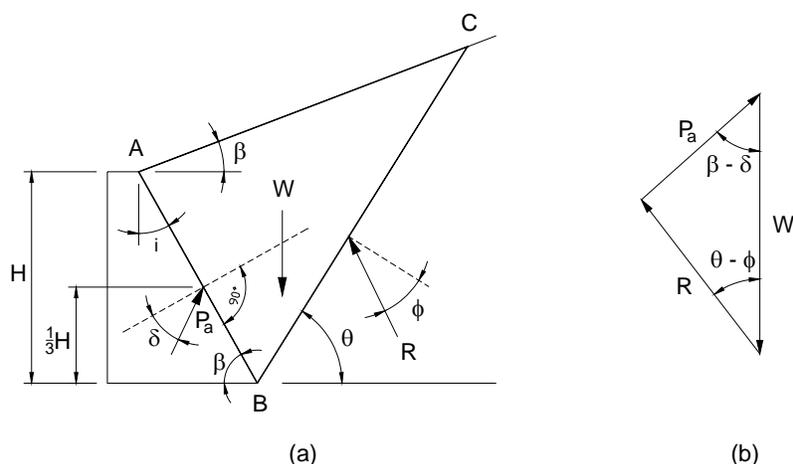


Fig. 9.5 Cuña de deslizamiento de Coulomb (a) y polígono de fuerzas para equilibrio (b)

Por medio de la teoría de Coulomb, también se pueden calcular los coeficientes de empuje activo y pasivo, utilizando las expresiones siguientes:

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\beta + \phi)}{\text{sen}^2 \beta \text{sen}(\beta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \alpha)}{\text{sen}(\beta - \delta) \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (9-20)$$

$$K_p = \frac{\text{sen}^2(\beta - \phi)}{\text{sen}^2 \beta \text{sen}(\beta + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi + \alpha)}{\text{sen}(\beta + \delta) \text{sen}(\beta + \alpha)}} \right]^2} \quad (9-21)$$

donde,

β = ángulo de inclinación del relleno con respecto a al horizontal

ϕ = ángulo de fricción interna del suelo

δ = ángulo de fricción suelo-muro

Cuando se tiene un muro con respaldo vertical, superficie de relleno horizontal y no se desprecia la fricción en el respaldo, los coeficientes de presión calculados, tanto con la teoría de Rankine como la de Coulomb son idénticos. La teoría de Rankine permite conocer la distribución de presiones en el respaldo y normalmente da resultados conservadores, debido a que no considera la fricción en el respaldo. Coulomb por su parte, si considera dicha fricción, cuyo principal efecto es una

reducción del empuje activo. Cabe mencionar que la fricción en el respaldo cobra mayor importancia en cuanto el muro gana en altura.

9.1.6 Cargas externas

El empuje del relleno se puede incrementar si existen cargas permanentes o transitorias, actuando verticalmente en la parte superior. Por simplicidad es común representarlas en un de tres formas, que son: carga uniformemente distribuida, lineal y concentrada. La carga uniforme se puede considerar sin mayores problemas en los métodos de equilibrio límite y de cuñas. El caso de las cargas lineal y puntual se ha resultado en forma semiempírica (Terzaghi, 1954), con base en la solución de Boussinesq (fig. 9.6).

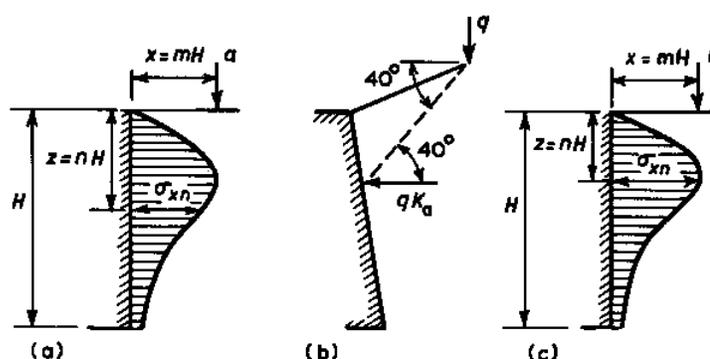


Fig. 9.6 Esfuerzo lateral inducido por una carga superficial. Lineal con relleno plano (a) e inclinado (b) y puntual con relleno plano (c)

El método de Terzaghi, emplea las ecuaciones siguientes:

Para la carga lineal,

$$\text{si } m > 4 \quad \sigma_{xn} = \frac{q}{H} \frac{4}{\pi} \frac{m^2 n}{(m^2 + n^2)^2} \quad (9-22)$$

$$\text{si } m < 4 \quad \sigma_{xn} = \frac{q}{H} \frac{4}{\pi} \frac{0.16n}{(0.16 + n^2)^2} \quad (9-23)$$

Para la carga puntual,

$$\text{si } m > 4 \quad \sigma_{xn} = \frac{q}{H} \frac{4}{\pi} \frac{m^2 n}{(m^2 + n^2)^2} \quad (9-24)$$

$$\text{si } m < 4 \quad \sigma_{xn} = \frac{q}{H} \frac{4}{\pi} \frac{0.16n}{(0.16 + n^2)^2} \quad (9-25)$$

el sentido de las literales es el mostrado en la figura 9.6.

Las formulas 9-22 a la 9-25 dan el valor del esfuerzo para un punto a cierta profundidad medida desde la corona. Calculando suficientes puntos podemos conocer la forma del diagrama de distribución de presiones. El empuje total es igual al área de dicho diagrama y la resultante cruza horizontalmente por el centroide.

9.1.7 Validez de las teorías de empuje de tierra en muros flexibles

Una tablestaca es por definición un elemento estructural esbelto y flexible. Por ello, el empuje del suelo, le induce deformaciones en toda su altura y no únicamente rotación como en el caso de un muro de gravedad (considerado perfectamente rígido). La configuración deformada (elástica) de una tablestaca depende de las restricciones impuestas a su desplazamiento. Dicha restricción se lleva a cabo por medio de puntales (también se les llama troqueles) o anclas para suelo. En la figura 9.7 se ejemplifica lo anterior.

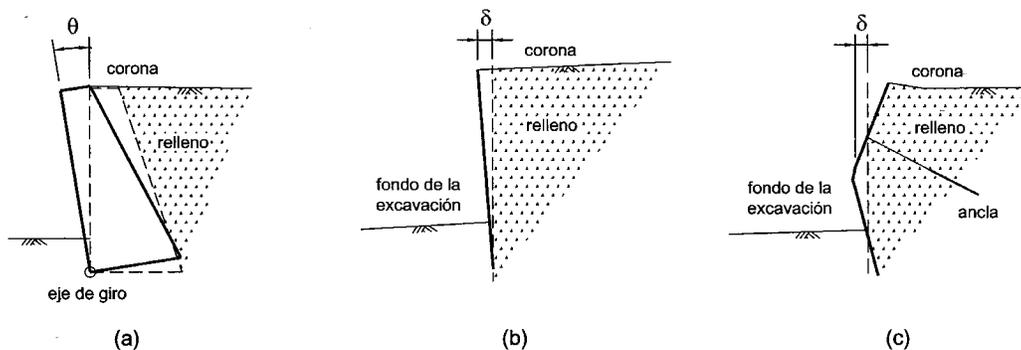


Fig. 9.7 Tres sistemas para contención de suelo. Muro de gravedad (a); tablestaca en voladizo (b) y tablestaca anclada (c). La línea punteada indica la posición original y la línea continua gruesa la posición deformada del muro (escala exagerada).

Como se puede observar en la figura 9.7, en el muro de gravedad hay un giro (θ) con respecto al pie y en las tablestacas una deflexión (δ). En ambos casos el punto donde la deformación es máxima depende de las restricciones impuestas por otros elementos estructurales presentes. En una tablestaca en voladizo δ siempre es máxima en la corona, mientras que en una anclada, la δ máxima se ubica en algún punto entre la corona y el fondo de la excavación.

Las teorías clásicas de empuje de tierra (Rankine y Coulomb) consideran como normal y necesario que un muro de retención experimente cierto giro o desplazamiento en su parte superior, a fin de que el suelo desarrolle su resistencia al corte y se alcance el estado de empuje activo. Si

pudiésemos impedir en forma total el giro y/o desplazamiento, no puede haber cedencia del suelo y la condición activa no se genera. Bajo estas condiciones, no son aplicables en forma directa las teorías de Rankine y Coulomb, ya que de hacerlo, puede incurrirse en importantes errores en la estimación de la presión total y su punto de aplicación. De lo anterior podemos deducir, como ya lo han hecho algunos autores (Henry, 1986) que, la deformación de un muro flexible determina la forma que adopta el diagrama de presiones en su respaldo (fig. 9.8).

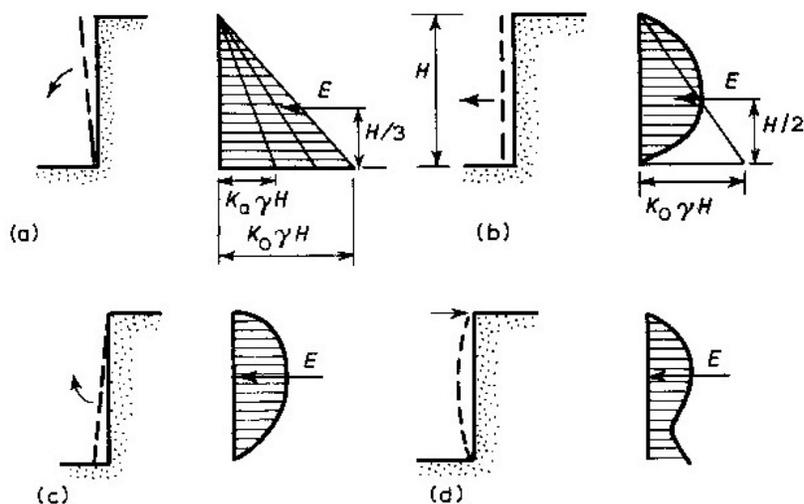


Fig. 9.8 Efecto de la deformación del muro en la distribución de las presiones en su respaldo (Henry, 1981)

9.2 Estados límite de falla y de servicio

Para garantizar el correcto desempeño de un sistema de anclaje, deberá revisarse que los estados límite de falla y de servicio no sean rebasados. A continuación se definen estos dos estados.

Estado límite de falla.- Puede considerarse como el movimiento súbito de un volumen de suelo por excedencia de la resistencia al corte.

Estado límite de servicio.- Se presenta cuando se tienen un asentamiento o bufamiento inaceptables del suelo. Movimiento excesivo de la estructura o daños que comprometan su desempeño futuro.

9.3 Metodología para el diseño de sistemas de anclaje

El diseño de un sistema de anclaje está conformado por los diseños geotécnico y estructural. En ocasiones ambos están bien diferenciados, pero en otras no pueden dissociarse (por ej. cuando se efectúa un análisis de interacción suelo-estructura).

El diseño geotécnico se refiere al cálculo de los empujes, cargas que toman las anclas, dimensiones del bulbo y análisis de estabilidad. El diseño estructural, se encarga de definir la sección de del elemento tensor, muro y vigas.

A pesar de la gran variedad de estructuras de ingeniería que pueden ser ancladas (capítulo 1) y los distintos métodos constructivos, pueden establecerse una metodología de carácter general para el diseño. En la figura 9.9 se muestra un diagrama de flujo de las operaciones de diseño. Posteriormente se da una explicación de cada una de ellas.

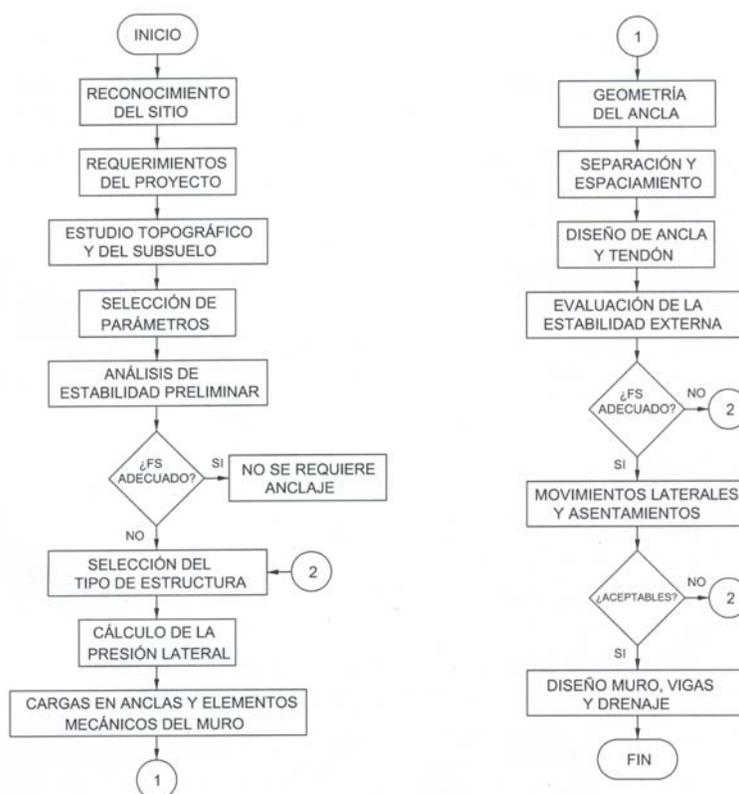


Fig. 9.9 Diagrama de flujo para el diseño de sistemas de anclaje

Reconocimiento de sitio

El reconocimiento del sitio por parte de quien diseña, tiene como propósito, anticipar las incidencias relevantes, tanto en la etapa de exploración previa como durante la obra. Uno de los aspectos más importantes, es la ubicación de los caminos de acceso para: equipos de exploración y construcción, materiales y personal. Otro aspecto muy importante, es que el reconocimiento previo de la zona, da al ingeniero una idea de los resultados que pueden esperarse de los sondeos exploratorios y en su caso poder validarlos.

Requerimientos de proyecto

Aquí se definen las condiciones que regirán el diseño geotécnico y estructural. Las más importantes son: geometría, cargas externas (permanentes y transitorias), desplazamientos y asentamientos máximos permisibles y sismicidad. También se define el nivel de protección requerido contra la corrosión, dependiendo si el anclaje será temporal o permanente.

Topografía y estudio del subsuelo

En una planta topográfica se marca la posición y tipo de sondeos. Si el terreno es irregular y el subsuelo estratificado, la forma como se acomodan estos últimos solo puede conocerse considerando la posición y elevación del punto donde se hizo el sondeo junto con el perfil del suelo. A continuación se interpola entre sondeos para conocer el acomodo espacial de los distintos suelos presentes.

La topografía por sí sola, permite conocer en forma precisa la configuración del terreno (plana, lomerío suave o montañosa), la ubicación de construcciones y vialidades cercanas. Sobre un plano con curvas de nivel, se proyecta en planta la estructura de retención, excavación o ceros del corte. De ahí se construyen las secciones de proyecto, las que a su vez, permiten identificar las áreas de excavación y/o relleno. Los niveles de proyecto resultantes, se plasman en el plano ejecutivo.

El proyecto de toda obra destinada a la retención o estabilización de una masa de suelo o roca, debe ir precedido por una investigación minuciosa del subsuelo. Mediante una serie de sondeos, llevados a cierta profundidad y en puntos determinados, es posible definir en forma suficientemente aproximada un perfil estratigráfico. En este se señalan las fronteras entre los distintos tipos de suelo, denominados de acuerdo el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). Se indica la posición del nivel freático (NAF), propiedades índice (LL, LP e IP), contenidos de agua (w) y alguna información que puede correlacionarse con la resistencia al corte, como es el número de golpes, en una prueba de Penetración Estándar (SPT). Por cada tipo de suelo se efectúa uno o varios ensayos que indiquen la resistencia al corte, con base en los parámetros c y ϕ . El estudio del subsuelo, puede incluir la ubicación de instalaciones subterráneas que cruzan la zona de interés y la evaluación de la agresividad del suelo para con el cemento y acero de las anclas.

Selección de los parámetros de resistencia

Antes de efectuar un análisis de estabilidad por el método de equilibrio límite y con el fin de obtener resultados confiables, se requiere de una evaluación precisa de la resistencia al corte que tiene el suelo en el sitio.

Los análisis de estabilidad se hacen en términos de esfuerzos totales o efectivos. La decisión de llevar a cabo el análisis para una u otra condición depende de que tan bien pueda llegar a conocerse la presión de poro en un momento dado.

Cuando se conoce la presión de poro los análisis se hacen en términos de esfuerzos efectivos con parámetros de resistencia obtenidos en condición drenada. Este análisis es el que más se apega a la realidad, no obstante hay situaciones en las cuales la presión de poro es difícil de cuantificarse, en cuyo caso el análisis se realizará con esfuerzos totales.

En la práctica los análisis con esfuerzos totales se utilizan normalmente para conocer la estabilidad en el corto plazo (la presión de poro no se ha disipado). Los esfuerzos efectivos, en cambio se usan para conocer la estabilidad a largo plazo (la presión de poro ya se ha disipado).

Los parámetros de resistencia $\phi_u=0$ (ángulo de fricción interna no drenada) y c_u (resistencia al corte no drenada) se usan para esfuerzos totales, asumiendo que el comportamiento del suelo es “puramente cohesivo”. Para esfuerzos efectivos los parámetros de resistencia usados son ϕ' (ángulo de fricción efectivo) y c' (cohesión efectiva), junto con la presión de poro u .

En el momento de llevar a cabo un análisis de estabilidad se asume que los parámetros de resistencia usados en la modelación del problema se corresponden con los que tiene el suelo en sitio. El valor que adoptan los parámetros mencionados se ven influidos por la forma como se hace fallar a la probeta de suelo. Las pruebas de laboratorio solo son útiles, si representan con fidelidad el modo de falla que presumiblemente tendrá la estructura que se analiza.

Análisis de estabilidad preliminar

Si el espacio disponible permite la formación de un talud, se efectúa un análisis de estabilidad. Si el FS es aceptable, no se requiere de anclaje. De lo contrario, se procederá a determinar la fuerza necesaria de anclaje para llevar el FS a un nivel aceptable. La posición de la superficie potencial de deslizamiento nos indica la profundidad a la cual deben llevarse las anclas. En la figura 9.10 se

muestra con línea continua la superficie potencial de falla obtenida en el análisis de estabilidad preliminar. La línea punteada es la superficie de falla potencial para la condición anclada.

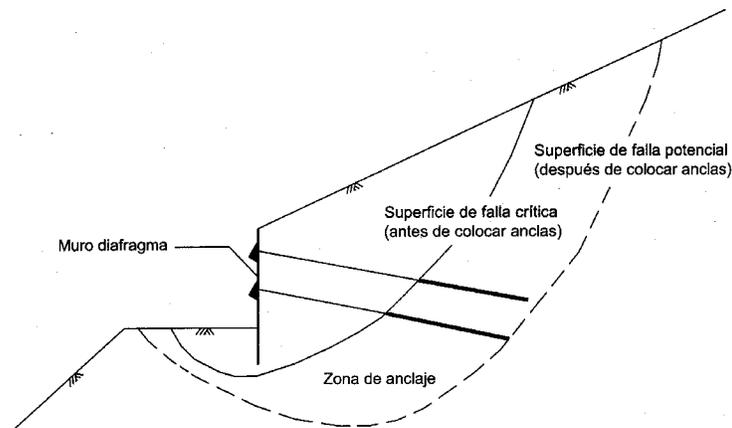


Fig. 9.10 Definición de las superficies críticas antes y después del anclaje.

Selección del tipo de estructura

El proyectista, con base en su experiencia, selecciona el sistema estructural que considera más adecuado para su problema particular y procede a su análisis. Algunas de las formas más comunes (fig. 9.11) empleadas para retener o estabilizar una masa de suelo se mencionan a continuación.

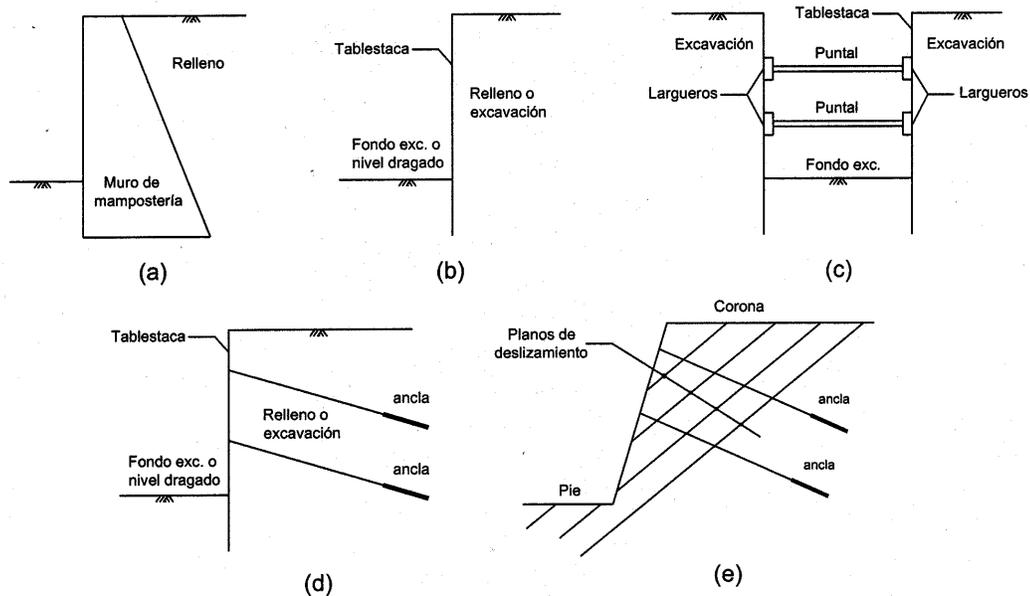


Fig. 9.11 Estructuras de retención comúnmente usadas. Muro de gravedad (a); muro flexible en voladizo (b); flexible apuntalado (c); flexible anclado (d) y talud anclado (e)

Para rellenos cuya altura no supera los seis metros es común emplear un muro rígido de gravedad (fig. 9.11a), hecho con mampostería. Éste tiene la ventaja de no requerir mano de obra especializada. En el caso de rellenos o cortes con altura menor a cinco metros, puede considerarse el uso de una tablestaca anclada en voladizo (fig. 9.11b), pero se requiere maquinaria especial para el hincado. En excavaciones o cortes cuya profundidad sea mayor a cinco metros y donde el espacio interior no sea motivo especial de preocupación, pueden emplearse muros flexibles apuntalados por niveles (fig. 9.11c). Este método requiere de una vigilancia constante del estado de compresión en los puntales, debido al cambio en la distribución de las presiones conforme se profundiza y agregan más niveles de puntales. Esto debido a que puede ser que algunos se descarguen y caigan si no están asegurados. En excavaciones profundas y anchas, o donde el espacio en el interior sea motivo de preocupación, se emplean muros flexibles anclados (fig. 9.11d). Este método requiere una adecuada planeación de las operaciones de excavación y anclado, así como una estrecha vigilancia, para evitar movimientos excesivos del terreno. Los taludes cortados en roca suelen requerir solo el anclaje de los bloques grandes y en ocasiones, la colocación de una malla en su cara para sostener o direccionar la caída de rocas menores (fig. 9.11e).

Cálculo de la presión lateral

En 9.1.7 se habló de la influencia que tiene la restricción de los desplazamientos de las estructuras de retención, en la distribución de presiones. En muros anclados, se considera que el movimiento horizontal está impedido a tal grado que no es válido aplicar una distribución triangular como la de Rankine.

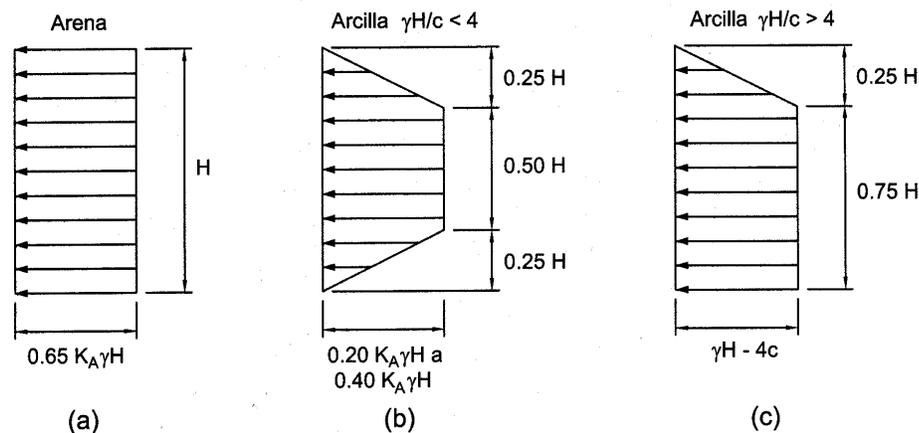


Fig. 9.12 Diagramas de presión aparente. Arena seca o húmeda (a); arcilla con $\gamma H/c$ menor a 4 (b); arcilla con $\gamma H/c$ mayor a 4 (c) [Terzaghi y Peck 1967].

Para considerar el hecho anterior, se ha optado por emplear una serie de diagramas de presión de carácter semiempírico, tales como los propuestos por Terzaghi y Peck (1967) [fig. 9.12]. En la práctica utilizan los diagramas mostrados en las figuras 9.13 y 9.14 que son similares a los de Terzaghi y Peck, con algunas modificaciones (FHWA, 1999).

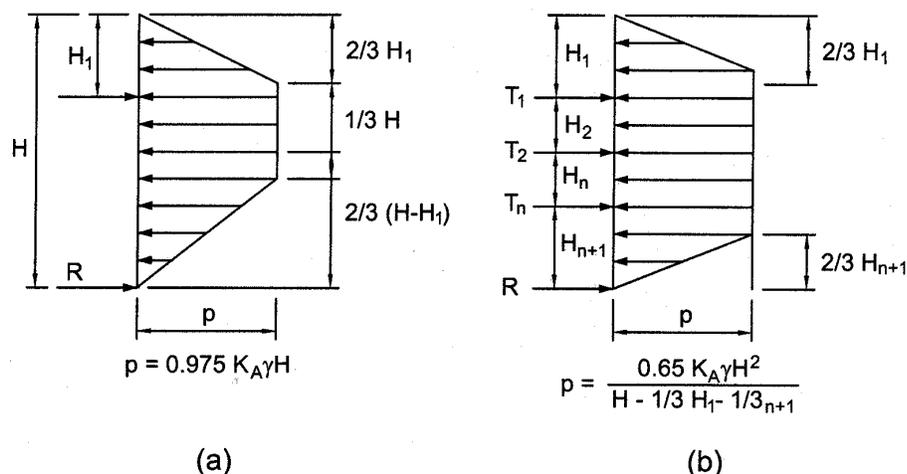


Fig. 9.13 Diagramas de presión aparente recomendados para arenas. Un nivel de anclas (a) y múltiples niveles (b) [FHWA, 1999]

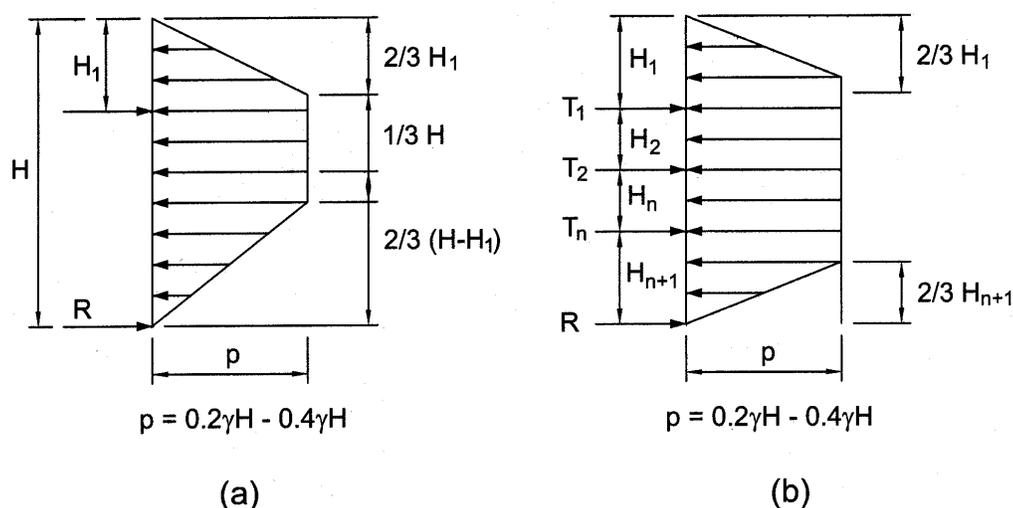


Fig. 9.14 Diagramas de presión aparente recomendados para arcillas firmes a duras. Un nivel de anclas (a) y múltiples niveles (b) [FHWA, 1999]

En arcillas de consistencia suave a media, puede emplearse un diagrama rectangular (fig. 9.15) que se obtiene aplicando el coeficiente de empuje de Henkel (1971), que toma en cuenta la estabilidad en la base de la excavación. En condición no drenada (típica en arcillas), el coeficiente K_a se calcula con la expresión siguiente:

$$K_a = 1 - \frac{4c_u}{\gamma H} + 2\sqrt{2} \frac{d}{H} \left(1 - \frac{(2 + \pi)c_{ub}}{\gamma H} \right) \quad (9-26)$$

donde,

c_u = resistencia al corte no drenada

H = Altura del corte

d = profundidad de la superficie de falla medida desde el fondo

c_{ub} = resistencia al corte no drenada de material de apoyo

suelo puramente cohesivo

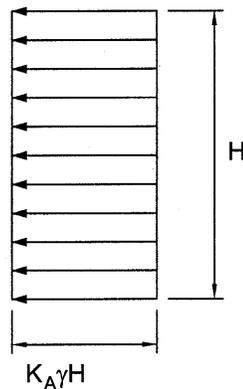


Fig. 9.15 Diagramas de presión aparente aplicando el coeficiente de presión K_a de Henkel

Los diagramas anteriores aplican exclusivamente al caso de suelos homogéneos. No obstante, puede presentarse el caso de estabilizar un corte en un medio estratificado. En estas condiciones debe aplicarse el método siguiente para redistribuir las presiones (FHWA, 1999):

1. Se evalúa el diagrama de presión lateral como si desarrollara la condición activa y se dibuja el diagrama de presión según Rankine. Si la superficie del relleno y/o la sobrecarga son irregulares puede emplearse el método de cuñas.
2. El empuje total se multiplica por 1.3 en tablestacas ancladas.
3. El empuje total factorizado se distribuye en el diagrama de presión aparente trapezoidal de la figura 9.13.

Este método no debe usarse si la superficie potencial de falla pasa por debajo del fondo de la excavación, o si la sobrecarga es irregular.

Cálculo de las cargas en las anclas y elementos mecánicos del muro

La carga que corresponde a cada una de las anclas es igual al área tributaria del diagrama de presión multiplicado por un metro de ancho (fig. 9.13). Una vez conocida la carga de cada una de las anclas, pueden calcularse los elementos mecánicos del muro flexible (momento y fuerza cortante).

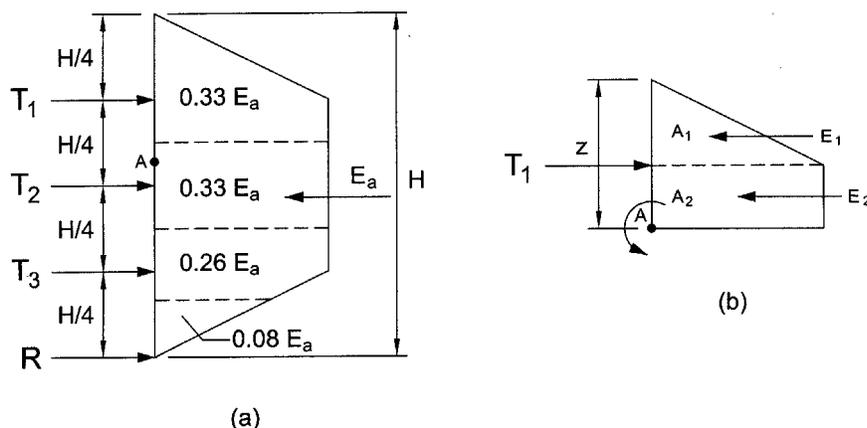


Fig. 9.16 Áreas tributarias (a) y corte para el cálculo de momentos y cortantes (b)

El cálculo del diagrama de momentos se hace para distintos puntos a distintas profundidades (fig. 9.16). Para el diseño de la sección del muro se empleará el momento máximo.

En la figura 9.16a, se observa que para una distribución uniforme de los puntales o anclas, la carga que éstas toman disminuye con la profundidad. El triángulo de más abajo se supone que es una carga (R) tomada por la parte hincada del muro. En cortes verticales anclados, donde el muro diafragma no tiene una porción hincada, la fuerza R es tomada por el ancla más cercana. El momento flexionante o la fuerza cortante, se hace considerando un corte a cierta profundidad, tal como el del punto A mostrado en la figura 9.16b.

Geometría del ancla

La geometría está definida por la longitud de la zona libre, inclinación de la barra, diámetro y longitud del bulbo. La longitud de la zona libre y la inclinación, dependen de la posición de la cuña crítica, obtenida en un análisis límite.

El diagrama de presiones permite conocer la carga total que deben tomar las anclas y la forma en que se distribuye entre éstas, sin embargo, no nos indica la posición del bulbo de anclaje. Dicha

posición se define a partir de la geometría de la cuña crítica (fig. 9.17), material potencialmente inestable, que nos interesa anclar.

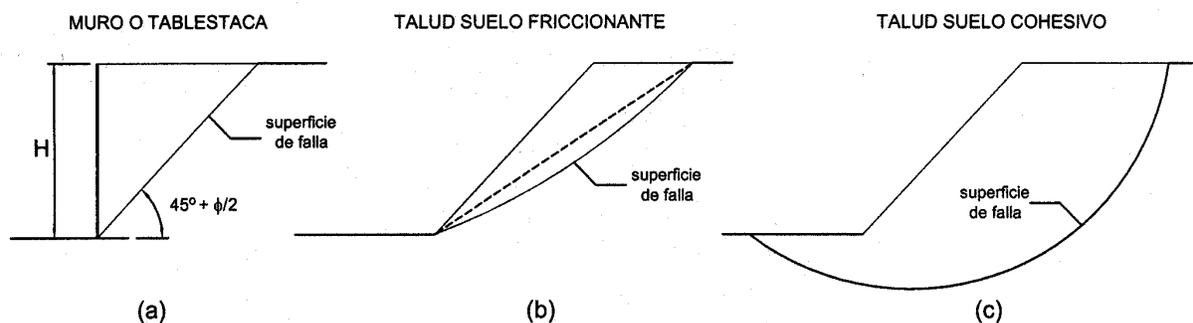


Fig. 9.17 Cuña crítica para muro en suelo friccional (a); talud en suelo puramente friccional (b) y en suelo cohesivo (c)

En la práctica el material potencialmente inestable corresponde a la zona de equilibrio plástico activo, de Rankine. Para muros cuyo relleno es friccional, la superficie crítica de falla, puede considerarse que se extiende desde el pie de la excavación hasta un punto en la corona, formando un ángulo de $45^\circ + \phi/2$ con la horizontal. En taludes la superficie crítica se determina por medio de un análisis de equilibrio límite.

Espaciamiento y separación

En muros sometidos a empuje horizontal, las anclas deberán colocarse en esta misma posición o lo más cercano a ella posible, con el fin de no inducir una fuerza vertical. En algunos casos lo anterior no es posible debido a la existencia de instalaciones subterráneas o cimentaciones de edificios contiguos.

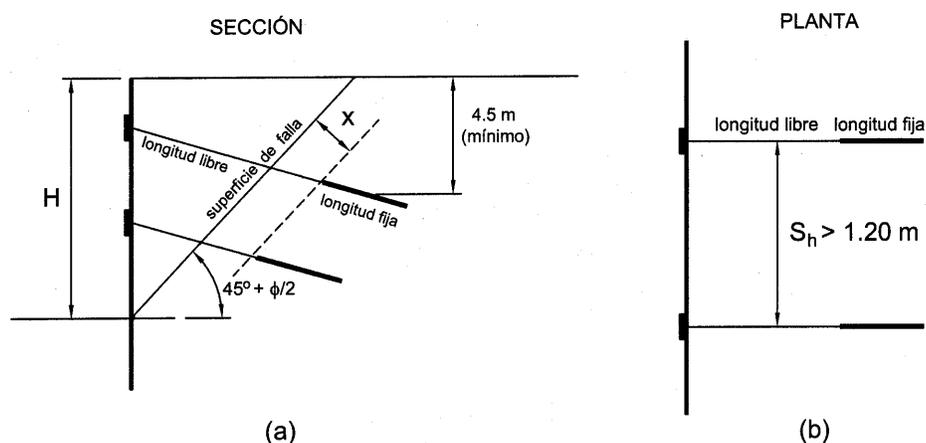


Fig. 9.18 Espaciamientos vertical (a) y horizontal (b) [FHWA, 1999]

Es conveniente que el ancla más cercana a la superficie tenga un colchón mínimo de 4.50 m, para darle un adecuado confinamiento y que se pueda desarrollar la fricción necesaria en el fuste. Los bulbos de anclaje deberán iniciar a una distancia (x) medida normal a la superficie de falla. Generalmente la zona libre, deberá extenderse una longitud igual a $H/5$ o 1.5 metros, medidos perpendicularmente desde la superficie de falla, donde H es la altura del muro. La ejecución de los barrenos suele tener cierta desviación, por ello la separación horizontal mínima recomendable es de 1.20 m, con el fin de evitar que dos anclas adyacentes se crucen en el interior del suelo. La figura 9.18 resume las recomendaciones anteriores.

Diseño del bulbo de anclaje y tendón

A diferencia del suelo, el acero del tendón, puede sufrir grandes deformaciones antes de alcanzar la falla. Una deformación grande puede servir como advertencia de una falla inminente. Por este motivo, es conveniente que el bulbo de anclaje ofrezca una resistencia igual o mayor que la del tendón, con el fin de que la falla sea de tipo dúctil. La capacidad del bulbo se calcula con las fórmulas presentadas en el capítulo 5 o con base en experiencia previa en el sitio. La capacidad diseñada de cada ancla deberá verificarse en una prueba de carga antes de ser aceptada. El tipo y dimensión del elemento tensor se debe seleccionar antes de diseñar el bulbo, dado que el diámetro del barreno está en función de las dimensiones del tensor.

Evaluación de la estabilidad externa

La estabilidad externa se evalúa con los métodos tradicionales de equilibrio límite. El sistema es estable, si el FS de la superficie potencial de falla que pasa por detrás de las anclas es mayor que el mínimo aceptable. Como el número de superficies potenciales de falla es infinito, el proyectista deberá apoyarse en su experiencia para analizar las que considere más críticas.

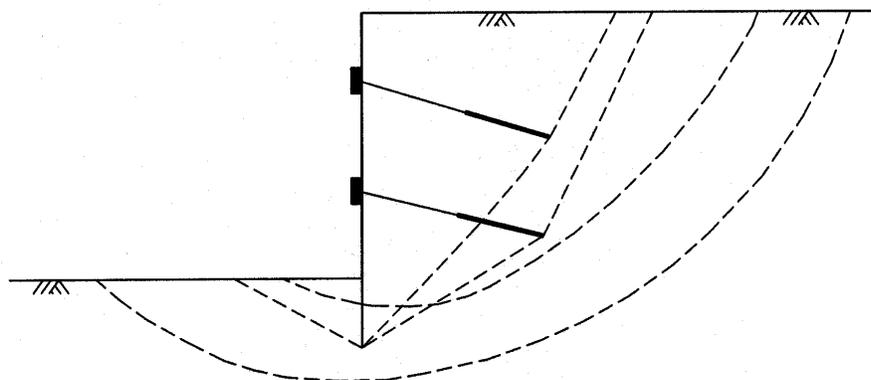


Fig. 9.19 Superficies potenciales de falla para evaluar la estabilidad externa

Estimación de los movimientos laterales y asentamientos

El movimiento experimentado por el terreno, producto del alivio de esfuerzos, puede calcularse considerando que únicamente se recupera la componente elástica del suelo. La estimación de las deformaciones que sufrirá el suelo, con el uso de las técnicas tradicionales, suele ser de aplicación engorrosa. Un medio más efectivo para estimar el estado de esfuerzos y deformaciones en el suelo es aplicar un análisis de elemento finito. En la práctica la excavación puede ser instrumentada para comparar los movimientos reales con los predichos.

Diseño de muro, vigas y drenaje

El diseño del muro se base en la selección de una sección que cumpla con el módulo de sección necesario, calculado como sigue

$$Z = \frac{M_{\max}}{f} \quad (9-27)$$

donde,

Z = módulo de sección

M_{\max} = momento flexionante máximo

f = esfuerzo de trabajo

Por su naturaleza, las anclas actúan como una carga puntual, sin embargo, su efecto puede extenderse por medio del puenteo que brinda el uso de largueros, muros diafragma o la combinación de ambos. Las vigas pueden ser perfiles de acero o trabes de concreto armado, que corren horizontalmente a lo largo del muro. En caso de que un ancla del conjunto fallase, esta viga redistribuye la carga a otras cercanas, evitando la falla total del conjunto. Sahlström y Stille (1979) proponen una fórmula muy sencilla para calcular el momento flector máximo admisible en la viga,

$$M_{\max} = \frac{ql}{16} \leq 1.5\sigma W_x \quad (9-28)$$

donde,

M_{\max} = momento máximo admisible

q = carga longitudinal en la viga antes de la falla

l = dos veces el espaciamiento de las anclas

σ = esfuerzo admisible de la viga

W_x =resistencia a la flexión de la viga en dirección de la carga

Nota: En los extremos de la viga, ésta trabaja en voladizo. La longitud se considera igual a $l(2)^{1/2}$.

Recomendaciones generales

El análisis y diseño de los sistemas de anclaje en taludes y muros no deja de ser un arte en el que cuenta mucho la preparación y experiencia del diseñador. Las recomendaciones de los expertos son de gran ayuda para quien se inicia en este campo de la geotecnia. Para el diseño de un muro de tablestaca sirven como guía las siguientes recomendaciones de Weatherby y Nicholson:

1. La carga de diseño de las anclas generalmente varía de 50 a 130 t
2. La longitud de la tablestaca está definida por requerimientos de estabilidad. La superficie de falla probable que se ubica junto por detrás de las anclas debe tener un FS igual o mayor al de la superficie crítica
3. Para fallas superficiales, es decir que son cruzadas por el muro, es suficiente una hilera de anclas. Cuando la superficie de falla es profunda, esto es que la tablestaca no la cruza o apenas lo hace, se requieren como mínimo de dos hileras de anclas
4. De preferencia se debe tener un colchón de 4.50 m entre la superficie del terreno y la zona de anclaje
5. El diámetro del barreno usualmente varía de 75 a 150 mm
6. Los tendones más empleados son
 - (a) El torón de 15 mm de diámetro conformado por 7 cables con resistencia última a la tensión de 1.86 GPa, y
 - (b) Barras corrugadas de 25.4 mm a 35 mm, con resistencia última a la tensión de 10.34 MPa
 - (c)
7. Las anclas permanentes deben protegerse en forma adecuada contra la corrosión

9.4 Excavaciones

9.4.1 Definición

En ingeniería civil, una excavación se define como el retiro planificado, en forma manual o mecanizada, de cierto volumen de suelo, asociado con las primeras etapas de construcción de una

obra. La finalidad de una excavación es de índole diversa, por ejemplo: tender tuberías de conducción, cimentar estructuras, formar lagunas y rellenos sanitarios. Pueden ser cerradas (túneles) o a cielo abierto (cimentaciones superficiales). Una vez que han cumplido con su cometido pueden rellenarse o no. En el caso de las cimentaciones, por ejemplo, el relleno se efectúa inmediatamente después de su construcción; en otros casos, se lleva a cabo en el curso de varios años como sucede en los rellenos sanitarios. Algunas más, permanecen abiertas por tiempo indefinido, como son las minas a cielo abierto.

La remoción de un volumen de suelo, induce un cambio en las condiciones de esfuerzo, medible en los movimientos del terreno, que se manifiestan en forma de un hundimiento en la parte superior, y levantamiento (bujamiento) en el fondo. Los fenómenos anteriores, son un efecto natural de la descarga que, sin embargo, pueden controlarse mediante un adecuado programa de excavación y colocación de elementos estabilizantes. Lo anterior, junto con una estrecha vigilancia, permite anticiparse a los movimientos excesivos del terreno, que comprometen la estabilidad de la excavación y/o que dañen a las construcciones vecinas. El problema fundamental de una excavación profunda es, cómo asegurar la estabilidad de las paredes y el fondo, tomando en cuenta la resistencia al corte del suelo y las condiciones del agua subterránea (Hansbo, 1994).

Tal como se vio en el caso de los taludes, la estabilidad de las excavaciones depende de la resistencia del suelo, asociada a la disipación de la presión de poro en el tiempo. Se tienen dos condiciones, a corto y largo plazo. La primera priva desde el momento en que se abre la excavación hasta el inicio de la disipación de la presión de poro. La condición a largo plazo es aquella en la cual la presión en exceso de la hidrostática se ha disipado totalmente.

La gran variedad de tipos de suelo y roca, hace que las dificultades constructivas sean distintas en cada caso y que cada problema deba estudiarse en forma particular. Para fines de estudio, se pueden considerar tres casos generales.

a) Excavaciones en arena.- Las arenas sueltas o compactas, por encima del nivel de aguas freáticas (NAF) generalmente no representan un problema mayor para su ataque. Sin embargo, la falta de cohesión impide formar taludes verticales, a menos que ésta contenga cierta humedad. Dicha humedad le brinda al suelo una cohesión aparente, que tiende a desaparecer con el secado, por lo cual el ingeniero no debe confiarse de ella. Cuando la arena está por debajo del NAF la excavación tiende a anegarse. Si además, el gradiente hidráulico es alto y las paredes no están

ademadas, éstas pueden socavarse, minando en forma importante la estabilidad. El NAF forzosamente debe abatirse por bombeo. La selección del número de pozos, ubicación, así como el tipo y capacidad de los equipos dependen de la permeabilidad del suelo.

b) Excavaciones en arcilla.- Cuando la arcilla es blanda homogénea (no hay lentes permeables) el agua subterránea no produce mayores dificultades en las excavaciones temporales. La estabilidad pasa a ser función de la resistencia no drenada del material y de la profundidad de la excavación. Las arcillas firmes, sin embargo, suelen tener grietas o superficies de deslizamiento que reducen la estabilidad con respecto a una muestra de dimensiones pequeñas intacta, lo que dificulta el cálculo de la estabilidad.

c) Excavaciones en suelos heterogéneos.- En estos suelos los estratos impermeables de arcilla alternan con estratos de arena comparativamente mucho más permeables. El abatimiento del NAF deberá efectuarse por cada uno de los estratos permeables atravesados por la excavación.

Excavaciones en roca.- La firmeza de la roca y su mayor resistencia al corte en comparación con los suelos, permite formar taludes prácticamente verticales. La problemática en este caso es el grado de fracturamiento y la formación de cuñas que tienden a deslizarse hacia la excavación, mismas que deben ser sujetas.

9.4.2 Métodos de estabilización

Cuando un sistema de anclaje se aplica a la estabilización de una excavación con paredes verticales. Independientemente del método utilizado, la finalidad es la misma, es evitar el movimiento del suelo, contrarrestando el empuje lateral por medio de anclas (fig. 9.20).

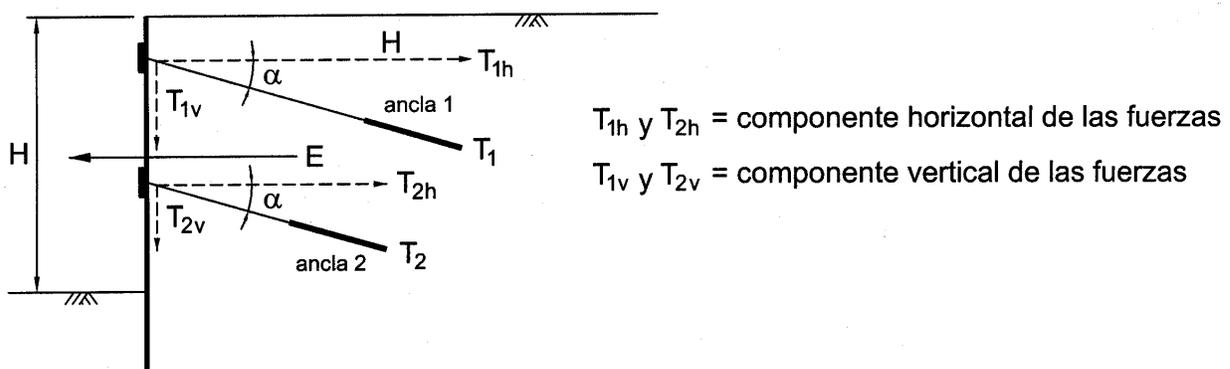


Fig. 9.20 Componentes horizontal y vertical de la fuerza en el ancla

En la figura anterior, se observa que únicamente la componente horizontal de la fuerza en las anclas se opone al empuje del suelo. La componente vertical no reporta utilidad alguna, por el contrario puede incrementar el momento flector en el muro. Ésta suele contrarrestarse con la fricción en el respaldo del muro. Para una mayor efectividad las anclas deben colocarse horizontalmente.

9.4.3 Etapas constructivas

Uno de los aspectos de mayor interés en la ejecución de una excavación profunda, ya sea soportada por anclas o puntales, es su comportamiento durante la construcción. Principalmente, las deformaciones, elementos mecánicos en el muro y cargas en las anclas o puntales. La condición más crítica (que puede ocurrir en distintos momentos para cada elemento), es la que debe emplearse en el diseño estructural.

Los diagramas de presión aparente, únicamente representan la condición final y no nos dicen algo acerca de las condiciones durante la construcción. Una aproximación al estudio del comportamiento durante las etapas, usando los métodos tradicionales, es hacer el análisis para cada uno de los niveles de excavación. Lo anterior desafortunadamente no considera el estado de esfuerzos y deformaciones del suelo. Una aproximación más racional para el análisis de los esfuerzos y deformaciones en el suelo y muro, se logra con el método del elemento finito.

9.5 Tablestacas

Una tablestaca es un elemento estructural esbelto, usado como elemento de retención temporal o definitivo. Se emplean para mantener una diferencia de nivel importante con un talud vertical; siempre que no sea posible formar un talud o construir un muro de gravedad, por restricciones de espacio o por requerimientos del proyecto. Dos ejemplos típicos se muestran en la figura 9.21.

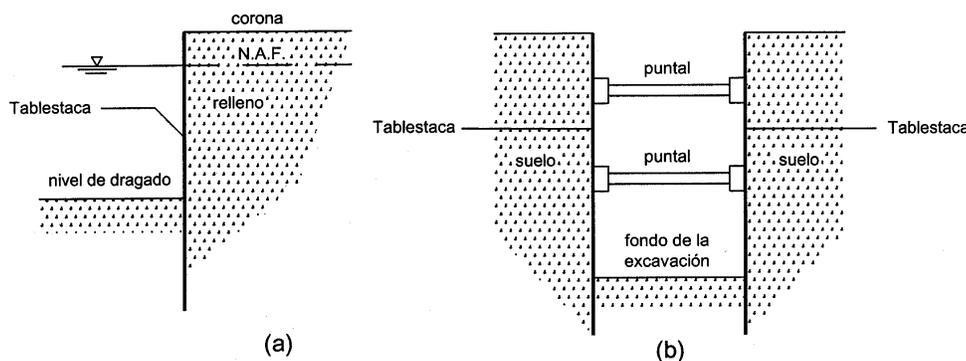


Fig. 9.21 Ejemplos del uso de tablestacas. Muelle (a) y excavación apuntalada (b)

Las tablestacas pueden hacerse de madera, concreto o acero. Las de madera solo se emplean para muros que no sobrepasan los tres metros de altura y en excavaciones temporales apuntaladas. Las tablestacas de acero son las más empleadas debido a su resistencia a las operaciones de hincado, ligereza, durabilidad y que pueden ser reutilizadas. Las de concreto armado son mucho más pesadas y difíciles de manejar que las anteriores. Además, durante su hincado desplazan un volumen grande de suelo, lo cual dificulta su aplicación en suelos compactos.

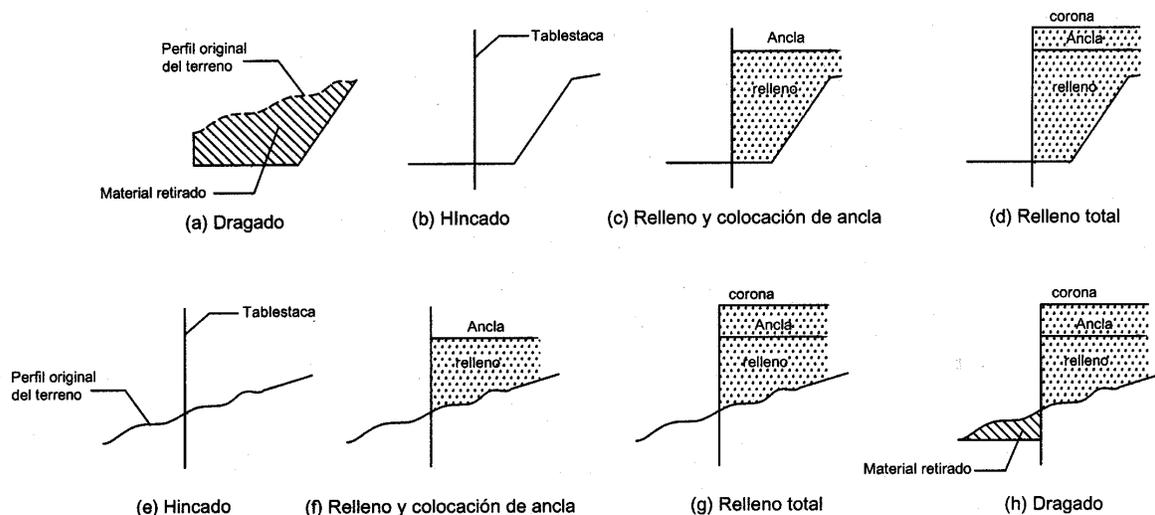


Fig. 9.22 Procedimiento constructivo de un muro "rellenado", (a), (b),(c),(d) y uno "excavado", (e), (f), (g), (h) [Braja, 2006]

De acuerdo con el método de construcción una tablestaca puede ser "rellenada" o "excavada". En el primer tipo, se retira el material necesario para llegar al nivel de dragado, a continuación se hinca la tablestaca y posteriormente se rellena el respaldo. En el segundo tipo, se hinca la tablestaca, después se rellena y finalmente se retira el material ubicado al pie. El proceso descrito se muestra en forma esquemática en la figura 9.22 (Braja, 2006).

Es conveniente que el material utilizado como relleno sea de tipo granular (arena), con ello se puede estar seguro de que la resistencia al corte se deberá exclusivamente a la fricción interna y que cualquier presión de poro en exceso de la hidrostática se disipará rápidamente. Lo anterior permite hacer un análisis en término de esfuerzos efectivos (lo cual siempre es deseable). También se elimina la incertidumbre que rodea a la componente de la resistencia debida a la "cohesión aparente", típica de los suelos finos (limos y arcillas) que es función entre otras cosas

del contenido de humedad (Hvorslev, 1936). En climas muy fríos los suelos granulares son menos susceptibles a la expansión por congelación que los suelos finos. A pesar de las ventajas mencionadas, es importante mencionar que el uso de suelos granulares también puede tener algunos inconvenientes, tales como su tendencia a tubificarse, cuando se tiene un gradiente hidráulico alto y a licuarse (en condición saturada) cuando se someten a vibración intensa (sismo, explosión, procedimiento constructivo, etc.). Al respecto cabe destacar que, la probabilidad de ocurrencia de estas dos condiciones es menor cuanto mayor sea la compacidad de estos suelos.

Al igual que en los muros de retención tradicionales, el uso de suelos cohesivos como relleno en ningún caso es recomendable, pero si no fuera posible evitarlo, debe tomarse en cuenta su potencial expansivo y el incremento de empuje correspondiente. Los daños producidos por la expansión pueden mitigarse proporcionando un drenaje adecuado por medio de filtros granulares o geotextiles de tipo “no tejido”.

9.5.1 Parámetros de resistencia y factores de seguridad

Si el relleno es compactado, la determinación de los parámetros de resistencia debe hacerse en especímenes cuya compacidad sea representativa de las condiciones de campo. La resistencia, preferentemente debe determinarse en condiciones de drenaje o sin drenaje pero con medición de la presión de poro, mediante la prueba de corte directo o triaxial. También suele estimarse el ángulo de fricción mediante un examen visual y usando un valor conservador de entre 30° y 34° (Bowles, 1996). Otra forma efectiva para determinar el ángulo de fricción de los suelos granulares es mediante correlaciones con el número de golpes de la prueba de penetración estándar (SPT). En el caso de suelos cohesivos se emplea la resistencia al corte no drenada (c_u) con $\phi=0$, obtenida en una prueba de compresión simple o en una prueba triaxial consolidada-no drenada (CU) o no consolidada-no drenada (UU).

Una vez conocidos los valores de ϕ y c , se pueden determinar los coeficientes de empuje pasivo (K_a) y activo (K_p), así como los empujes activo (E_a) y pasivo (E_p) según Rankine. El empuje pasivo determinado por medio del coeficiente K_a representa un valor mínimo después de que el suelo ha desarrollado su resistencia al corte. Sin embargo, en algunos casos la presión activa puede crecer después de la construcción hasta un valor igual al de reposo representado por el coeficiente K_0 , según lo hizo notar L. Casagrande (1973) al estudiar el comportamiento de un malecón en Toledo, Ohio.

La incertidumbre con respecto al empuje real y su incremento en el tiempo, se toma en cuenta, aplicando un factor de seguridad a los parámetros de resistencia, antes de calcular los coeficientes K_a y K_p . Algunos diseñadores, por otro lado, prefieren aplicar el factor de seguridad incrementando la profundidad de hincado hasta en un 50% después de calcular con el valor original de los parámetros. Otras razones para incrementar la profundidad de hincado, en estructuras costeras, es prevenir un sobredragado accidental o para tomar en cuenta los efectos de un vaciado rápido.

El efecto del tiempo en el comportamiento del suelo es un aspecto que se ha descuidado mucho en ingeniería. Se sabe que ante un esfuerzo constante cualquier material tiende a deformarse en el tiempo, a este fenómeno se le llama “creep”. Las estructuras de retención no son ajenas a este fenómeno cuya principal componente es la carga permanente del relleno. El “creep”, no obstante, únicamente puede incrementar la carga en un muro de contención o tablestaca si dicha estructura es incapaz de ceder en la misma medida que lo hace el suelo. Este efecto es más pronunciado en los suelos cohesivos que en los friccionantes, razón por lo cual no considerarlo en estos últimos no influye grandemente en el comportamiento de la estructura de retención.

9.5.2 Efecto de la profundidad de hincado

En el diseño de una tablestaca se conoce a priori, con diversos grados de aproximación, la altura del muro, tipo de relleno, empuje, posición del nivel freático y las cargas externas; quedando como incógnita, únicamente, la profundidad de hincado. Con suficiente profundidad de hincado y rigidez del muro, cualquier tablestaca se sostendrá sin necesidad de anclaje o apuntalamiento. Lo anterior aunque técnicamente posible, desde el punto de vista económico puede no ser conveniente. En todo caso lo mejor es contar con un balance adecuado entre profundidad de hincado, rigidez de la tablestaca y número de anclas, que conduzcan al menor costo posible del sistema en conjunto, con un margen de seguridad que refleje la importancia de la obra y las consecuencias de la falla.

Cuando la profundidad de hincado es pequeña, la deflexión es similar a la de una viga elástica vertical cuyo soporte inferior es tipo pasador. A las tablestacas que cumplen esta condición se les denomina de “soporte libre”. Por otro lado, si el hincado se lleva a una profundidad tal que la viga mencionada se acerque a la condición de empotre, la tablestaca se denomina de “soporte fijo”. En el primer caso (soporte libre) la tablestaca podrá fallar por flexión o por falta de resistencia pasiva en el pie. En el segundo caso (soporte fijo), la falla solo se puede presentar por flexión del muro.

9.5.3 Tablestacas en voladizo (cantiliver)

Antes de iniciar con el estudio de las tablestacas ancladas, es importante conocer su comportamiento cuando no lo están. De ahí puede darse el siguiente paso hacia la comprensión de las primeras, ya que la necesidad del anclaje deriva de las limitaciones (de tipo económico) para soportar una masa de suelo con un muro en voladizo.

Un muro en voladizo no tiene más restricción al movimiento que la que puede ofrecerle la resistencia pasiva del suelo en la parte hincada. El movimiento que sufre este tipo de muros no es muy diferente del necesario para desarrollar el estado activo. Esto significa, que sí son aplicables las teorías de empuje tradicionales. Con base en este hecho, se plantea el problema de determinar la profundidad de hincado necesaria para que un muro flexible sin soporte alguno se encuentre en equilibrio estático. A continuación se describe un método muy simple para determinar el diagrama de presión efectivo, para un muro en cantiliver cuyo relleno es un material puramente friccionante, con base en la figura 9.23.

En la figura 9.23a se muestra la geometría del muro y su relleno. Suponiendo que el muro es perfectamente rígido, cabe esperar una deformación como la mostrada en 9.23b. Por inspección se deduce la existencia de un punto de contraflexión c ubicado a cierta profundidad a partir del fondo de la excavación. A continuación, se traza por c una línea horizontal que define cuatro regiones, numeradas del 1 al 4. Se observa que en 1 y 4 el muro se recarga en el suelo, generando un estado de empuje pasivo. Por el contrario, en 2 y 3 el suelo es quien empuja al muro, el estado de presión es el activo. A partir de A y B se trazan sendos diagramas de presión activa y pasiva, tal como se muestra en 9.23c. De estos diagramas se remarca la parte donde se corresponden con la región que cruzan, el resultado de esto se observa en 9.23d. Los diagramas pueden sumarse, con lo cual adoptan la configuración de 9.23e.

La tablestaca, en realidad, no es perfectamente rígida, por lo cual, el diagrama de presiones real se asemeja más al mostrado en 9.23f. El método descrito, no obstante, es suficientemente aproximado para efectos prácticos, sobre todo, cuando el análisis se realiza a mano por no disponer de equipo de cómputo y/o software especializado.

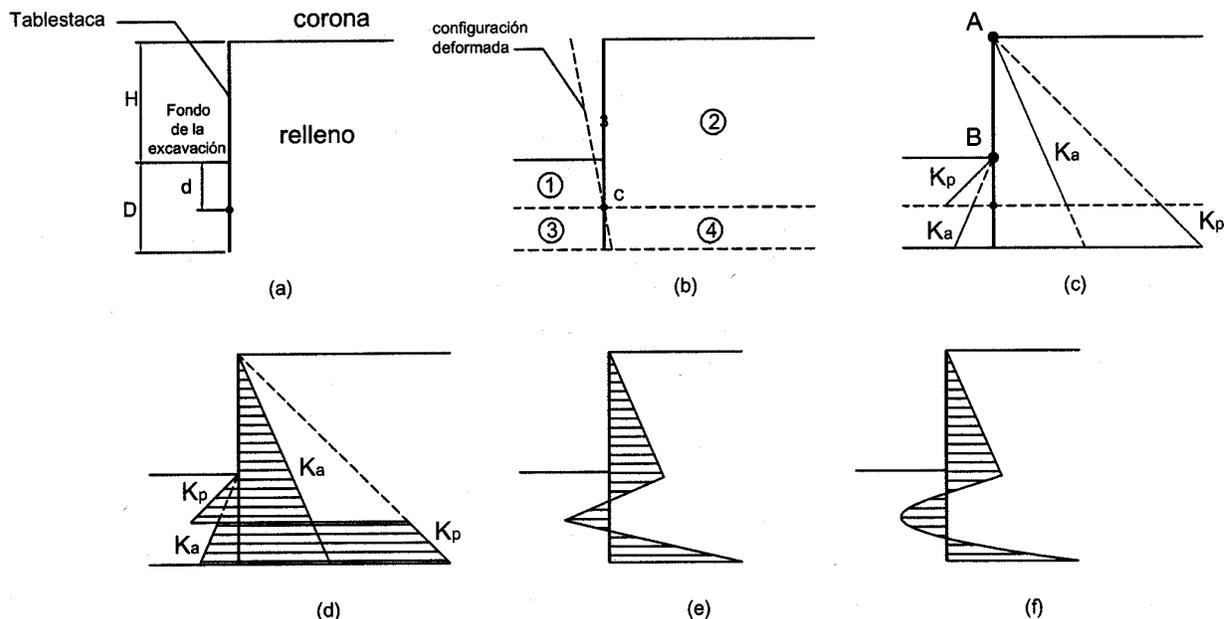


Fig. 9.23 Determinación de los diagramas de presión para un muro rígido en voladizo

Conocida la distribución de presiones de uno y otro lado de la tablestaca, se procede a revisar el equilibrio estático. La suma de fuerzas horizontales y de momentos con respecto a cualquier punto, debe ser cero en ambos casos. El equilibrio de fuerzas verticales no se revisa cuando se hace la hipótesis de que el respaldo del muro no tiene fricción. En realidad, existe cierta fricción entre el muro y el relleno, con lo cual el suelo “se cuelga”, por así decirlo, del muro y trata de idantarlo aún más; con ello el problema para a ser uno de capacidad de carga.

Si se cumple con el equilibrio estático se tiene la solución en lo que respecta a la profundidad de hincado. A continuación se procede al diseño estructural del muro, para lo cual es necesario conocer los elementos mecánicos. Nos interesa conocer el diagrama de momentos y su valor máximo ya que una falla por flexión es más crítica que una por cortante. Se llega así a las propiedades de la sección requeridas (área y módulo de sección) y con ellas se selecciona el perfil comercial que mejor se ajuste.

La máxima altura recomendable para un muro en voladizo varía entre 4 y 6 metros, debido al rápido incremento en la profundidad de hincado y en el momento flexionante. Para ejemplificar esto, se calcularon las profundidades de hincado y los diagramas de momentos para una serie de tablestacas en voladizo con alturas de entre 2 y 7 metros.

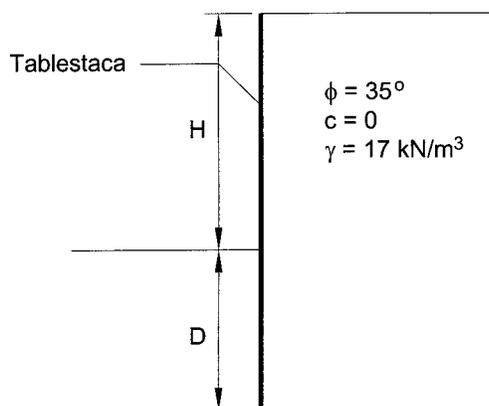


Fig. 9.24 Tablestaca en voladizo, hincada en material homogéneo en respaldo y cimentación

El material de relleno y de cimentación es una arena medianamente compacta ($\phi=35^\circ$) con un peso volumétrico (γ) igual a 17 kN/m^3 , sin cohesión. No se considero la existencia de un nivel freático. El resumen de los resultados se muestra en la tabla 9.2. En las figuras 9.25 se muestran los diagramas de momentos para distintas alturas.

Tabla 9.2 Resumen de resultados. Profundidad de hincado y momento máximo para una tablestaca en voladizo

No.	Altura del muro (H), m	Prof., de hincado calculada (d), m	Prof. de hincado incrementada (D), m	Momento máximo (M), kN m
1	2	1.45	1.74	-11.77
2	3	2.17	2.60	-39.58
3	4	2.90	3.48	-93.67
4	5	3.62	4.34	-182.76
5	6	4.35	5.22	-315.60
6	7	5.07	6.08	-500.93

Los diagramas de momento (fig. 9.25) muestran que la flexión se da en un solo sentido y que el momento máximo ocurre aproximadamente a un tercio de la altura total. Conforme aumenta la altura del muro, el diagrama de momentos correspondiente se define como la envolvente de los diagramas de los muros menos altos.

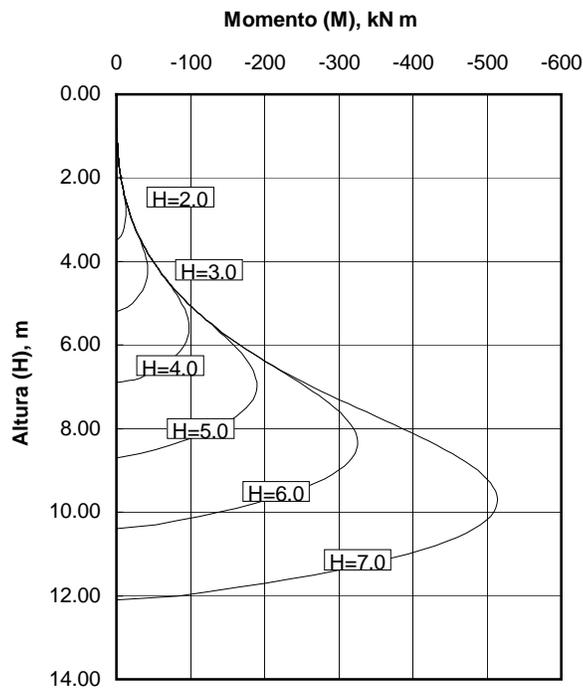


Fig. 9.25 Diagramas de momentos para distintas alturas del muro

Las dos gráficas siguientes, sirven para mostrar que, a pesar de que existe una relación lineal entre la altura del muro y la profundidad de hincado (fig. 9.26), esto no es cierto en el caso al momento de establecer una relación entre la altura del muro y el momento máximo, donde dicha relación es de tipo cuadrático (fig. 9.27).

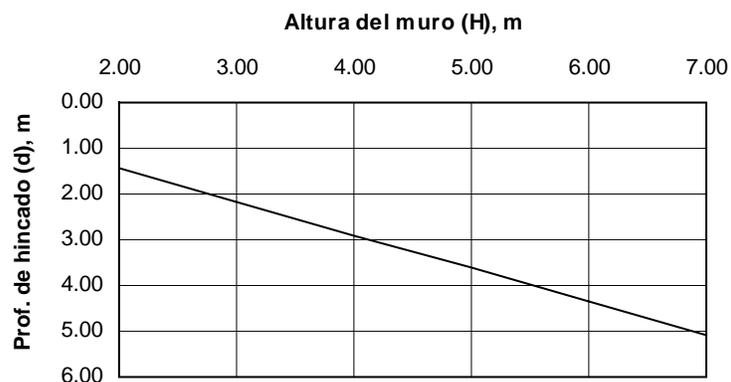


Fig. 9.26 Relación entre la altura del muro y la profundidad de hincado necesaria

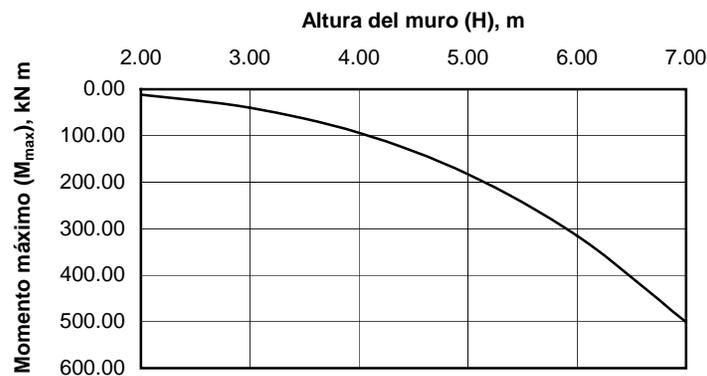


Fig. 9.27 Relación entre la altura libre del muro (H) y el momento máximo (M)

9.5.4 Tablestacas ancladas

Se vio en la sección precedente que no es conveniente utilizar muros en voladizo cuando el desnivel es muy grande, debido a los altos momentos desarrollados y al incremento en la profundidad de hincado. Una forma efectiva de atacar estos dos problemas es restringiendo los desplazamientos del muro en ciertos puntos bien sea con puntales o con anclas, en lo que sigue se estudia la segunda opción.

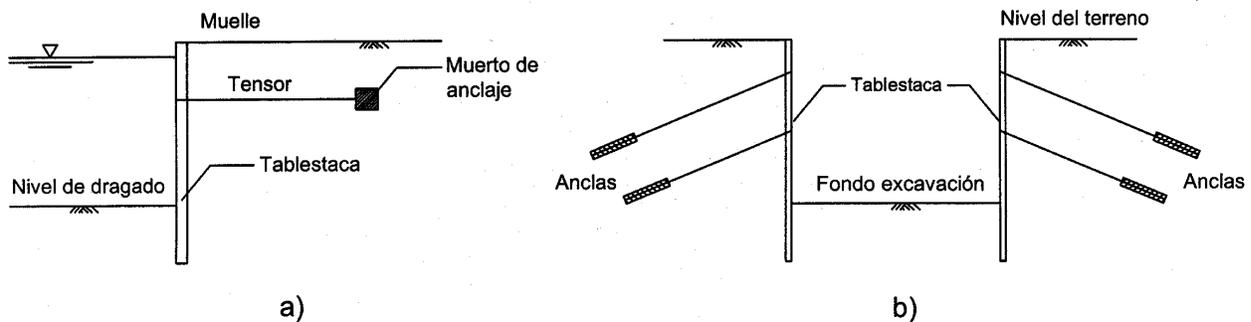


Fig. 9.28 Aplicaciones de las tablestacas ancladas. Retención de relleno por medio de un muro flexible (a) y estabilización de una excavación profunda (b)

9.5.5 Método del soporte libre

De todos los procedimientos para el diseño de tablestacas ancladas, el método del soporte libre es el más antiguo y conservador (Tschebotarioff, 1973). En este método se asume que el suelo por debajo del nivel de excavación es incapaz de ofrecer restricción al desplazamiento del muro. El análisis comienza proponiendo una profundidad de hincado d . Luego, se determinan los diagramas de presión pasiva en el respaldo y activa delante del pie. A continuación se establece una suma de

momentos con respecto al punto donde el ancla se conecta con el muro (Ec. 9-29). Cuando dicha suma de momentos vale cero la tablestaca se encuentra en equilibrio límite. La fuerza T que toma el ancla se determina haciendo la diferencia entre el empuje activo y el pasivo (Ec. 9-30). La profundidad d se acostumbra incrementarla en un 20 o 30% como factor de seguridad.

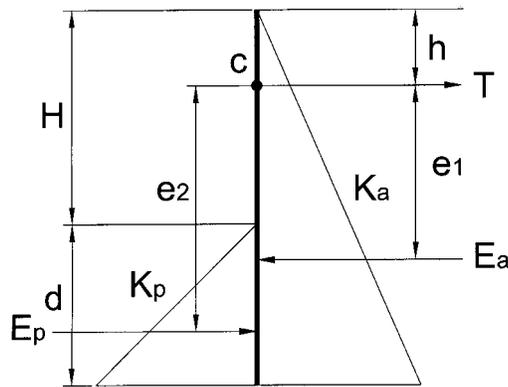


Fig. 9.29 Diagrama de cuerpo libre de la tablestaca anclada para su análisis

Ecuación de momentos

$$E_a e_1 - E_p e_2 = 0 \quad (9-29)$$

donde,

E_a = empuje activo

E_p = empuje pasivo

e_1 = distancia de la resultante E_a al punto c

e_2 = distancia de la resultante E_p al punto c

$$E_a - E_p = T \quad (9-30)$$

donde,

T = Fuerza que toma el ancla por unidad de ancho del muro

9.5.6 Método de Soporte fijo

Este método asume que el muro no es rígido, sino flexible y que el suelo por debajo del fondo de la excavación ejerce cierta restricción a las deformaciones de la tablestaca, con lo cual esta se asemeja a una viga empotrada. Lo anterior significa que existe un punto de contraflexión en el

punto c, a una profundidad x medida desde el fondo de la excavación. La profundidad del punto c puede estimarse con la gráfica debida a Blum (fig. 9.30), mostrada a continuación.

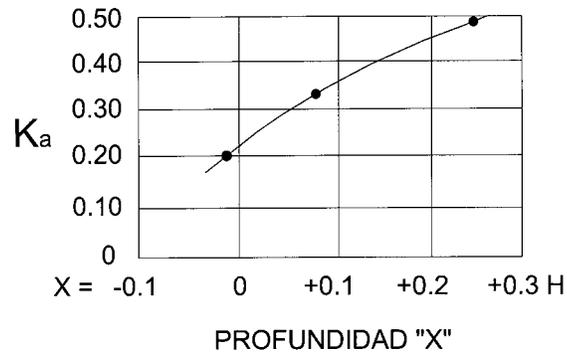


Fig. 9.30 Relación de Blum para el cálculo de la profundidad del punto de contraflexión (tomada de Henry, 1981)

La parte de la tablestaca por arriba del punto c se trata como una viga simplemente apoyada (fig. 9.31b). Las reacciones de ésta son, la tensión en el ancla A_p y la reacción R , determinadas mediante la Estática. A continuación se considera la parte del diagrama por debajo de c. Al igual que en el caso anterior se tiene una viga simplemente apoyada. Tomando momentos con respecto a R_b , puede conocerse la distancia $(D-x)$. El valor anterior se multiplica por 1.20 para tener la profundidad de hincado final.

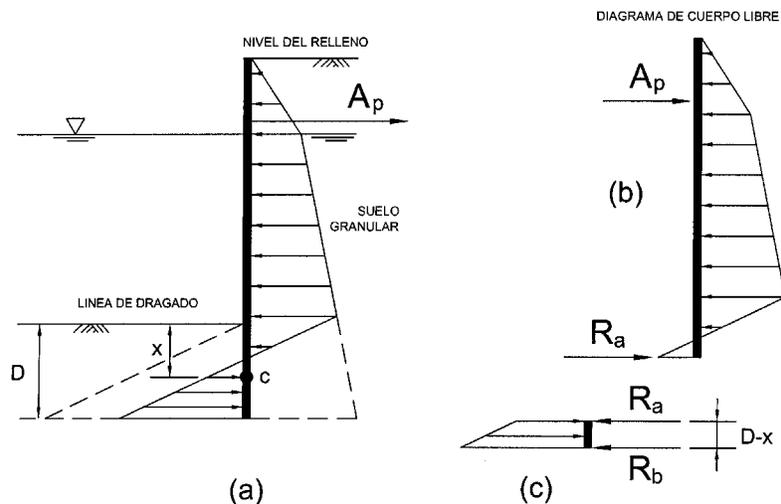


Fig. 9.31 Fuerzas que intervienen en el análisis de soporte fijo. Empujes (a) y diagrama de cuerpo libre (b)

9.5.7 Efecto del anclaje en los elementos mecánicos del muro

Para ejemplificar el efecto del anclaje se calcularon las profundidades de anclaje y momentos máximos para una tablestaca de 4 metros de altura, las propiedades del suelo son las de la figura 9.32. Los resultados se muestran en la tabla 9.3.

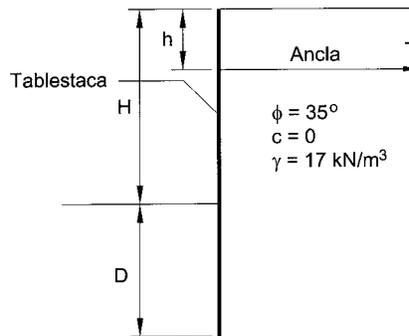


Fig. 9.32 Tablestaca anclada, material homogéneo en respaldo y cimentación

Tabla 9.3 Profundidad de hincado y momento máximo para una tablestaca anclada de 4 m

No.	Posición del ancla desde la corona (m)	Prof., de hincado calculada (d), m	Prof. de hincado incrementada (m)	Momento (+) máximo, kN m	Momento (-) máximo kN m
1	1.00	1.12	1.34	21.31	-1.75
2	1.50	1.05	1.26	15.89	-2.59
3	2.00	0.94	1.13	9.81	-6.14
4	2.50	0.74	0.89	2.85	-12.00

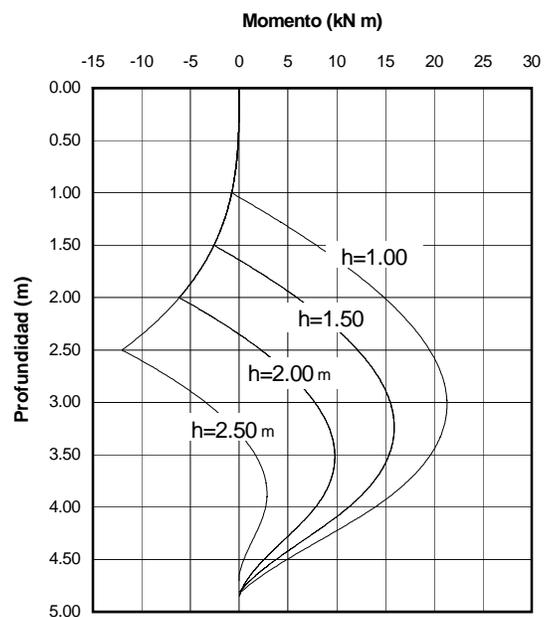


Fig. 9.33 Diagramas de momentos para diferentes posiciones del ancla

9.5.8 Rigidez del muro

En el procedimiento de análisis delineado en 9.4.5 se considera que el muro es perfectamente rígido. Los tablestacados, en realidad, ceden en algunos puntos más que en otros, dando como resultado una redistribución de la presión de ejercida por el relleno. Dicha redistribución tiene como efecto una reducción del momento flexionante máximo, tal como sucede en las estructuras hiperestáticas. Por este motivo, Rowe (1952, 1957) sugirió un procedimiento para reducir el momento máximo en tablestacas diseñadas por el método del soporte libre. Para ello introdujo el concepto de número de flexibilidad (ρ) definido por la ecuación siguiente:

$$\rho = 10.91 \times 10^{-7} \left(\frac{H_T^4}{EI} \right) \quad (9-31)$$

donde,

H_T = Altura total de la tablestaca (H+D)

E = Modulo de elasticidad del material de la tablestaca (aprox. 200 MPa si es acero)

I = Momento de inercia (m^4/m de muro)

Para determinar la reducción de momentos es necesario primero, escoger una sección de tablestaca disponible en el mercado. El fabricante proporciona su módulo de sección (Z) y momento de inercia por metro de muro. A continuación se determina ρ con la ecuación 9.31 y se calcula su logaritmo.

La capacidad de momento de la tablestaca propuesta se puede conocer aplicando la siguiente expresión.

$$M = \sigma_{adm} Z \quad (9-32)$$

donde,

M = Momento que soporta la sección seleccionada

σ_{adm} = Esfuerzo admisible

Se divide M de la ecuación (9-32) entre el momento máximo calculado (M_{max}). Con los valores de Log ρ y M/M_{max} se determina un punto en la fig. 9.34. La sección es segura si el punto cae por encima de la línea curva que corresponde a la compacidad del suelo de relleno.

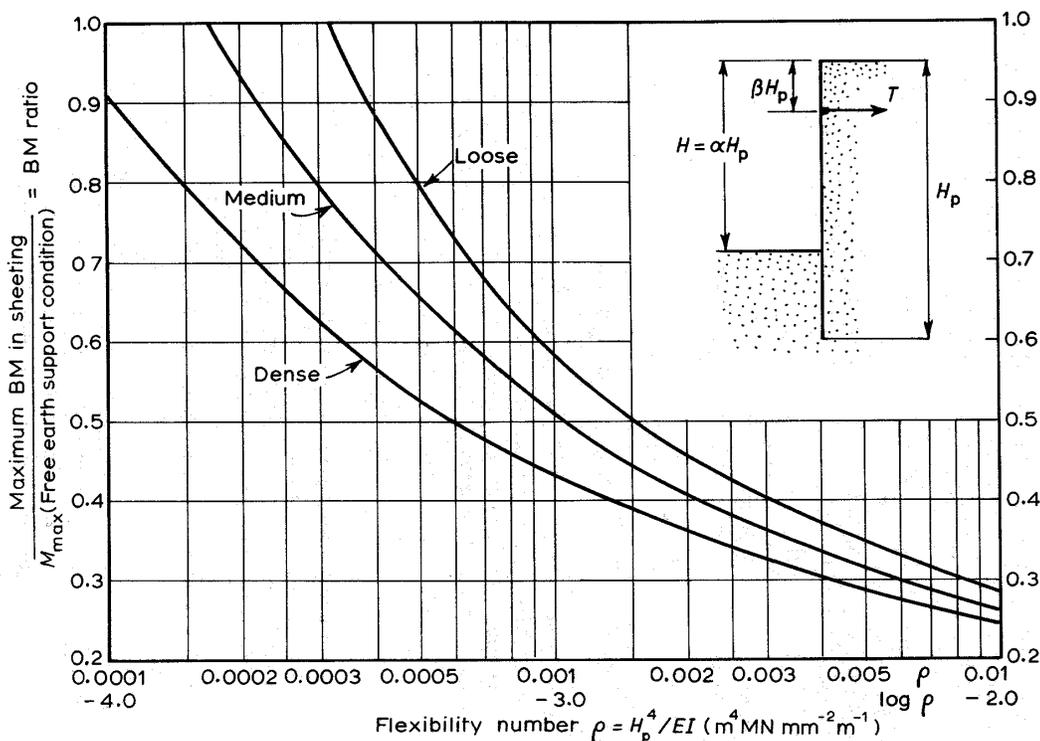


Fig. 9.34 Curvas para calcular el número de flexibilidad (Rowe, 1954)

Resumen

En el diseño tradicional de los sistemas de anclaje para estructuras de retención se aplican métodos de equilibrio límite. Estos no permiten conocer el estado de esfuerzos y deformaciones antes de la falla, pero permiten establecer una zona de falla y un factor de seguridad para el mecanismo analizado. La fuerza resistente que deben aportar el muro y las anclas puede conocerse mediante un análisis de equilibrio estático de fuerzas. La práctica moderna de diseño, emplea el "método del elemento finito" (MEF), que a diferencia de los métodos tradicionales, permite conocer el estado de esfuerzos y deformaciones antes de la falla y en cada una de las etapas constructivas. Las teorías de empuje de tierra, debidas a Rankine y Coulomb son las de mayor uso. La de Rankine no considera la fricción en el respaldo del muro, por lo que da resultados más conservadores. Los muros de retención flexibles con anclas presentan una configuración deformada muy distinta a la de los muros de gravedad. Lo anterior invalida las hipótesis de los dos métodos mencionados. La distribución de la presión en el respaldo se determina de una mejor forma aplicando diagramas de presión aparente basados en aquellos propuestos originalmente por Terzaghi y Peck. De todos los procedimientos para el diseño de tablestacas ancladas, el método del soporte libre es el más antiguo y conservador (Tschebotarioff,

1973). En este método se asume que el suelo por debajo del nivel de excavación es incapaz de ofrecer restricción al desplazamiento del muro. El comportamiento del muro se asemeja al de una viga simplemente apoyada. El método del soporte fijo a diferencia del mencionado anteriormente considera que el muro no es rígido, sino flexible y que el suelo por debajo del fondo de la excavación ejerce cierta restricción a las deformaciones de la tablestaca, con lo cual esta se asemeja a una viga empotrada.

Conclusiones

El problema fundamental en el diseño de una estructura de retención, es la determinación del empuje ejercido por el suelo, la forma del diagrama de presión y la manera en que esta se distribuye entre los elementos de anclaje.

Antes de proceder al diseño de un sistema de anclaje, deberá verificarse si el talud o corte, puede o no, sustentarse por si solo con un adecuado margen de seguridad.

La distribución de la presión en los muros flexibles anclados es muy diferente de la obtenida mediante la teoría de Rankine. Ésta se asemeja más a la forma de los diagramas de presión aparente modificados a partir de los inicialmente propuestos por Terzaghi y Peck.

El uso de anclas en muros de retención flexibles, disminuye los elementos mecánicos de éste y por tanto la sección necesaria de la tablestaca. También hay una reducción en la profundidad de hincado. El diseño más económico posible es aquel en que se tiene un buen balance entre sección del muro, profundidad de hincado y número de anclas.

10. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

10.1 Introducción

En términos generales, la construcción de un sistema de anclaje consiste en perforar un barreno en suelo o roca, con cierta inclinación. En el primer caso puede requerirse ademe, si el material no es suficientemente firme. A continuación se inserta el elemento tensor, que puede ser una barra, arreglo de cables o torones, en toda la longitud del barreno. La longitud de fijación, medida desde el fondo del barreno, es llenada con mortero u otro cementante, que se baja por gravedad o se inyecta a presión. Cuando el mortero endurece, alcanzando su resistencia de diseño, la parte del tensor embebida en este queda firmemente sujeta. En ese momento se puede fijar la cabeza del ancla a la estructura de retención (muro diafragma, tablestaca, etc.) y aplicar una fuerza de tensión. En la figura 10.1 se muestra gráficamente el proceso descrito anteriormente y en la tabla 10.1 se da un resumen del proceso.

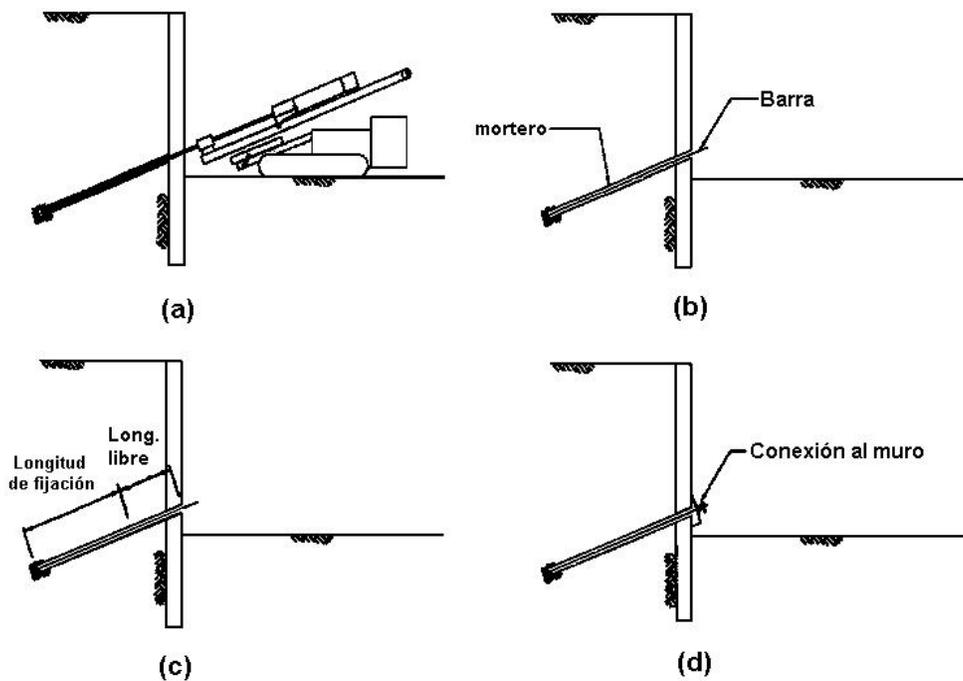


Fig. 10.1 Proceso general en la construcción de un ancla. Barrenación (a); inserción del tensor (b); inyección de la longitud de fijación (c) y conexión al elemento de retención (d) [Schnabel H. y Schnabel H. W., 2004]

Tabla 10.1 Resumen del proceso constructivo

Paso	Descripción
1	Preparación en taller de las anclas con sistema de protección doble y suministro al sitio de la obra
2	Perforación del barreno con el diámetro y longitud de diseño
3	Inserción del elemento tensor, mangueras de inyección y elementos centralizadores
4	Llenado por gravedad o a presión de la longitud de fijación con cementante
5	Ensayos de prueba y comportamiento
6	Tensado del ancla
7	Inyección del material anticorrosivo

En las estructuras de retención sujetas por placas o muertos de anclaje, el proceso constructivo es distinto. Debido a que estos anclajes, generalmente se emplean en estructuras de relleno, el barrenado no se requiere. Tampoco es necesario inyectar mortero en la zona de fijación, ya que el bulbo de anclaje es sustituido por una placa, muro o trabe de concreto. El tensor, al igual que en las anclas inyectadas, debe estar debidamente protegido contra la corrosión.

10.2 Tipos de anclaje

El método constructivo tiene una influencia significativa en la capacidad final del ancla. Muchas de las empresas especializadas en la construcción de anclas, dominan un método en particular y así obtienen los mejores resultados. Atendiendo la forma como se forma el bulbo de anclaje, las anclas se clasifican en tres grupos (fig. 10.2), que son:

1. Flecha recta sin presión de inyección (tipo 1)
2. Flecha recta con presión de inyección (tipo 2)
3. Bulbo acampanado (tipo 3)

10.2.1 Anclas de flecha recta sin presión de inyección (tipo 1)

Este tipo de ancla es más efectivo en roca, debido a la alta adherencia entre ésta y el mortero. Rara vez se emplean en suelo debido a la baja capacidad que pueden desarrollar. La construcción inicia perforando un barreno con equipo convencional. Durante la perforación, el barreno se limpia con aire a presión, que entra por enmedio del acero de barrenación y retorna por el espacio anular alrededor de éste, arrastrando consigo los residuos. Cuando el barreno alcanza la profundidad proyectada, nuevamente se limpia. A continuación, se retira el acero de barrenación y se introduce el tendón. Posteriormente el fondo del barreno es inyectado por

medio de una manguera, con mortero cemento-agua u otro cementante. Alternativamente, si el espacio lo permite, puede emplearse un tubo para llenar el fondo, antes de introducir el tendón.

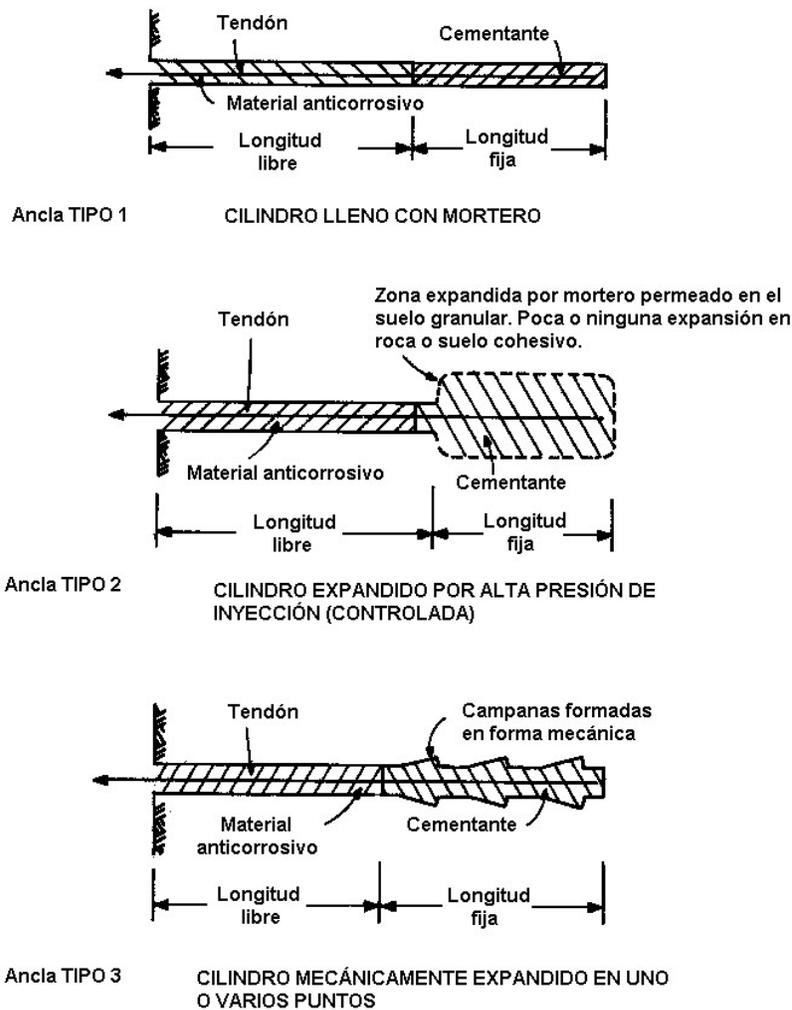


Fig. 10.2 Principales tipos de anclas (Hanna, 1982)

10.2.2 Anclas de flecha recta inyectadas a presión (tipo 2)

Karl Bauer, en Alemania, construyó las primeras anclas en grava, inyectando el mortero con alta presión en un barreno de 150mm, con el fin de obtener una mayor capacidad. Actualmente, el procedimiento consiste en hincar un tubo en el terreno (camisa) o hacer una perforación de 76mm (3"). En caso de emplear tubería, ésta deberá estar roscada en ambos extremos. En el lado de ataque, se agrega una pieza de inicio y en la parte libre se van agregando más tramos conforme se profundiza. Cuando se ha hincado la longitud necesaria, se inserta el tendón. Por medio de gatos hidráulicos se extrae la camisa, a la vez que se inyecta mortero cemento-agua,

con una presión de entre 700 y 4500 kPa, en la zona del bulbo. El resultado es un ancla de pequeño diámetro, pero con alta capacidad.

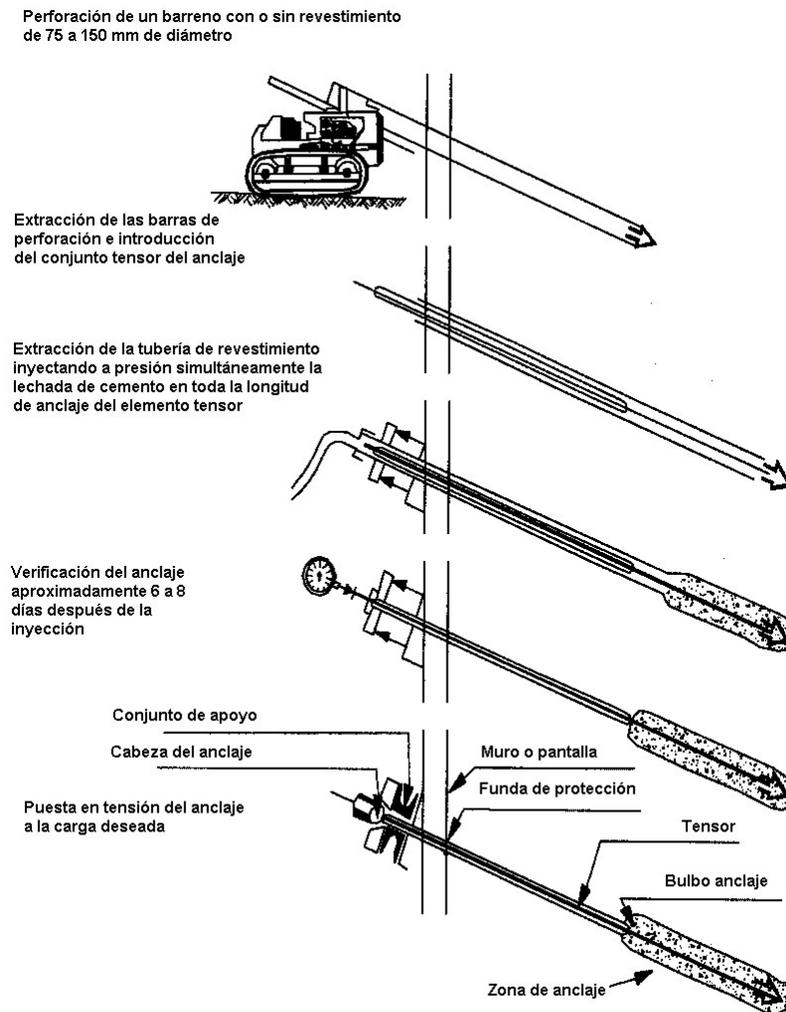


Fig. 10.3 Etapas en la construcción de una ancla tipo Bauer

La magnitud de la presión de inyección, depende del tipo de material. Por ello, este tipo de anclas suele clasificarse como de baja, media y alta presión. Las de baja presión se instalan en rocas o materiales arenosos o con grava, con una presión que suele no exceder de 1000 kPa (10 kgf/cm²). Las de alta presión se emplean en rocas, gravas o arenas compactas con una presión que excede los 1000 KPa. Las anclas desarrolladas por Bauer funcionan en forma más efectiva en arenas, gravas y otros materiales donde se pueden inducir altos esfuerzos radiales permanentes, dejando una presión residual en el suelo (Littlejohn, 1979). La figura 10.3 muestra las distintas etapas en la construcción de un ancla de flecha recta inyectada a presión.

10.2.3 Anclas de bulbo acampanado (tipo 3)

Para construir un ancla de este tipo se requiere un dispositivo especial para la formación de las campanas. Al principio, se forma un barreno de sección cilíndrica con una barrena helicoidal continua, en suelos arcillosos (si se requiere soporte se coloca un encamisado). Usualmente se construyen entre 2 y 8 campanas. Después de que éstas se han formado, se inserta el tendón y se vacía el mortero sin aplicar presión.

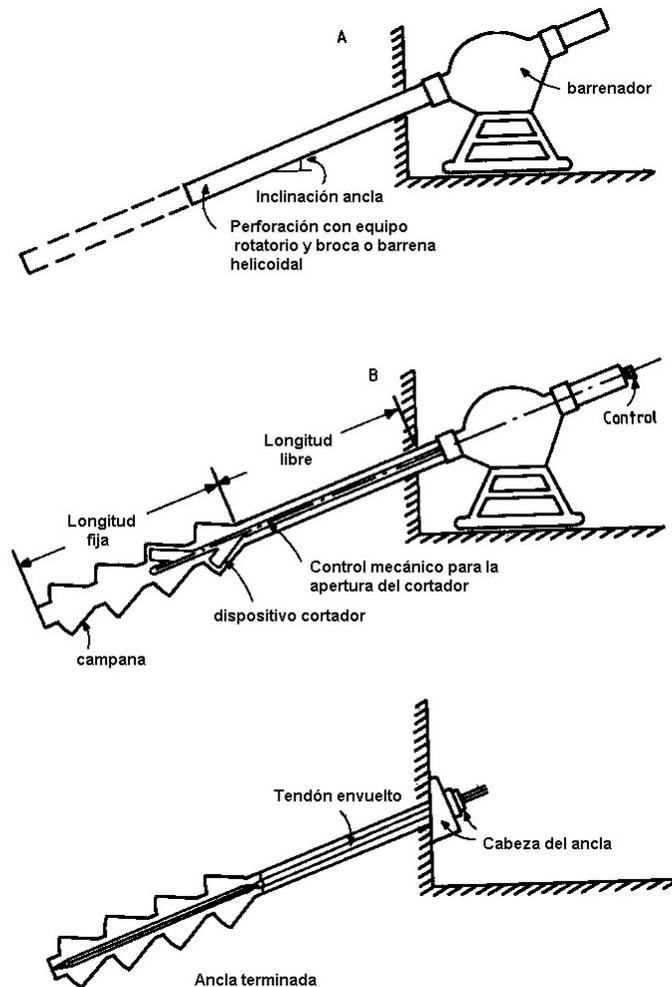


Fig. 10.4 Etapas en la construcción de un ancla con bulbo acampanado (Hanna, 1982)

La aplicación de este tipo de anclas requiere un elevado grado de especialización y una buena supervisión, debido a las dificultades constructivas. La figura 10.4 muestra la secuencia de construcción.

10.3 Detalles del proceso constructivo

10.3.1 Perforación del barreno

La selección del equipo y método, empleados en la barrenación, debe hacerse tomando en cuenta efectos tales como: ruido, vibraciones, alineación y posibles daños a las construcciones vecinas. El proceso de barrenado no debe modificar las características del suelo y debe llevarse un registro de los tipos de suelo y roca encontrados. El método constructivo del barreno depende principalmente de los siguientes factores (Hanna, 1982).

1. Tipo de terreno
2. Dimensiones del barreno, inclinación y forma del bulbo
3. Método de barrenación y lavado
4. Accesibilidad y equipo disponible
5. Tolerancia en las dimensiones del barreno

El terreno donde se hace el barreno suele clasificarse simplemente, como suelo o roca. Cuando se trata de roca hay tres métodos posibles: percusivo, rotatorio y rotatorio-percusivo. En el caso de suelo, se puede emplear un barreno helicoidal. La técnica empleado está en función de la presencia de agua. Si no la hay, puede o no emplearse ademe. Cuando no se emplea, las paredes se sostienen empleando un fluido de barrenación. Cuando hay presión de agua, se debe tomar alguna medida de control, emplear fluidos pesados de barrenación o efectuar una preinyección.

La limpieza del interior del barreno es una práctica que no debe omitirse en ningún caso, sobre todo cuando la perforación ha estado abierta por largo tiempo. Esta se efectúa por medio de agua, aire a presión o lodo bentonítico. A continuación se describen brevemente los tres métodos de limpieza mencionados.

Agua.- Al lavar con agua el interior del barreno se logra una mejor adhesión del mortero con las paredes. Sin embargo, cuando la perforación se hace en suelo, se tiene como efecto indeseable el ablandamiento de las paredes. Por tal motivo, la cantidad de agua usada debe ser la mínima necesaria.

Aire a presión.- Es el método de limpieza que normalmente se emplea en las perforadoras rotatorio-percusivas. No obstante, debe evitarse en espacios cerrados por la generación de polvo, que al saturar el medio ambiente, se vuelve riesgoso para los trabajadores.

Lodo bentonítico.- La suspensión de agua y bentonita que conforma el lodo, suele introducirse en la perforación por medio de las barras de perforación. Al salir el lodo a la superficie arrastra consigo las partículas sueltas.

10.3.2 Inserción del tendón

Antes de insertar el tendón, éste debe ser inspeccionado totalmente para verificar que no existan daños. La inserción es una operación sencilla, pero que debe efectuarse en forma lenta y continua. El uso de anclas de gran capacidad puede requerir el uso de equipo para levantarlas, debido a su peso.

10.3.3 Inyección del barreno

El material comúnmente empleado en la inyección del barreno es una lechada de cemento (sin agregados) [ASTM C150]. En perforaciones de gran diámetro puede emplearse mortero cemento-arena. La relación agua/cemento se mantiene tan baja como sea posible, pero suele estar entre 0.40 y 0.50 en peso. El empleo de aditivos debe evitarse en la medida de lo posible, a excepción de aquellos que brindan fluidez y que se ocupan normalmente.

La principal función del mortero o lechada, es sujetar al tendón en el interior del suelo a lo largo de la longitud de fijación. Una segunda función, no menos importante es proteger al acero contra la corrosión. Por su naturaleza fluida, el mortero tiende a migrar hacia los vacíos del suelo sellándolos.

Para cumplir en forma satisfactoria con su función, la lechada debe ser bombeable y los elementos que la conforman no deben contener agentes corrosivos. En general la lechada debe estar basada en un diseño de laboratorio y su calidad debe ser controlada atendiendo los siguientes aspectos (Ovando y Holguín, 2002):

1. Proporcionamiento
2. Fluidez
3. Sangrado

4. Resistencia a distintas edades

La inyección puede realizarse antes o después de insertar el tendón. De acuerdo con las recomendaciones del PTI (1996), el equipo de inyección debe permitir que ésta sea continua y que pueda completarse cada ancla en menos de una hora. El equipo de bombeo debe incluir un medidor de presión.

10.3.4 Sujeción

Muchas de las fallas en anclajes se deben a una sujeción inadecuada en la cabeza. Por ello el método y materiales empleados deben resolverse desde la fase de diseño. La figura 10.5 muestra distintos arreglos para sujetar la cabeza del ancla a la estructura de retención. Los elementos que conforman el mecanismo de sujeción deberán diseñarse estructuralmente.

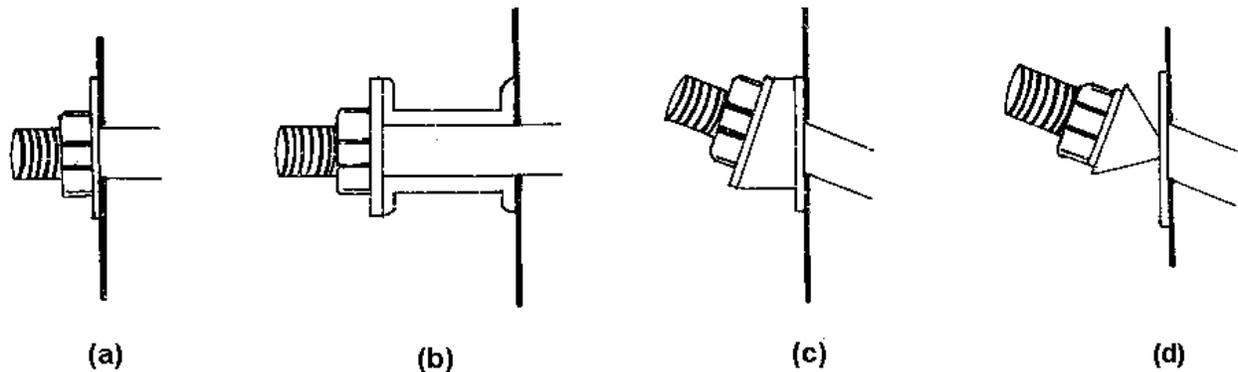


Fig. 10.5 Sistemas de sujeción. Anclaje horizontal sobre placa(a); horizontal apoyado en armadura (canales); inclinado (c) y con posibilidad de giro (d)

10.3.5 Tensado del ancla

Las anclas se tensan con el fin de aplicar la carga externa necesaria para restringir los movimientos del terreno. Durante el tensado, se mide la elongación para cada incremento de carga, con el fin de conocer el comportamiento esfuerzo-deformación. Con esta información es posible confirmar la competencia del ancla para soportar su carga de trabajo con un determinado factor de seguridad. El método comúnmente empleado para tensar el ancla, es por medio de un gato hidráulico hueco, accionado por una bomba manual, la cual está equipada con un manómetro de presión (fig.10.6). Cuando el tensor esta conformado por varios cables, es conveniente que el dispositivo de tensado sea capaz de jalarlos todos al mismo tiempo (fig. 10.7). Cualquier equipo empleado debe estar previamente calibrado.

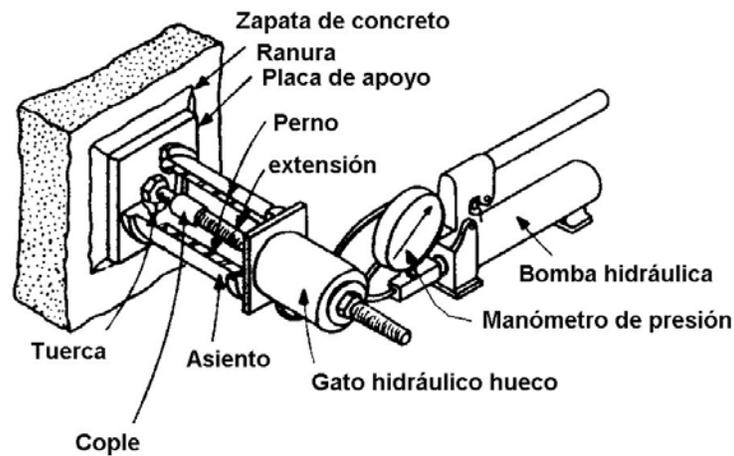


Fig. 10.6 Tensado del ancla por medio de un gato hidráulico (Hanna, 1982)



Fig. 10.7 Tensado de varios torones al mismo tiempo con el uso sincronizados de siete gatos hidráulicos

10.4 Pruebas en el ancla instalada

Las incertidumbres que envuelven el cálculo de la capacidad de un ancla mediante fórmulas matemáticas, hacen necesario efectuar pruebas de carga en el campo, como una forma de comprobar el diseño preliminar. Las pruebas de carga deben realizarse después de que ha fraguado el mortero (3 a 7 días, dependiendo del tipo de cemento empleado). El límite de fluencia del acero no debe ser rebasado, por lo cual, la carga se limita a un 75 a 80% del valor indicado por el fabricante. Hay tres pruebas que se emplean en forma rutinaria:

1. Prueba de carga
2. Prueba de desempeño
3. Prueba de deformación en el tiempo (creep)

Las tres pruebas anteriores generalmente se llevan a cabo, acatando las recomendaciones del PTI (2004). Más adelante se definen dichas pruebas.

10.4.1 Equipo

Para aplicar la tensión al tendón se emplea un gato hidráulico aparejado con una bomba. Frente a la cabeza del gato se coloca una placa perforada con tuerca que tiene la función de sujetar el tendón y servir como anclaje durante el tensado. La práctica común es ordenar el tendón con la longitud de diseño y usar un segmento de barra con cople para extender el tendón hasta la cabeza. La carga aplicada se mide por medio del manómetro de presión adaptado a la bomba.

Previamente, gato, bomba y manómetro se calibran con una máquina universal por parte de una empresa acreditada. La figura 10.8 muestra una gráfica de calibración (carga vs presión). Los resultados obtenidos se entregan en una hoja membretada con sello y firma de la dependencia.

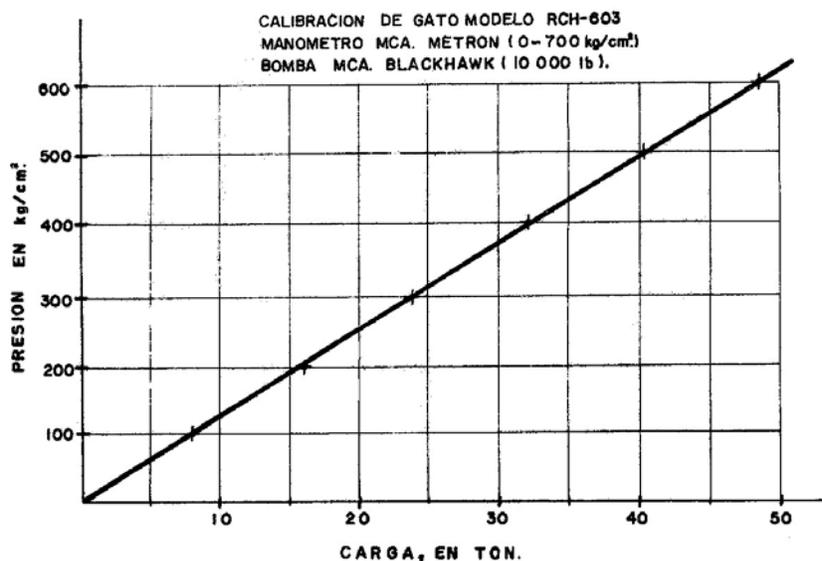


Fig. 10.8 Gráfica de calibración del gato y bomba

Cuando se trata de aplicar tensión a las anclas para roca (rockbolts) es común el empleo de una llave de torque (fig. 10.9a). En el caso de anclas para suelo es más común el uso de gato

hidráulico (fig. 10.9b). La elongación del tendón durante la prueba se mide con un micrómetro, montado en una estructura fija, independiente de la estructura sostenida por el ancla. En el caso de las anclas de barra se coloca una silla que descansa sobre la placa de soporte. Esta silla permite hacer la prueba con la tuerca ya en su sitio y acceder a ésta para la transferencia de carga.

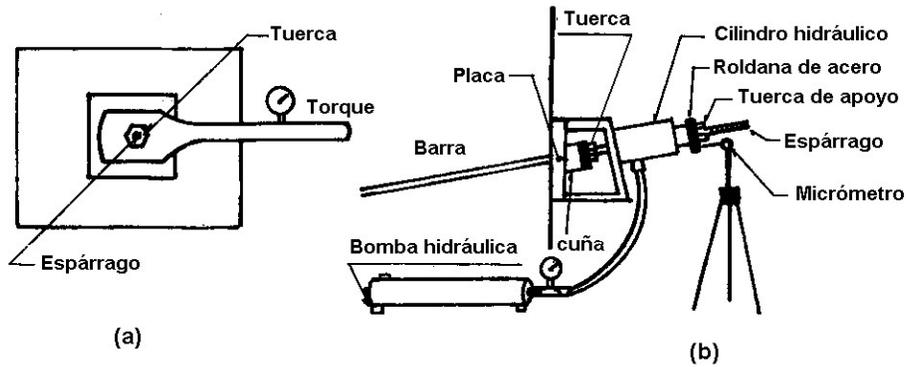


Fig. 10.9 Aplicación de tensión. Torquímetro (a) y gato hidráulico (b)

La figura 10.10 muestra el equipo empleado en el caso de barras y la 10.12 el usado cuando se trata de torones. Es recomendable el uso de celdas de carga para medir el tensado del ancla.

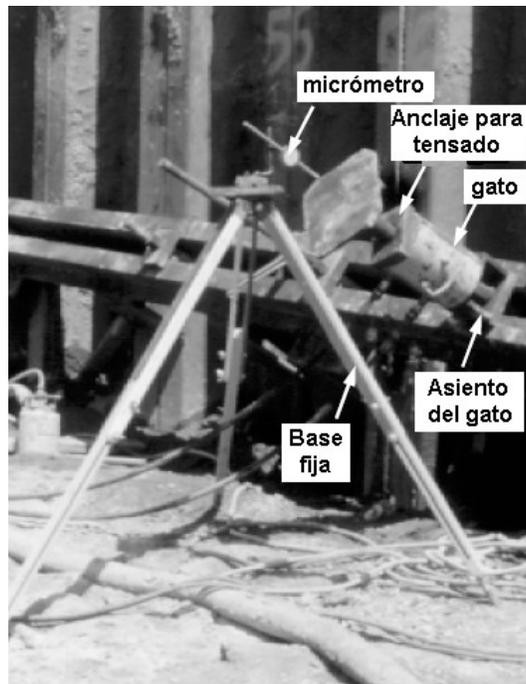


Fig. 10.10 Equipo empleado en el ensayo de anclaje con barra

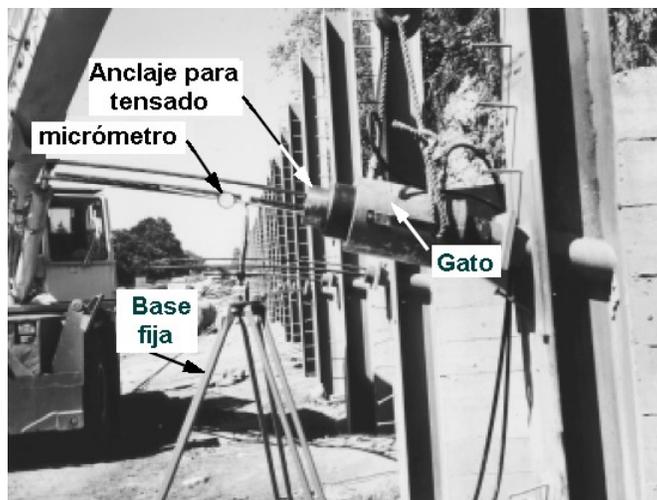


Fig. 10.11 Equipo empleado en el ensayo de un anclaje de torones

10.4.2 Prueba de carga

Consiste en aplicar una carga creciente para verificar que la carga de diseño puede ser soportada en forma segura y que la longitud libre es la especificada. La carga aplicada alcanza de 1.25 a 1.33 veces la carga de diseño. Esta prueba es de un solo ciclo, dando como resultado una curva carga–desplazamiento (fig. 10.12).

Antes de iniciar la prueba propiamente dicha, se acostumbra aplicar una carga de alineación (2.00 toneladas normalmente), pero que no debe exceder 10% de la carga de diseño. La aplicación de esta precarga, es más significativa cuando en vez de barras se emplean cables o torones, que al inicio pueden estar enredados, dando una idea errónea de la deformación. Posteriormente se aplica 25, 50, 75, 100 y 120% de la carga de diseño con el gato hidráulico, tomando la lectura del micrómetro en cada incremento.

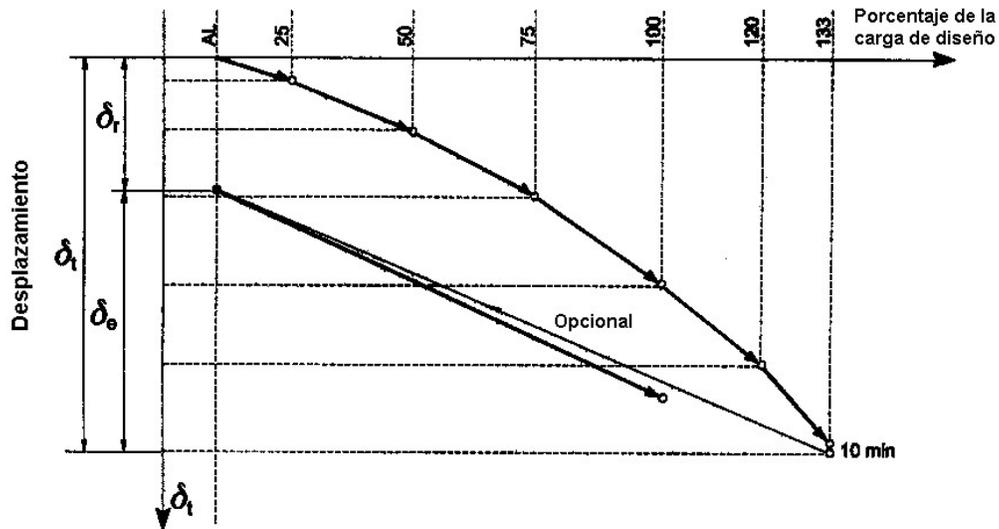


Fig. 10.12 Curva de carga – desplazamiento en una prueba de carga (PTI, 1996)

La gráfica anterior se representa un solo ciclo de carga. El último incremento se mantiene 10 minutos. La línea de descarga es opcional, pero si se realiza, debe llevarse a la carga de alineación (AL). En el eje de las ordenadas se muestra el valor de las deformaciones residual δ_r , elástica δ_e y total δ_t .

10.4.3 Prueba de desempeño

Con esta prueba, además de comprobar la capacidad y la longitud libre, se verifica que la deformación residual está dentro de los límites tolerables. Después de aplicar la carga de alineación se aplica un incremento de carga igual al 25% de la carga de diseño. Al estabilizarse la aguja del micrómetro se toma la lectura correspondiente y se remueve la carga aplicada, volviendo a la carga AL. En el siguiente ciclo se llega al 100% de la carga de diseño. En el quinto incremento se llega al 120% de la carga de diseño. En el último ciclo se llega al 133% de la carga de diseño y se mantiene durante 10 minutos, tomando lecturas cada minuto. Si la elongación en ese lapso excede el valor máximo especificado por creep, entonces la prueba se extiende 50 minutos más y se toman lecturas a cada 10. El resultado de una prueba de este tipo, es una gráfica como la de la figura 10.13.

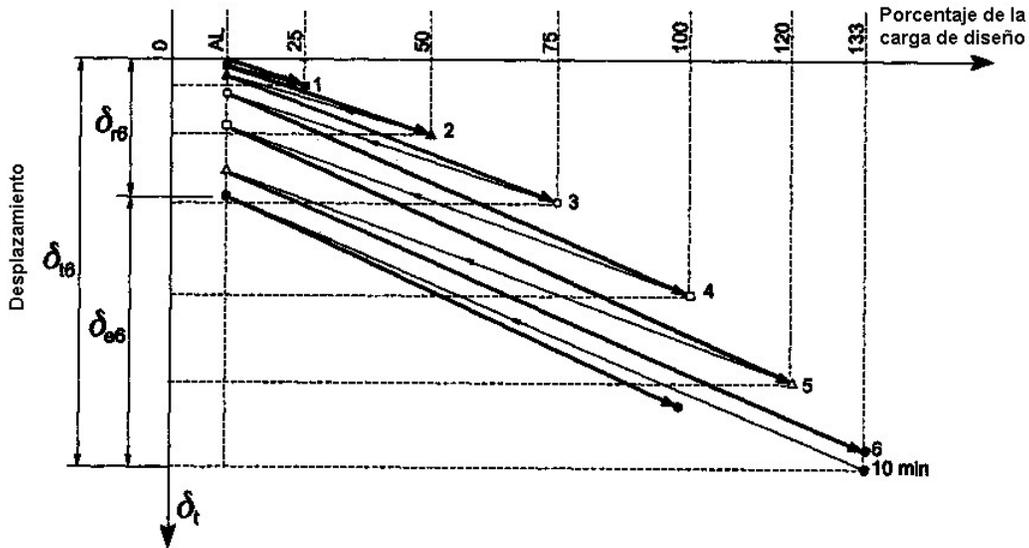


Fig. 10.13 Gráfica de una prueba de desempeño (PTI, 1996)

En la gráfica anterior se observan seis ciclos de carga y descarga. En el ciclo 6 se mantuvo la carga 10 minutos y las deformaciones residual δ_{r6} , elástica δ_{e6} y total δ_{t6} son las correspondientes a dicho punto. Además de la gráfica anterior, puede hacerse otra (fig. 10.14), llevando un registro de las deformaciones residuales, que distingue las elásticas y las plásticas.

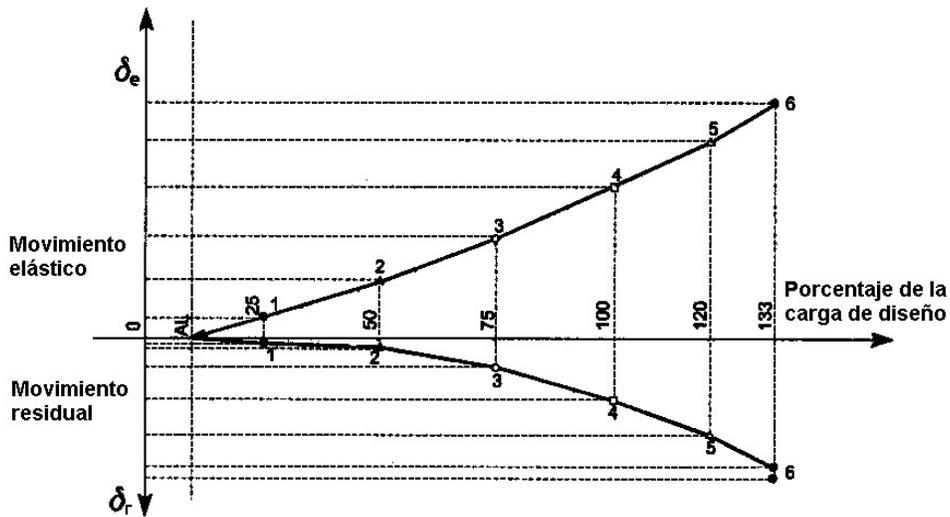


Fig. 10.14 Gráfica de movimientos elástico y residual, prueba de desempeño (PTI, 1996)

Las figuras 10.16 y 10.17 (Conrado, 1995), muestran los comportamientos de dos anclas instaladas en la zona I (Santa Fé) del Valle de México (en ninguno de los dos casos se tomaron

lecturas durante la descarga, por lo cual las dos curvas de cada gráfica inician en el origen). En la segunda figura, el tramo donde la curva se aproxima a la horizontal, indica que el ancla fué llevada a la falla.

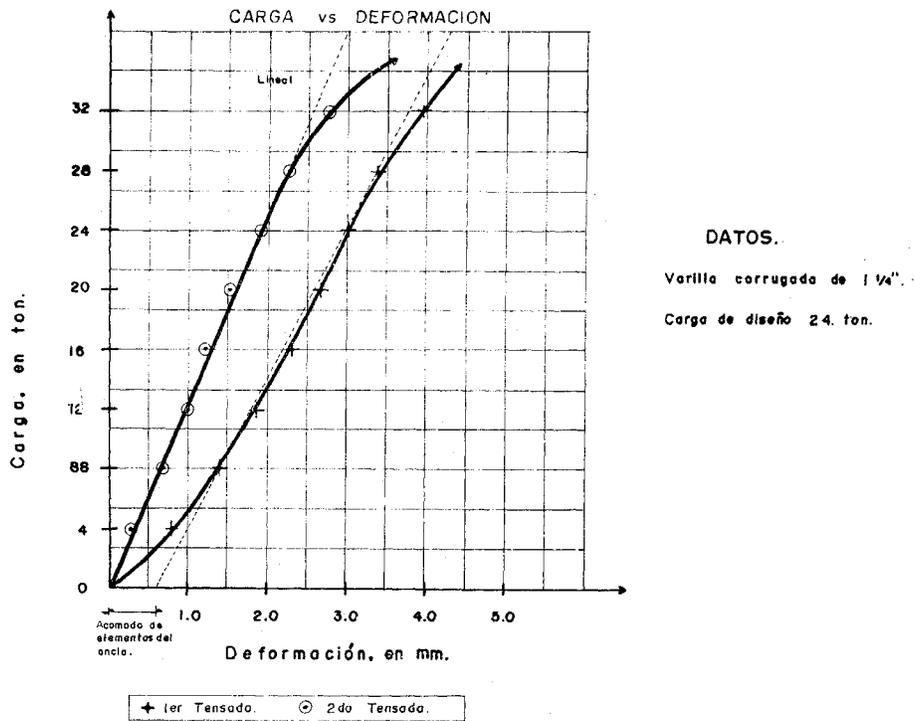


Fig. 10.15 Prueba de carga 1

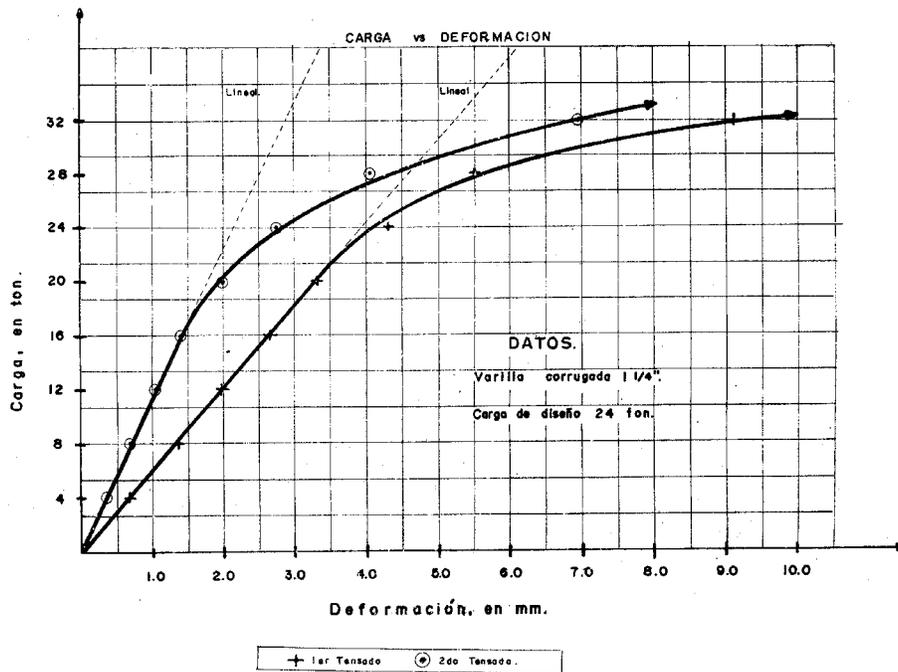


Fig. 10.16 Prueba de carga 2

10.5 Control durante la construcción

Una buena práctica de construcción exige un estricto control de los materiales, ensamblado, introducción del ancla en el barreno, inyectado y tensado. Se recomienda verificar los puntos que se muestran en la tabla siguiente (Caltrans, 1997).

Tabla 10.2 Aspectos a controlar durante la construcción

No.	Descripción
1	El fabricante debe proporcionar certificados de la fundidora para los tendones de acero a) Verificar daños en el acero b) Asegurar que el tubo de plástico que cubre la longitud libre esté completamente lleno con grasa c) Sellar en forma segura el fondo de la longitud libre d) Comparar la dimensión de la longitud libre y compararla con la de diseño
2	Las anclas con doble protección anticorrosiva deben prepararse completamente antes de entregarse en el sitio de la obra. Las anclas de barra se instalan en toda su longitud dentro del barreno. Registrar las dimensiones reales de las longitudes libres y de fijación, para cada ancla.
3	Los tendones deben contar con centradores. Estos son absolutamente necesarios para mantener el tendón en una posición alejada de las paredes, donde un recubrimiento escaso puede ser fuente de futura corrosión y pérdida de capacidad del ancla.
4	La tubería de inyección frecuentemente es atada al tendón antes de insertarlo. Esto asegura que no haya vacíos en el cementante.
5	Durante el ensayo – Asegurar que el tendón se encuentra en posición concéntrica con respecto al gato hidráulico y la celda de carga antes de iniciar. Un alineamiento deficiente del aparato de prueba provocará una carga excéntrica en la celda, dando resultados erróneos. Las deflexiones de la cabeza deben medirse con un manómetro de aguja.

10.6 Seguridad

El momento de mayor riesgo en la construcción de un ancla, es durante el tensado. Para evitar lesiones a los trabajadores producto de la ruptura del tendón o la falla del bulbo, es conveniente colocar barreras de protección y evitar el paso de personal entre éstas y la cabeza del ancla. También es conveniente la colocación de señalizaciones indicando que se está llevando a cabo el tensado de las anclas. En general, los mayores riesgos surgen de los siguientes aspectos (Hanna, 1982):

1. Almacenamiento impropio de los materiales que conduzca a la corrosión
2. Método constructivo incorrecto, como lo es una operación de barrenado que altere excesivamente el suelo

3. Falta de espacio para acomodar el equipo necesario

4. Personal no entrenado

10.7 Monitoreo

Es conveniente llevar a cabo monitoreos a corto y largo plazo de las estructuras ancladas. Este consiste en hacer una inspección visual de la estructura y pruebas de carga al azar en las anclas, con el fin de verificar que no han perdido su tensión.

Resumen

La construcción de un ancla consiste en términos generales en: perforar un barreno con o sin ademe, insertar el elemento tensor e inyectar el cementante. De acuerdo con el método empleado para formar el bulbo de anclaje, las anclas se clasifican como de flecha recta sin presión de inyección, flecha recta con presión de inyección y bulbo acampanado. El terreno donde se hace el barreno se clasifica simplemente, como suelo o roca. Cuando se trata de roca hay tres métodos de perforación: percusivo, rotatorio y rotatorio-percusivo. En el caso de suelo se emplea un barreno helicoidal hueco. La inserción del tendón es una operación sencilla, pero que debe efectuarse en forma lenta y continua. La inyección del barreno se hace con lechada de cemento, pero en perforaciones de gran diámetro puede usarse mortero cemento-arena. La principal función de ésta, es sujetar al tendón en el interior del suelo a lo largo de la longitud de fijación. Las anclas se tensan con el fin de aplicar la carga necesaria para impedir los movimientos de la estructura. Durante la operación de tensado se mide la elongación con cada incremento de carga para conocer el comportamiento esfuerzo-deformación. Con esto es posible confirmar la competencia del ancla para soportar la carga de trabajo con cierto factor de seguridad. El tensado comúnmente se hace por medio de un gato hidráulico hueco, accionado por una bomba hidráulica manual, equipada con un manómetro de presión. Una buena práctica constructiva exige un estricto control de los materiales, ensamblado, introducción del ancla en el barreno, inyectado y tensado. El momento de mayor riesgo en la construcción de un ancla es el tensado. Para evitar lesiones a los trabajadores es conveniente erigir barreras de protección y colocar señalizaciones, indicando que se está llevando a cabo el tensado de las anclas. Es conveniente llevar a cabo monitoreos a corto y largo plazo de las estructuras ancladas, de acuerdo con su importancia. En el corto plazo éste consiste en una inspección visual y en el largo plazo, implica el empleo de equipo más sofisticado como son micrómetros, inclinómetros o placas de asentamiento.

Conclusiones

La capacidad de un ancla instalada es función del método constructivo; principalmente de la presión de inyección empleada.

La inserción del tendón únicamente debe hacerse previa inspección del elemento tensor y verificación de la limpieza del barreno.

Las anclas se tensan fundamentalmente, para evitar el movimiento del suelo o cuando menos llevarlo a un nivel aceptable.

La capacidad calculada por medio de fórmulas debe comprobarse mediante una prueba de carga en campo con equipo previamente calibrado.

11. APLICACIONES

En este capítulo se ejemplifica el diseño de los sistemas de anclaje, por medio de dos casos: falla de una excavación estabilizada con anclas (caso historia) y tablestaca anclada en suelo granular. Prácticamente, todos los conceptos estudiados en los capítulos anteriores encuentran aplicación en éste. El diseño tiene un enfoque tradicional y se complementa con un análisis por el método del elemento finito, que permite modelar el comportamiento de las estructuras ancladas.

11.1 Ejemplo 1: Análisis de la falla de una excavación estabilizada con anclas

11.1.1 Antecedentes

Para cumplir con la normatividad en cuanto al número de cajones de estacionamiento, en todos los nuevos edificios en la ciudad de México, es necesario construir uno o varios niveles por debajo del nivel de banqueta. Lo cual implica llevar a cabo una excavación con paredes verticales, cuando hay restricciones de espacio y/o construcciones vecinas. Lo anterior entraña cierto riesgo para las edificaciones vecinas, si éstas no toleran grandes movimientos del terreno, sin sufrir daños de tipo arquitectónico o estructural. El empleo de anclas constituye una solución efectiva, para mantener la estabilidad de las paredes y reducir en gran medida el movimiento lateral, debido al alivio de esfuerzos. Su desempeño, incluso es más efectivo que el apuntalamiento tradicional (Schnabel H. y Schanel H. W., 2004).

11.1.2 Descripción del problema

En este ejemplo, se presenta el caso de una excavación, hecha con el fin de alojar el sótano y la cimentación de un edificio de diez niveles ubicado en la zona de transición del Valle de México. La excavación se efectuó dejando las paredes de la excavación verticales, debido a la existencia de construcciones vecinas. Las paredes se estabilizaron empleando varillas de acero como anclas, atornilladas a una placa de asiento, la cual a su vez se apoyó en una capa de concreto lanzado reforzada con malla electrosoldada. Esta cumple –aunque parcialmente- la función de un muro diafragma. Las dimensiones en planta y elevación son las de la fig. 11.1. Poco antes de concluir con la instalación de las anclas, se produjeron sendos deslizamientos en las paredes oriente y poniente, con poco tiempo de diferencia.

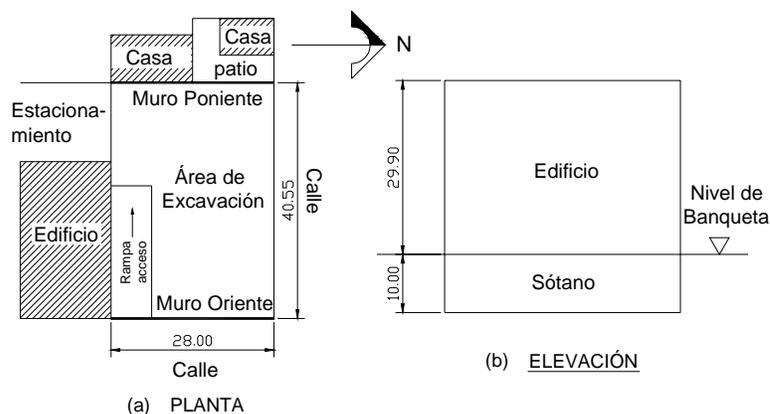


Fig. 11.1 Dimensiones del edificio. Planta (a) y Elevación (b)

11.1.3 Estudio de mecánica de suelos

De acuerdo con el Reglamento para las construcciones del Distrito Federal (RCDF, 2004) y sus Normas Técnicas Complementarias (NTC) [capítulo cimentaciones], el Valle de México se divide en tres zonas: Lomas (I), Lago (II) y Transición (III). El edificio, como ya se dijo, queda localizado en la zona de transición. Aquí los depósitos profundos se encuentran a 20.00 metros de profundidad o menos, y el perfil, en forma general, está constituido por una serie de estratos predominantemente arenosos y limo arenosos intercalados por capas de arcilla lacustre que van de algunas decenas de centímetros a unos pocos metros. A partir de los sondeos se definió el perfil estratigráfico siguiente.

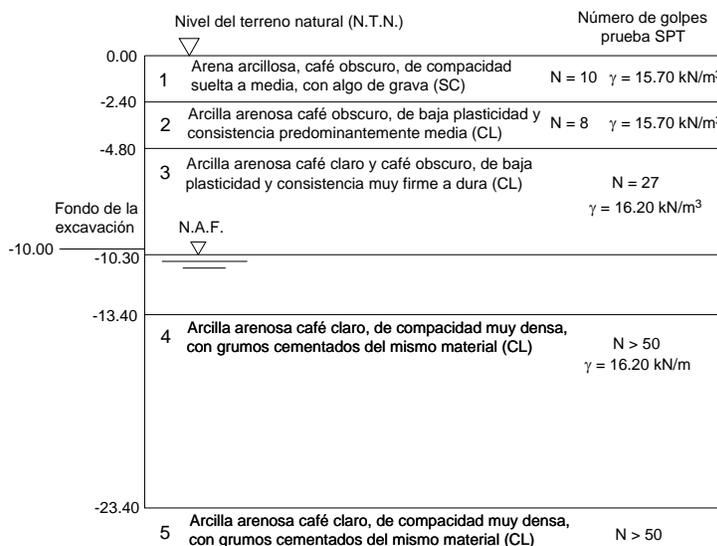


Fig. 11.2 Perfil estratigráfico empleado en el análisis y diseño

11.1.4 Sistema de anclaje empleado

Consistió en dos niveles de anclas, inclinadas 30° con la horizontal (fig. 11.3), separadas 2.00 m en el sentido horizontal y 3.00 m en el vertical, a tresbolillo (fig. 11.4). La primera línea de anclaje se instaló a 1.50 m de la superficie y la segunda a 4.50 m. Como elemento tensor se usó varilla de acero de 25.4 mm de diámetro con $F_y = 412$ MPa, roscada en un extremo y atornillada a una placa cuadrada de acero de 40 mm de lado y 12.7 mm de espesor. La placa se apoyó contra un muro de concreto lanzado de 80 mm de espesor, reforzado con malla electrosoldada. El tendón y el bulbo se acomodaron dentro de un barreno de 115 mm de diámetro y 12.00 m de longitud. Según se informó, las anclas se tensaron a 147.15 kN.

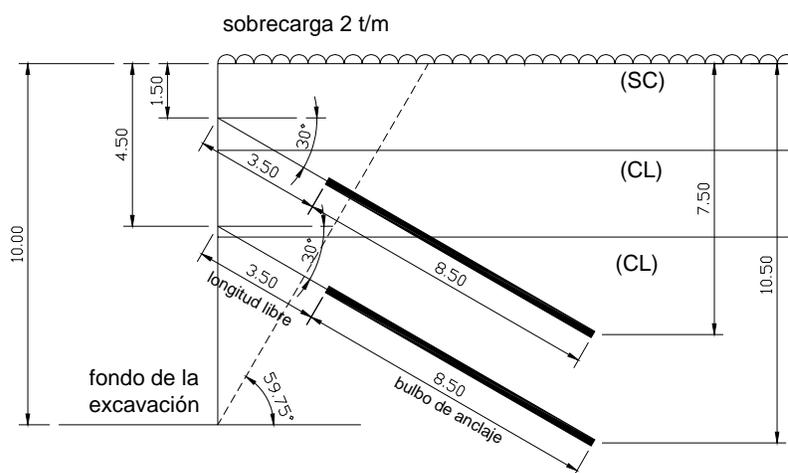


Fig. 11.3 Sección del sistema de anclaje. También se muestra la superficie potencial de falla aproximada (línea punteada), inclinada $45^\circ + \phi/2$ con respecto a la horizontal.

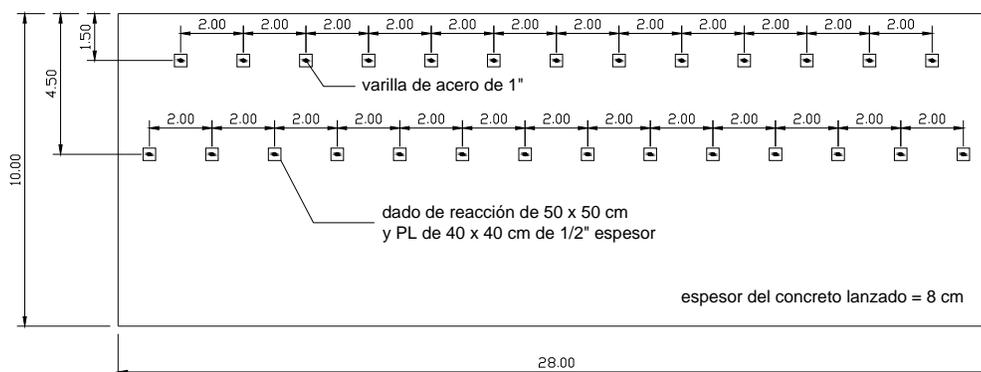


Fig. 11.4 Vista frontal del sistema de anclaje empleado

11.1.5 Descripción de la falla

En las paredes oriente y poniente, se produjeron sendos deslizamientos, con salida contenida al pie; la acumulación de material suelto no permitió observar nítidamente la salida de la superficie de falla. Para evitar mayor movimiento del terreno, se acumuló material frente a la pared, formando una berma provisional (fig. 11.5).

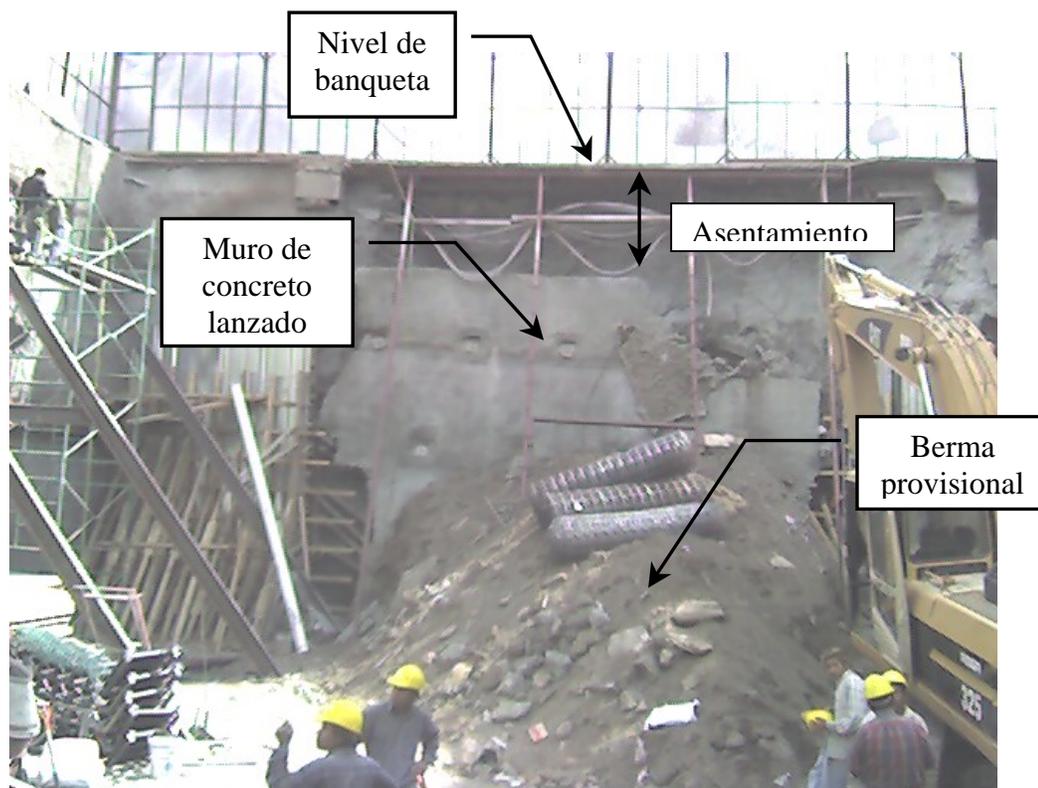


Fig. 11.5 Falla de la pared Oriente

En la visita al sitio se observó que muchas de las anclas se habían identado en el muro de concreto, producto de una alta concentración de esfuerzos en el contacto placa-muro-suelo, lo cual es indicativo de una falla por capacidad de carga en la reacción de las anclas. Por ello, muy probablemente, las anclas perdieron su tensión. Algunas de ellas se conservaron en su sitio, desgarrando el muro en su atraque y otras se movieron junto con el suelo y el muro.

La falla de la pared Poniente fué motivo de mayor preocupación, debido a la existencia de dos casas en la parte superior. Por fortuna, el mayor volumen de tierra movilizado ocurrió en el área desocupada que constituye el patio de una de las casas. La casa restante quedó en una situación de alto riesgo, al perder el soporte en una de sus esquinas. Sorprendentemente, la estructura de mampostería no mostró daños (fig. 11.6).

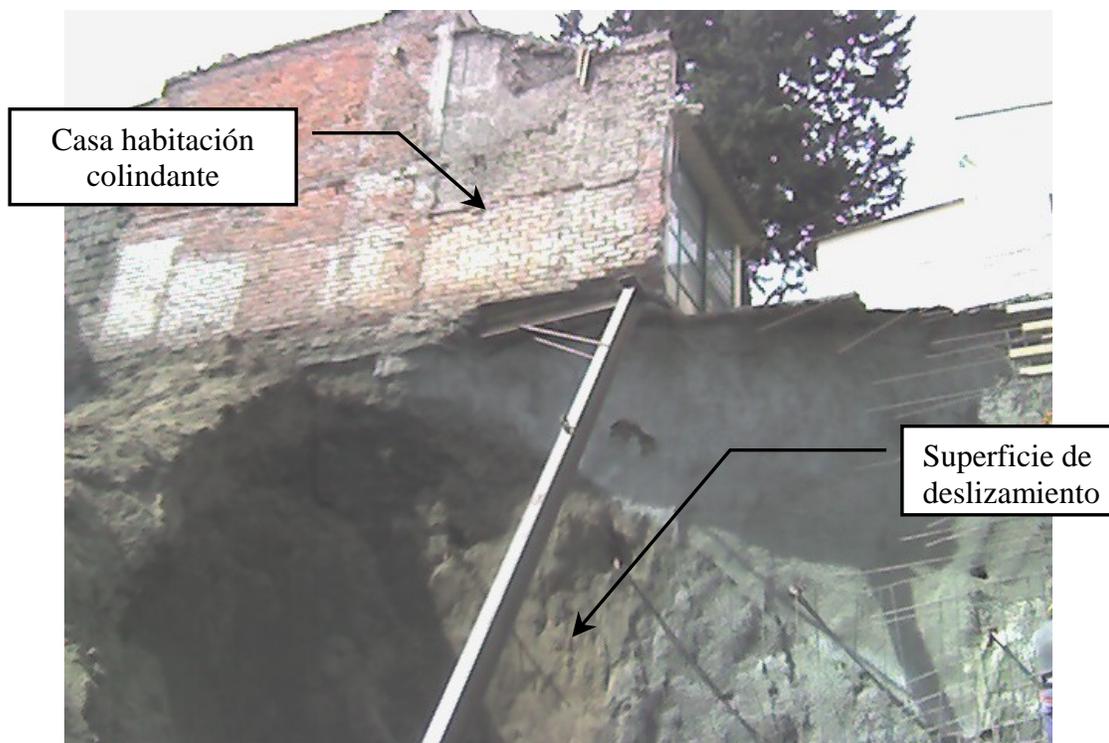


Fig. 11.6 Falla de la pared Poniente

11.1.6 Metodología empleada en el análisis y diseño

El desencadenamiento de la falla está íntimamente relacionado con la forma en que se analizó el problema de estabilidad (mecanismo de falla) y con el diseño del sistema de anclaje (cálculo del empuje). El procedimiento constructivo de las anclas también pudo tener cierta influencia, pero este último punto es más difícil de demostrar en virtud de que no hay registros de las pruebas de carga.

En el diseño del sistema de anclaje que a la postre falló, se consideró como mecanismo de falla crítico, el deslizamiento del suelo como cuerpo rígido sobre una superficie de falla con traza semicircular, como se puede ver en la figura 11.7. Con la inclinación y longitud de las anclas, mostrados en la misma figura, se efectuó un análisis de equilibrio límite. El factor de seguridad mínimo resultó igual a 1.70, para una falla de cuerpo con salida a media altura del corte. Este análisis no considera la posibilidad de una falla por el pie, debida a la formación de una cuña activa de suelo, que es un mecanismo más indicado, derivado de la falta de soporte total, durante las etapas de construcción. Como se puede apreciar, en el diseño se consideró el problema como uno de estabilidad de taludes, cuando en realidad se trata de uno de empuje de tierras.

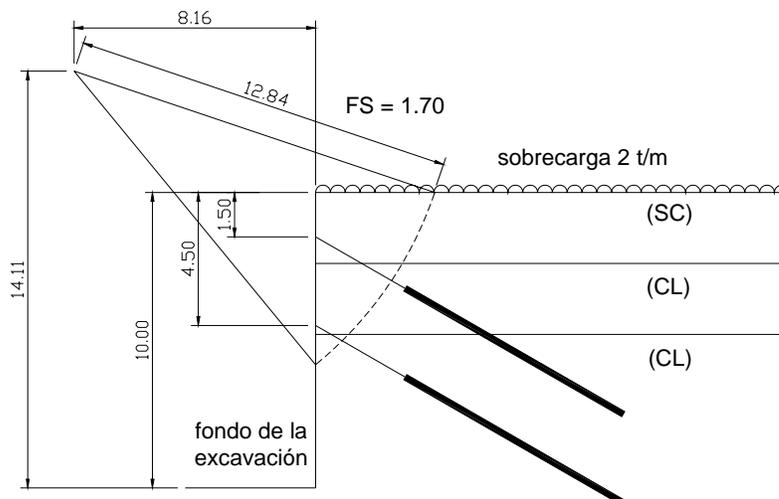


Fig. 11.7 Superficie crítica para una falla de tipo rotacional

11.1.7 Inclinación de las anclas

Para aprovechar al máximo la fuerza aplicada por las anclas, la dirección del elemento tensor debe ser paralela y con acción opuesta a la resultante del empuje. Cuando éste último es horizontal, las anclas preferentemente deberán colocarse en esa misma posición. No obstante, hay ocasiones en las cuales conviene dar cierta inclinación, con la finalidad de dar un mayor confinamiento al bulbo o en el caso de que existan instalaciones subterráneas. De cualquier modo, no es recomendable emplear inclinaciones superiores a los 20° , debido a la generación de una componente de fuerza vertical, que actúa en el respaldo del muro, tratando de indentarlo en el suelo.

La inclinación que se dio a las anclas en este caso (30°), induce una componente vertical no despreciable, que representa casi el 60% de la fuerza horizontal, que se opone al empuje en forma efectiva (fig. 11.8). Una inclinación pronunciada como ésta tiene un efecto negativo doble:

1. Disminuye la fuerza total que el ancla puede aportar para contrarrestar el empuje horizontal.
2. Induce fuerzas verticales, cuya magnitud se incrementa conforme lo hace la inclinación.

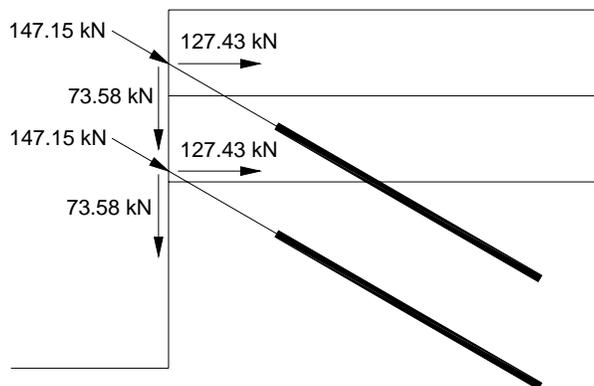


Fig. 11.8 Componentes horizontal y vertical de la tensión en el ancla

11.1.8 Metodología que debe emplearse

El diseño de un sistema de soporte con anclas, para el caso de cortes o excavaciones con paredes verticales, se resume en los siguientes pasos.

1. Perfil del suelo y parámetros de resistencia del suelo
2. Análisis de equilibrio límite
3. Evaluación del empuje y carga que toman las anclas
4. Diseño del bulbo y elemento tensor

11.1.9 Parámetros de resistencia

Se puede establecer una correlación entre el número de golpes (N) reportado en la prueba de penetración estándar (SPT) y el ángulo de fricción interna del suelo (ϕ') en términos de esfuerzo efectivo. Previamente, el número de golpes se corrige (N'_{70}) por profundidad, tipo de martillo, longitud de las barras empleadas y diámetro de la perforación. La fórmula tiene la forma siguiente (Bowles, 1996).

$$N'_{70} = C_N * N * \eta_1 * \eta_2 * \eta_3 * \eta_4 \quad (11-1)$$

donde,

C_N = corrección por profundidad

η_1 = coeficiente de ajuste por tipo de martillo

η_2 = coeficiente de ajuste por longitud de las barras

η_3 = coeficiente de ajuste por tipo de muestreador

η_4 = coeficiente de ajuste por diámetro de la perforación

El coeficiente C_N se calcula con la expresión

$$C_N = \left(\frac{p''_o}{p'_o} \right)^{1/2} \quad (11-2)$$

donde,

p''_o = presión de referencia igual a 95.76 kPa (1 kgf/cm²)

p'_o = presión vertical efectiva a la profundidad de interés en kPa

Nota: no se aplica el coeficiente C_N cuando la presión vertical efectiva es menor o igual a 95.76 kPa.

La observación del material en campo, permitió definir un comportamiento como suelo friccionante poco cohesivo. Más adelante, en el cálculo del empuje, dicha cohesión se desprecia. En los análisis de estabilidad y por elemento finito se considera una cohesión pequeña (14.72 kPa) para no ser excesivamente conservador.

Tabla 11.1 Cálculo de los valores de N'_{70}

Suelo No.	Clasificación	N	p'_o (kPa)	C_N	η_1^*	η_2^{**}	η_3^{***}	η_4^{****}	N'_{70}
1	SC	10	18.84	N/A	1.07	0.75	1.00	1.05	8
2	CL	8	56.52						7
3	CL	27	145.02	0.81					18
4	CL	50	213.47	0.67					28

* = martillo de seguridad; ** = barra de 3 m; *** = sin ademe; **** = perforación de 15 cm

El ángulo de fricción se estima a partir de las fórmulas siguientes, debidas a Shinoi (1982), las cuales dan un valor de ϕ en función de N'_{70} .

$$\phi = 0.36N'_{70} + 27 \quad (11-3)$$

$$\phi = 0.45N'_{70} + 20 \quad (11-4)$$

La expresión (11-3) es para el caso de edificios y la (11-4) es de carácter general. Se calculó el ángulo de fricción usando ambas ecuaciones y los resultados se promediaron (tabla 11.2).

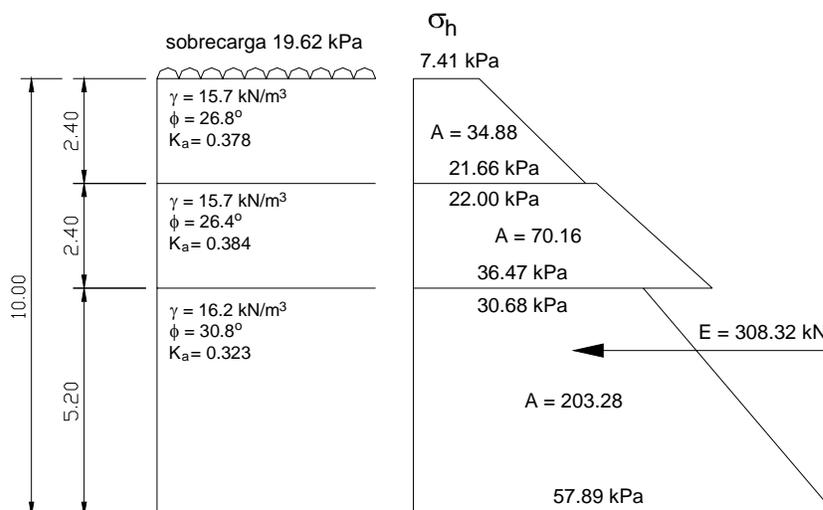
Tabla 11.2 Cálculo de ángulo de fricción interna

Suelo No.	Clasificación	de (m)	a (m)	N'_{70}	ϕ_1 (°)	ϕ_2 (°)	ϕ_{prom} (°)
1	SC	0.00	2.40	8	29.9	23.6	26.8
2	CL	2.40	4.80	7	29.5	23.2	26.4
3	CL	4.80	13.40	18	33.5	28.1	30.8
4	CL	13.40	23.40	28	37.1	32.6	34.9

La estimación de ϕ , anterior, es algo burda, pero a veces, un cálculo excesivamente refinado del ángulo de fricción para calcular la capacidad de las anclas, no se justifica, habida cuenta que, ésta debe corroborarse con una prueba en campo, para en su caso, hacer los ajustes necesarios.

11.1.10 Cálculo del empuje

La carga de trabajo de las anclas se determina a partir del empuje total del terreno y la forma como éste se distribuye en el respaldo del muro (diagrama de presión). Para fines de comparación se calculó el empuje mediante la teoría de Rankine (fig. 11.9), Coulomb (cuña de prueba) [fig. 11.10] y diagrama de presión aparente de (FHWA, 1999) [fig. 11.11]. En éste último se considera la redistribución de las presiones, debida a la estratificación.

**Fig. 11.9** Empuje y diagrama de presión de Rankine

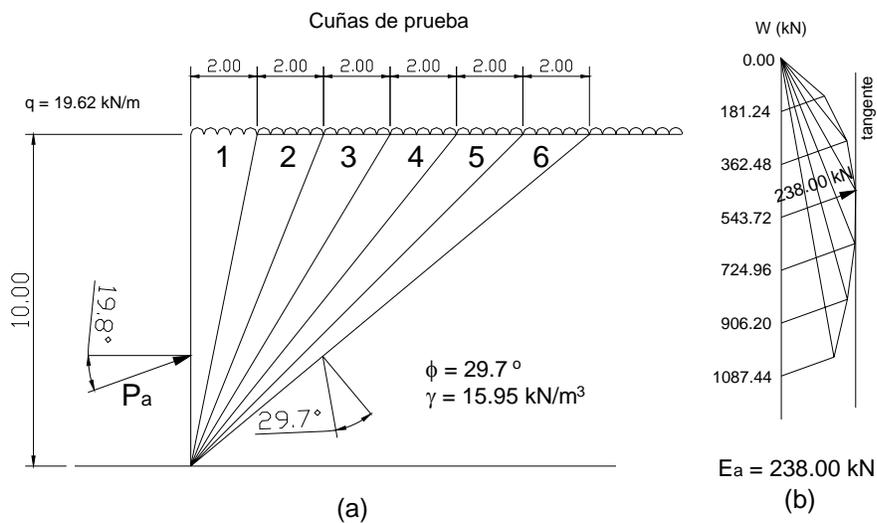


Fig. 11.10 Empuje calculado por el método de la cuña de prueba

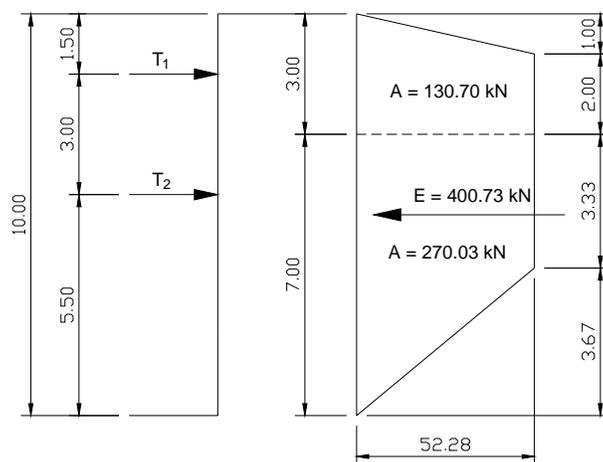


Fig. 11.11 Empuje calculado utilizando diagrama de presión aparente, redistribuyendo presiones para considerar los estratos

Los empujes calculados con los tres distintos métodos se resumen en la tabla siguiente.

Tabla 11.3 Resumen de empujes calculados

Método	Empuje (kN)
Rankine	308.32
Coulomb (cuña de prueba)	238.00
Diagrama de presión FHWA	400.73

El empuje activo calculado por la teoría de Coulomb es menor que el determinado mediante la teoría de Rankine, debido a que esta última no considera el efecto de la fricción en el respaldo. Por ello Rankine da resultados conservadores con respecto a los de Coulomb. El diagrama de presión aparente, por otro lado, da un empuje significativamente mayor que en los dos primeros casos.

El sistema de anclaje en su conjunto, únicamente aporta una fuerza resistente de 127.43 kN. Al compararla con los empujes calculados, se observa claramente que el sistema usado fue insuficiente. Además, el ancla inferior toma una parte del empuje significativamente mayor que el ancla superior (fig. 11.11).

11.1.11 Propuesta de anclaje

En lo que sigue se lleva a cabo el diseño alternativo de un sistema de anclaje, que aporte la resistencia necesaria, con base en el empuje del suelo. Más adelante se hablará sobre las diferencias entre el diseño original, que a la postre falló y el sistema que se propone.

11.1.12 Empuje del suelo y cargas en las anclas

El empuje se determina mediante el diagrama de presión aparente que se muestra en la figura 11.12. El empleo de un nivel más de anclaje, da como resultado una mejor distribución del empuje entre los tres niveles de anclas (prácticamente toman la misma carga). Otra ventaja de emplear un nivel adicional, es que se tienen un mayor confinamiento a la zona del pie. Esto es muy significativo ya que prácticamente todas las fallas en cortes verticales tienen su origen en esta zona, producto de la alta concentración de esfuerzos.

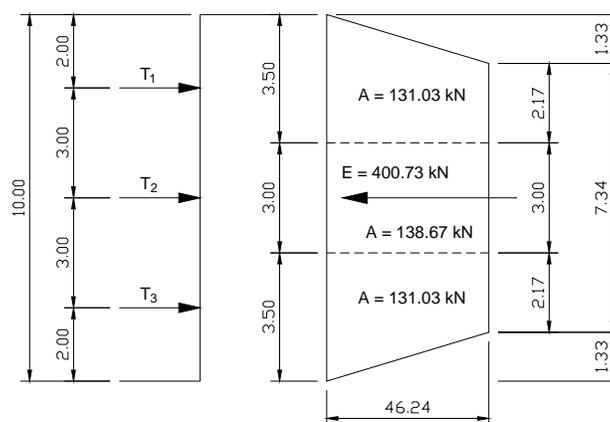


Fig. 11.12 Empuje para el sistema de anclaje alternativo utilizando diagrama de presión aparente

11.1.13 Empuje por sismo

El tiempo durante el cual permanece abierta una excavación de este tipo, es de unos cuantos meses, cuando mucho. Por ello, la ocurrencia de un sismo con una magnitud igual a la dada por las normas es altamente improbable. Por esta razón no se calculó el incremento del empuje debido a esta condición. Para hacer lo anterior con un buen nivel de confianza, se recomienda que los factores de seguridad estáticos no sean menores a 1.50.

11.1.14 Capacidad de las anclas

El cálculo preliminar de la capacidad de las anclas se hace empleando la ecuación (5-46), que se reproduce a continuación, por conveniencia.

$$P = ap_g \pi DL \tan \delta \quad (5 - 46)$$

El cálculo de la longitud del bulbo de anclaje, es un proceso iterativo en el cual se debe proponer una posición, longitud e inclinación de las anclas (una hoja de calculo electrónica es de gran ayuda para este fin). En la tabla 11.5 solo se muestra el diseño final.

Tabla 11.5 Cálculo de la capacidad de anclas

Ancla No.	Inclinación α , (°)	a	p_g kPa	D (m)	L (m)	ϕ (°)	δ (°)	$\tan \delta$	FS	T_a (kN)	T_{ah} (kN)
T_1	15	0.667	1500	0.115	12.00	26.80	17.87	0.322	2.0	222.49	214.91
T_2	15	0.667	1500	0.115	12.00	26.40	17.60	0.317	2.0	218.95	211.49
T_2	15	0.667	1500	0.115	10.00	30.80	20.53	0.374	2.0	215.43	208.09

en la tabla anterior,

a = coeficiente que representa la fracción de la presión de inyección almacenada (1/3 a 1)

p_g = presión de inyección

D = diámetro del bulbo de anclaje

L = longitud del bulbo

ϕ = ángulo de fricción del suelo que rodea al bulbo

δ = ángulo de fricción en la interfase suelo-bulbo

FS = factor de seguridad (1.5 a 3 normalmente)

T_a = resistencia a la extracción del bulbo

T_{ah} = componente horizontal de la resistencia a la extracción ($T_a \cos \alpha$)

La separación vertical de las anclas es la misma de la figura 11.13. La separación en sentido horizontal se obtiene dividiendo el empuje total en el nivel considerado entre la capacidad individual de las anclas, y dividiendo la longitud en la cual se distribuirán, entre el número de anclas. Es recomendable no emplear separaciones menores de 1.20 m, ni mayores de 2.00 a 2.50 m, con objeto de que el armado del muro y su espesor sean lo mínimo indispensable. La distribución se hace a tresbolillo para una mejor distribución de la presión. Con base en los cálculos siguientes, se sugiere usar una separación de 1.50 m en todos los casos. El arreglo de las anclas visto de frente es el de la figura 11.13 y la figura 11.14 muestra una sección.

Nivel 1

$$\frac{(131.03kN)(28.00m)}{214.91kN} = 17.07, \text{ aprox. } 17 \text{ piezas}$$

$$\frac{28.00m}{17} = 1.64m$$

Nivel 2

$$\frac{(138.67kN)(28.00m)}{211.49kN} = 18.36, \text{ aprox. } 19 \text{ piezas}$$

$$\frac{28.00m}{19} = 1.47m$$

Nivel 3

$$\frac{(131.03kN)(28.00m)}{208.09kN} = 17.63, \text{ aprox. } 18 \text{ piezas}$$

$$\frac{28.00m}{18} = 1.55m$$

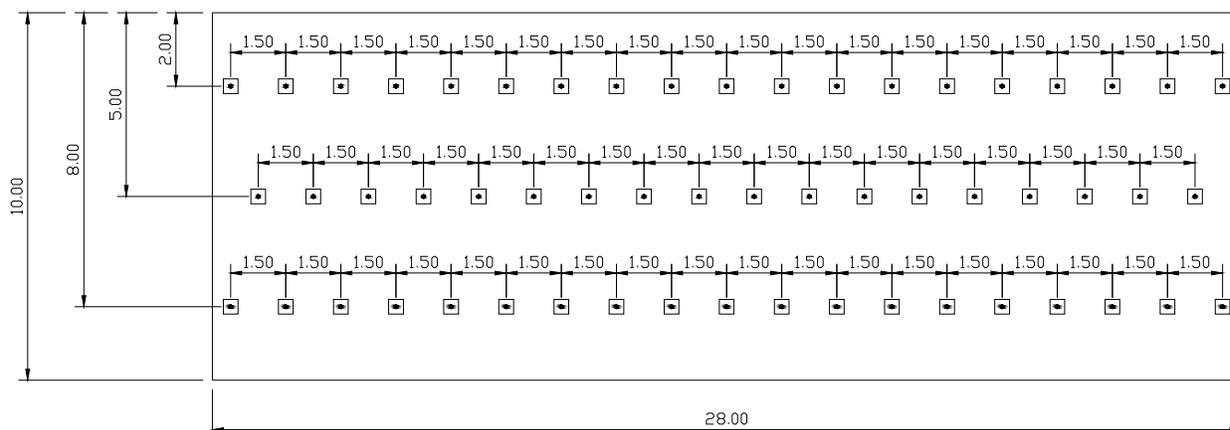


Fig. 11.13 Propuesta de anclaje

Al estar separadas 1.50 m, las anclas toman los empujes siguientes:

Para el nivel 1 y 3

$$(131.03kN)(1.50m) = 196.54kN$$

Para el nivel 2

$$(138.67kN)(1.50m) = 208.00kN$$

El sistema propuesto queda como se muestra en la figura 11.14.

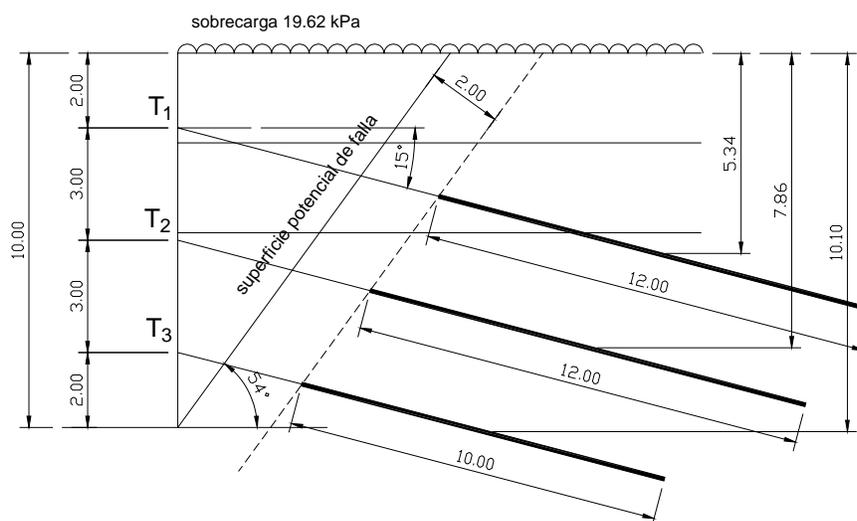


Fig. 11.14 Sistema de anclaje propuesto

11.1.15 Elemento tensor

Se selecciona una barra para presfuerzo de 1" (26 mm) de diámetro, con esfuerzo último de 1035 N/mm² y resistencia total de 568 kN. Se verifica que la carga de diseño, no exceda el 60% de la mínima resistencia a la tensión especificada.

$$0.60 * f_{pu} = 0.60 * 568kN = 340kN > 208.00kN$$

donde,

f_{pu} = resistencia última

En el caso de anclajes temporales, como es el caso, se recomienda que el nivel de protección aplicado al tendón sea de Clase III, esto es, no se requiere protección especial.

11.1.16 Diseño de las trabes de distribución

Las anclas deben hacerse reaccionar contra el muro, por medio de una dado o zapata, con las dimensiones suficientes para que se produzca una falla por capacidad de carga. El uso de zapatas aisladas o dados de pequeñas dimensiones, implica una concentración alta de esfuerzos. El empleo de un muro diafragma resuelve el problema anterior, pero un espesor que dé la rigidez necesaria puede suponer un costo elevado. Una opción intermedia entre las dos anteriores, más favorable, desde el punto de vista económico, es el empleo de trabes de distribución, que corren a lo largo de la pared conectando todas las anclas de un nivel. Al trabajar como una zapata corrida, debe verificarse que se cumpla con la capacidad de carga. En este caso, se emplea la ecuación dada en las Normas Técnicas complementarias (NTC, 2004) del RCDF (2004).

$$\frac{\sum QF}{A} = \left[p_v (N_q - 1) + \frac{\gamma B N_\gamma}{2} \right] F_R + p_v \quad (11 - 6)$$

donde,

$\sum QF$ = suma de cargas actuantes

A = área de la

p_v = presión vertical efectiva

γ = peso volumétrico

B = ancho de la zapata

F_R = factor de reducción

N_q y N_γ = coeficientes de capacidad de carga

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (11-10)$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \quad (11-11)$$

Debido a que la zapata se apoya en la superficie y no hay sobrecarga del suelo, se dejan fuera los términos que tienen que ver con las presiones efectiva y total a nivel de desplante, quedando la ecuación (11-9) como sigue,

$$\frac{\Sigma QF}{A} = \left[\frac{\gamma B N_\gamma}{2} \right] F_R \quad (11-12)$$

La aplicación de la ecuación anterior da los resultados que se observan en la tabla siguiente:

Tabla 11.5 Cálculo de la capacidad de carga

Línea	$\Sigma QF/A$ (kN/m ²)	γ (kN/m ³)	B (m)	N_γ	FR	$[\gamma B N_\gamma / 2] FR$ (kN/m ²)
1	152.87	15.7	1.20	27.83	0.70	183.54
2	161.78	16.2	1.20	26.74	0.70	181.98
3	203.82	16.2	0.90	43.32	0.70	215.97

Con base en los resultados mostrados en la tabla 11.5, se recomienda emplear una trabe de 1.20 m de ancho para los dos niveles superiores, y una de 0.90 m de ancho para el inferior (fig. 11.15).

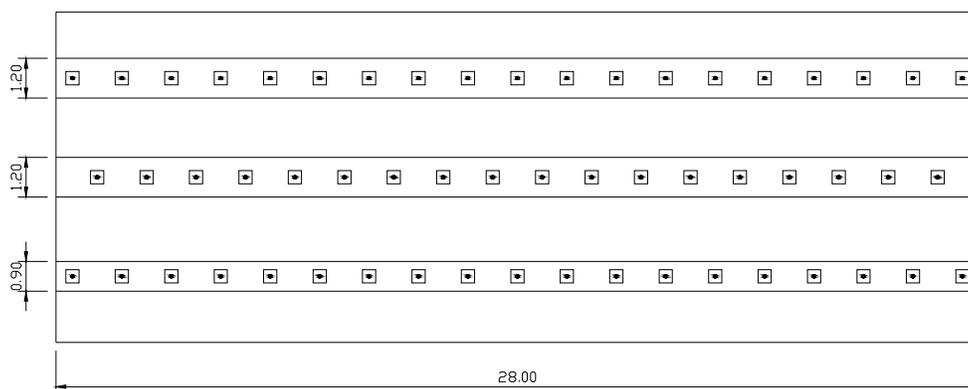


Fig. 11.15 Propuesta de anclaje

11.1.17 Diseño estructural de la trabe

Para el diseño del espesor y refuerzo, es necesario conocer los elementos mecánicos. Existen dos formas de hacerlo. La primera es considerando una trabe con múltiples apoyos (las anclas), cargada uniformemente con la presión de contacto. La segunda, más representativa del comportamiento real es una viga apoyada sobre resortes elásticos (fig. 11.16).

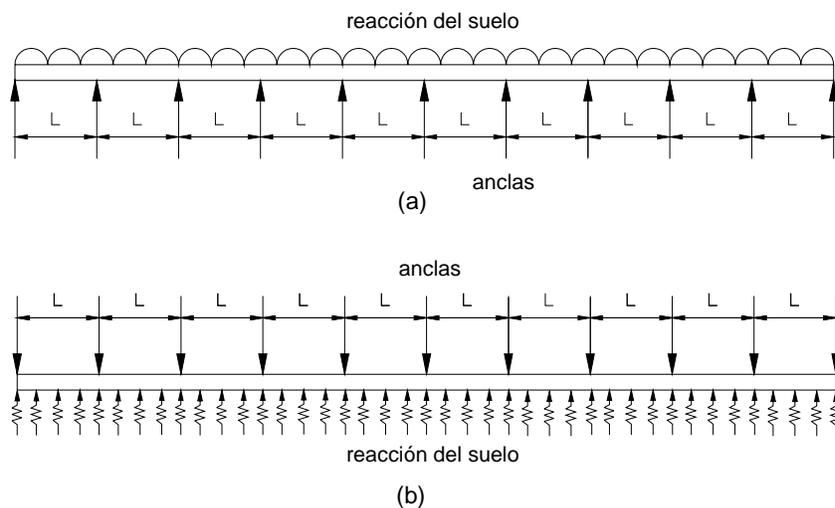


Fig. 11.16 Modelos para el cálculo de elementos mecánicos en trabe de distribución. Viga sobre apoyos simples uniformemente cargada (a) y sobre resortes elásticos (b)

11.1.18 Análisis de equilibrio límite

Conocida la geometría y las cargas de trabajo en las anclas, se hace un análisis de equilibrio límite, para evaluar la probabilidad de ocurrencia de una falla rotacional de cuerpo o por el pie. Con fines de comparación se emplean varios métodos: Fellenius, Bishop modificado, Spencer y Morgenstern-Price. Las figuras 11.17 y 11.18 muestran las superficies potenciales de falla obtenidas con el método de Morgenstern-Price, para los dos casos mencionados (se empleó para ello el programa Slope/W). La tabla 11.6 presenta los resultados obtenidos con éste y otros métodos.

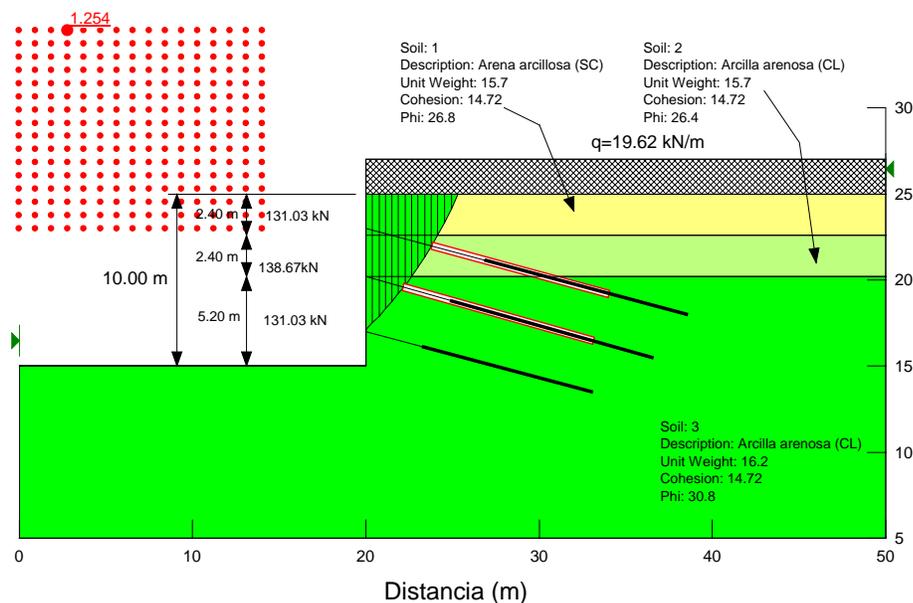


Fig. 11.17 Falla de cuerpo para el sistema propuesto

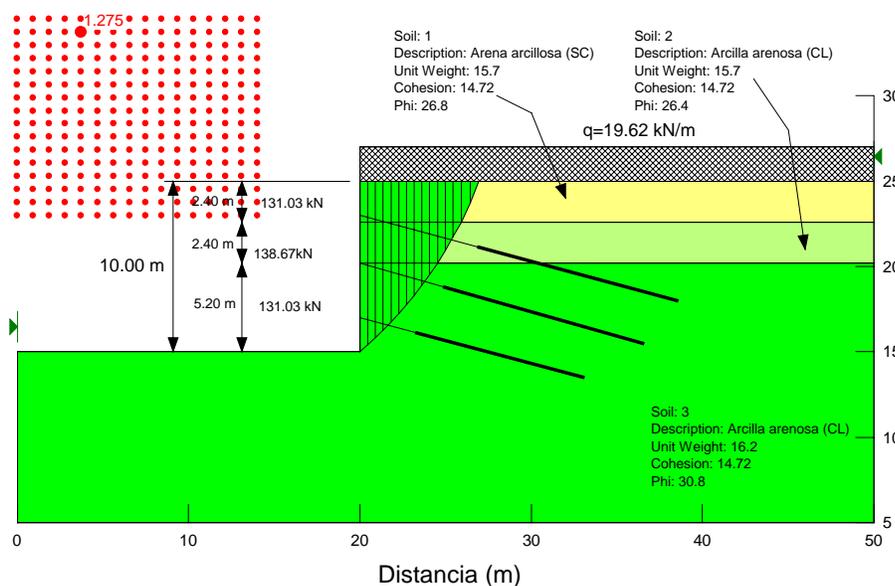


Fig. 11.18 Falla por el pie para el sistema propuesto

Tabla 11.6 Factores de seguridad para distintos métodos (análisis Estático)

Método empleado	Factor de seguridad	
	Falla de cuerpo	Falla por el pie
Fellenius	1.204	1.218
Bishop modificado	1.203	1.244
Spencer	1.254	1.275
Morgenstern-Price*	1.252	1.296

* se empleó una función media senoidal

Para el caso de una falla por el pie, que fué la forma como fallo el muro, los métodos más rigurosos, dan un factor de seguridad, apenas aceptable para la condición estática (aproximadamente 1.30). Los demás métodos dan valores para el factor de seguridad algo menores. Para incrementar el FS es necesario incrementar la tensión de las anclas o reducir su separación. Lo anterior obliga a revisar o rediseñar si es necesario la longitud del bulbo de anclaje.

11.1.19 Análisis del comportamiento de la excavación por el MEF

Los métodos de equilibrio límite no permiten conocer el estado de esfuerzos y deformaciones hasta que se presenta la falla misma. Tampoco permiten modelar el comportamiento de la excavación durante las distintas etapas constructivas. El método del elemento finito por su parte, permite modelar las dos condiciones anteriores, a condición de conocer con un grado de exactitud aceptable, los parámetros elásticos del suelo. Con el fin de ejemplificar el método, se asignan parámetros elásticos (E, ν) representativos del tipo de suelo. Esto permite comparar en forma cualitativa las diferencias de comportamiento entre el sistema empleado originalmente y el propuesto, así como el efecto de las anclas. En los análisis siguientes se considera para el suelo, un comportamiento elástico lineal, en el que las deformaciones pueden estar más o menos alejadas de la realidad. Dada la similitud entre los dos estratos más superficiales, y los dos más profundos, en el modelo se consideran únicamente dos materiales, cuyos parámetros se muestran en la tabla 11.7. El modelado se efectuó con el programa Sigma/W que considera un estado plano de esfuerzos y deformaciones.

Tabla 11.7 Parámetros empleados

Suelo No.	de (m)	a (m)	γ (kN/m^3)	ϕ ($^\circ$)	c (kPa)	E (kPa)	ν
1	0.00	4.80	15.70	26.60	14.72	15000	0.35
2	4.80	20.00	16.20	32.90	14.72	20000	0.30

Antes de hacer el análisis de las etapas de excavación, se establecen los esfuerzos en sitio. Se considera la sobrecarga de 19.62 kN, debida a las casas vecinas, la cual esta presente en todo momento. También se toma en cuenta la posición del nivel freático. La figura 11.19, muestra los esfuerzos verticales efectivos. El efecto de la sobrecarga, es un incremento del esfuerzo con respecto al geostático. El NAF por su parte, reduce el esfuerzo efectivo, que se manifiesta en la mayor separación de las curvas que unen puntos de igual valor.

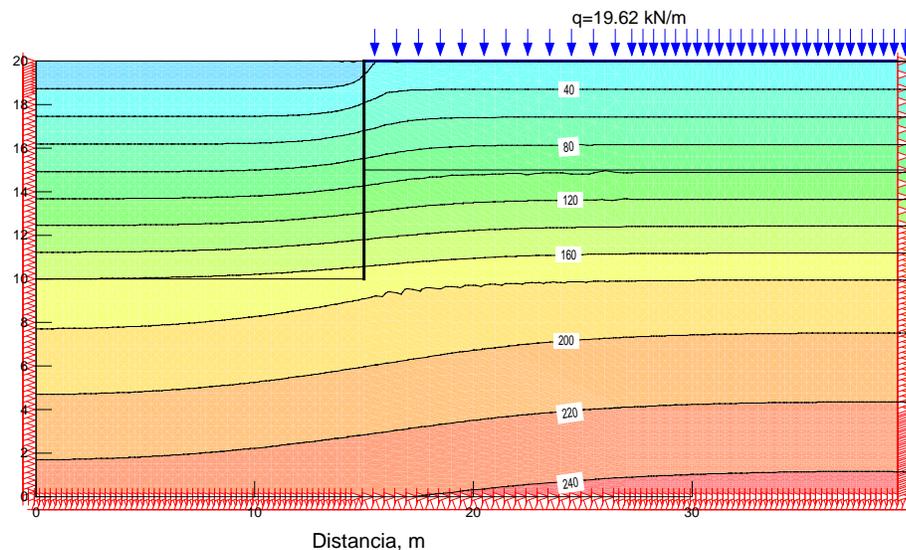


Fig. 11.19 Estado original de esfuerzos

La remoción del suelo tiene como efecto el asentamiento del suelo en la corona y el levantamiento en el fondo. Estos movimientos, conviene estudiarlos a través de los componentes horizontal y vertical del desplazamiento. Las figuras 11.20 y 11.21 muestran los desplazamientos horizontales para el anclaje empleado originalmente y el propuesto, respectivamente. Los desplazamientos verticales se muestran en las figuras 11.22 y 11.23 Como cabe esperar, hay un asentamiento en la corona y un levantamiento del fondo.

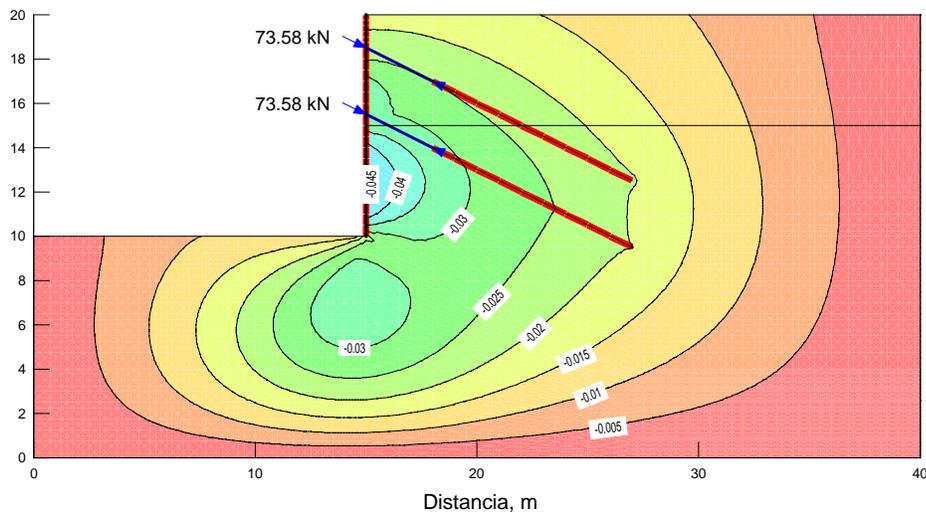


Fig. 11.20 Desplazamientos en el sentido horizontal (anclaje original)

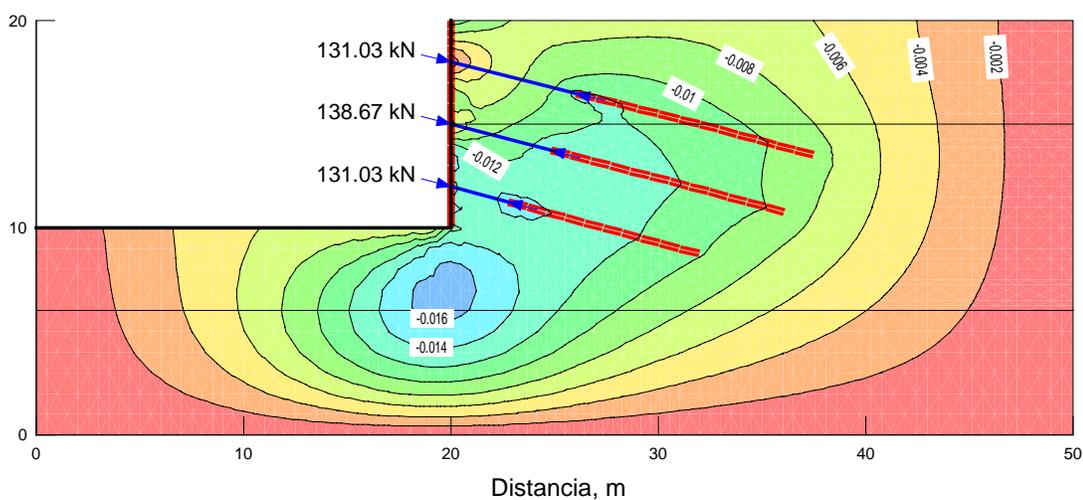


Fig. 11.21 Desplazamientos en el sentido horizontal (anclaje propuesto)

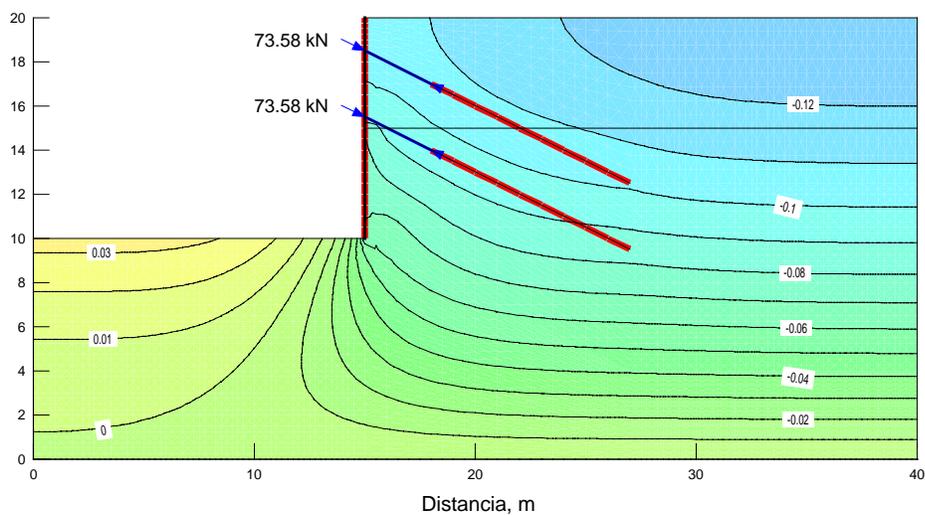


Fig. 11.22 Desplazamientos verticales (anclaje original)

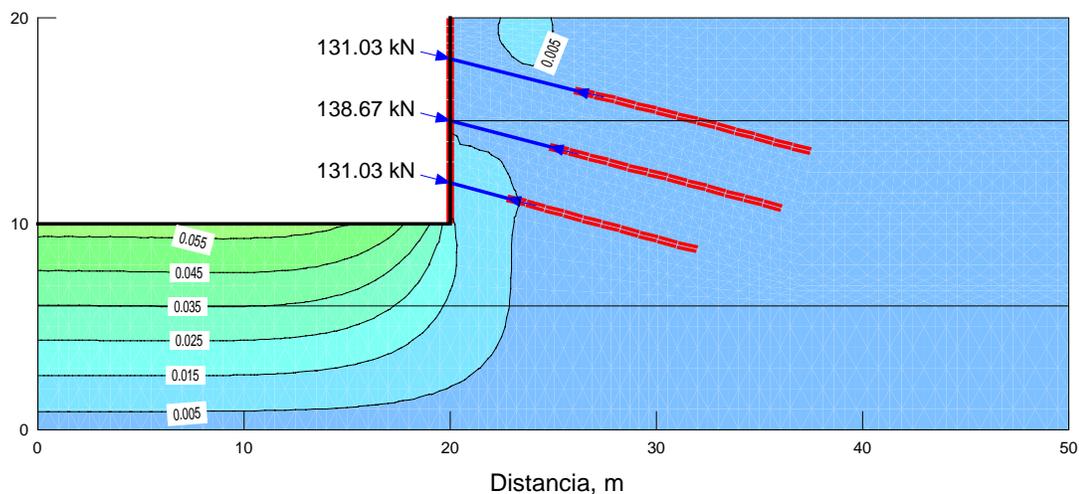


Fig. 11.23 Desplazamientos verticales (anclaje propuesto)

Las gráficas 11.20 y 11.21 no permiten ver a detalle el perfil deformado de la pared del corte. Por ello en las gráficas 11.24 y 11.25 se grafican una serie de puntos a lo largo del muro que al unirlos dan por resultado el perfil deformado. La gráfica 11.26 es una comparación entre las etapas finales del sistema empleado y el propuesto. En ella se observa una notable reducción de los desplazamientos para el anclaje propuesto.

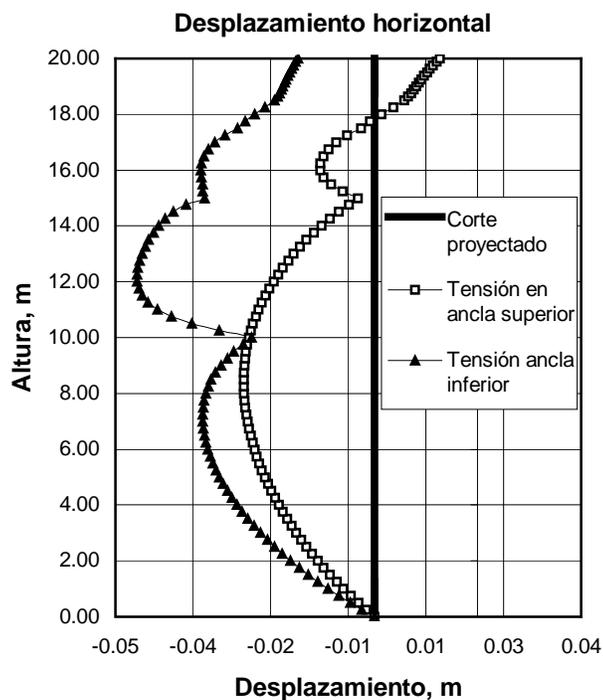


Fig. 11.24 Perfil deformado de la pared para el sistema empleado originalmente

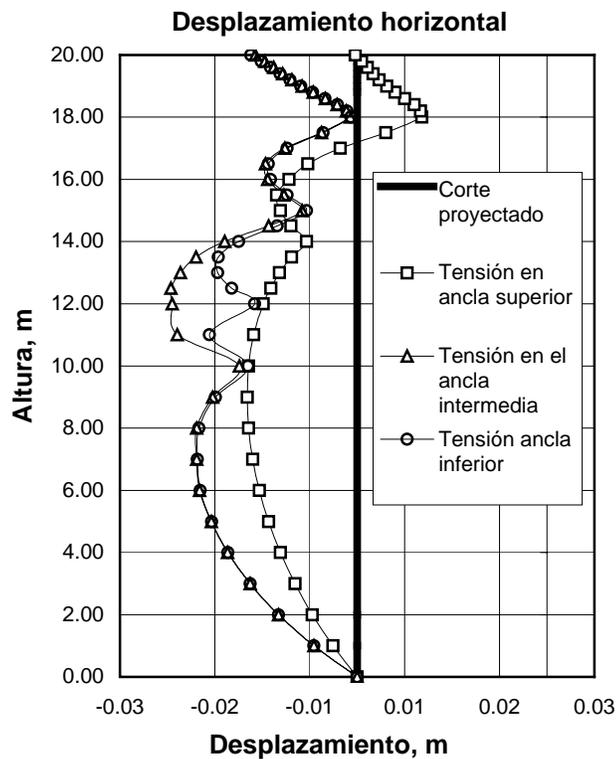


Fig. 11.25 Perfil deformado de la pared para el sistema de anclaje propuesto

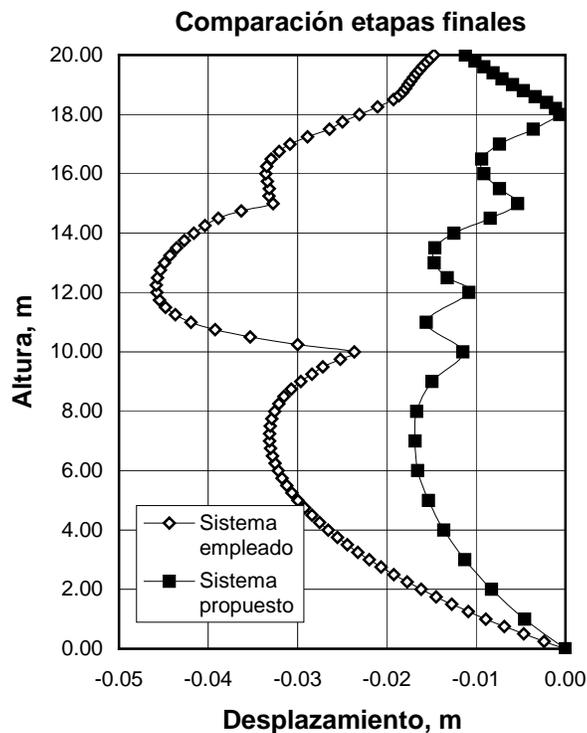


Fig. 11.26 Comparación de las etapas finales de los anclajes original y propuesto

En los perfiles deformados de la pared que se muestran en las dos figuras anteriores, se observa claramente que el efecto del anclaje es, principalmente, restringir el movimiento del suelo. El sistema que se propuso, con un nivel más de anclas, reduce el movimiento del suelo a la mitad de lo que se tenía originalmente. También tiene cierto efecto sobre los asentamientos en la corona, los cuales están ligados en forma directa a posibles daños en las construcciones vecinas, sobre todo aquellas desplazadas superficialmente.

11.2 Ejemplo 2: Tablestaca anclada con un muro

Se presenta a continuación el análisis y diseño de una tablestaca, anclada en un solo nivel, construida en un ambiente costero, donde subsuelo está conformado por una serie de depósitos aluviales de arena mal graduada. La tablestaca no es impermeable y por lo tanto el nivel de agua a uno y otro lado es el mismo. Las incógnitas a resolver son: la profundidad de hincado (D) y la tensión necesaria en el ancla (T). La figura 11.27 muestra el perfil del suelo y sus parámetros. Dado que el ancla esta muy cercana a la superficie, el proceso constructivo consistirá en excavar una trinchera de 3.50 m de profundidad aproximadamente, paralela a la tablestaca. En esta se colará un muro de concreto de 0.20 m de espesor, reforzado con dos capas de acero. Adicionalmente se excavarán una serie de trincheras perpendiculares al muro con una profundidad de 1.50 m, para alojar el elemento tensor.

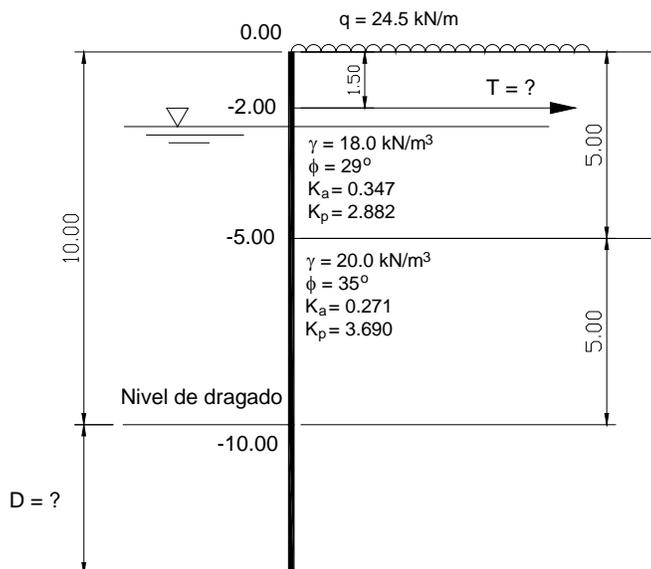


Fig. 11.27 Tablestaca anclada en un solo nivel de anclaje

11.2.1 Profundidad de hincado

Los empujes activo y pasivo, así como la tensión en el ancla se calculan empleando el método del soporte libre. Se aplica un factor de seguridad igual a 1.50 al coeficiente de presión pasiva (K_p). La profundidad de hincado se determina con la condición $\Sigma M=0$ y la tensión en el ancla con $\Sigma F_H=0$.

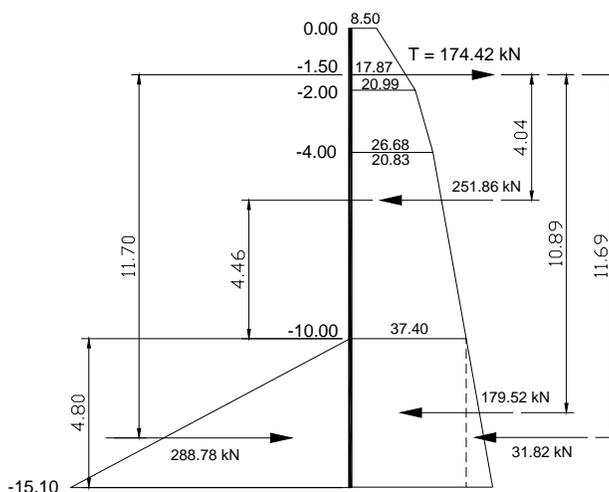


Fig. 11.28 Diagramas de presión, una vez calculada la profundidad de hincado (b)

A partir del diagrama de presiones (fig. 11.28), se determina la presión activa total y la posición de la resultante. Se propone una profundidad de hincado y se dibuja el diagrama de presión pasiva en el frente del muro, mientras se continúa el de presión activa en el respaldo. La profundidad de hincado es aquella para la cual se cumple el equilibrio de momentos, tomando como eje de giro la posición del ancla. Para una profundidad de 4.80 m se tiene:

$$\sum M = (288.78 * 11.70) - (251.86 * 4.04) - (179.52 * 10.89) - (31.82 * 11.69) = 34.26 \text{ kNm}$$

Hay una pequeña diferencia de 34.26 kN m, en la cual el momento debido a la presión pasiva excede el de la presión activa. No tiene sentido afinar más el cálculo, ya que, la longitud de hincado de la tablestaca variará del orden de 10 centímetros.

11.2.2 Fuerza en el ancla

La fuerza en el ancla se determina estableciendo el equilibrio horizontal de fuerzas.

$$\sum F_H = 0, \quad 0 = T + E_p - E_a$$

donde,

T = fuerza en el ancla

E_p = empuje pasivo total

E_a = empuje activo total

sustituyendo,

$$0 = T + 288.78 - 463.20$$

de donde,

$$T = 174.42 \text{ kN} \quad (17.8t)$$

Considerando una separación horizontal de 2.00 metros, la tensión en las será entonces:

$$T_h = 2 * 174.42 \text{ kN} = 348.84 \text{ kN} \quad (35.6t)$$

11.2.3 Momento máximo

Con base en el diagrama de presiones de la figura 11.28, se puede calcular el momento con respecto a cualquier punto. Para efectos de diseño estructural, únicamente interesa el momento máximo, el cual ocurre donde el cortante vale cero. Es decir, cuando el valor del empuje activo es igual a la tensión del ancla.

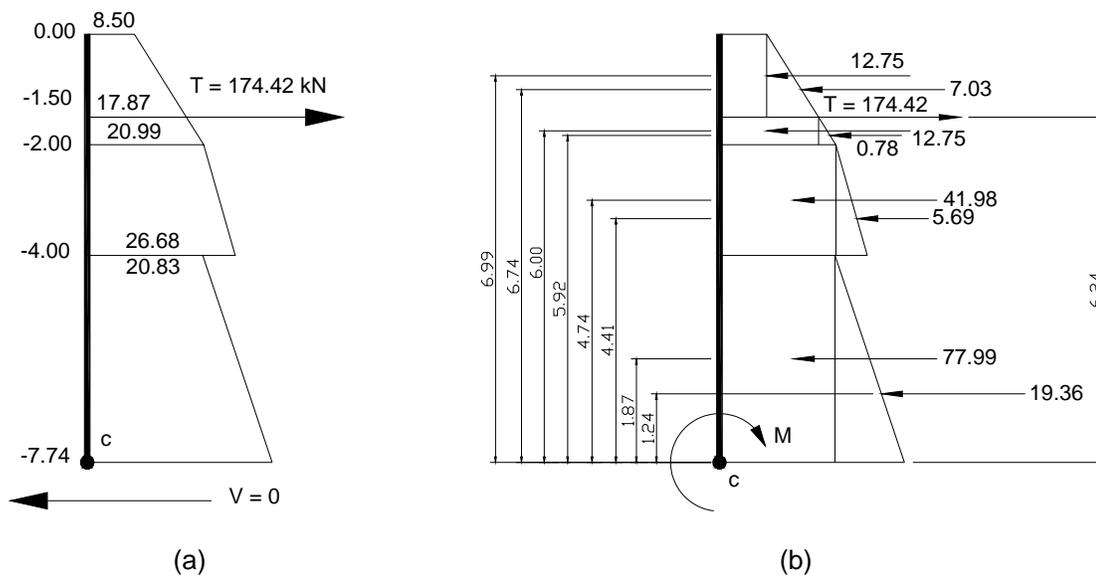


Fig. 11.29 Cálculo del momento máximo. Punto donde el cortante es nulo (a) y pares con respecto a ese punto (b)

Tomando momentos con respecto al punto c (fig. 11.29) se obtiene un momento de 476.83 kN m. Este momento disminuye por efecto de la flexibilidad del muro, el cual cede, redistribuyendo las presiones en el respaldo. La reducción del momento se puede efectuar mediante las curvas de Rowe. En este caso, se proponen dos perfiles, con cuyos parámetros se calcula el número de flexibilidad (ρ). A continuación se establece una relación entre el momento máximo que soporta la sección (M_d) y el momento máximo calculado con el método del soporte libre (M_{max}). Estos dos valores constituyen las coordenadas de los puntos que se dibujan en la gráfica de Rowe. La sección es segura si el punto que la representa cae por encima de la curva correspondiente al estado de compacidad de la arena. Las secciones propuestas y su posición dentro de la gráfica de Rowe (fig. 11.30) se resumen en la tabla siguiente.

Tabla 11.7 Parámetros de las secciones propuestas

Sección*	H_T (m)	E	I (m^4/m)	ρ $10.91 \times 10^{-7} (H^4/EI)$	S (m^3/m)	σ_{adm} (kN/m^2)	M_d kN m/m	M_{max} kN m/m	M_d/M_{max}
PZ-22	14.80	2.07E+05	1.15E-04	0.00220	9.68E-04	2.07E+05	200.38	476.83	0.420
PZ-27	14.80	2.07E+05	2.50E-04	0.00101	1.61E-03	2.07E+05	333.89	476.83	0.700

*ver anexo 6

en la tabla anterior,

H_T = altura total del muro, incluyendo la profundidad de hincado

σ_{adm} = esfuerzo de trabajo admisible ($0.6 F_y$)

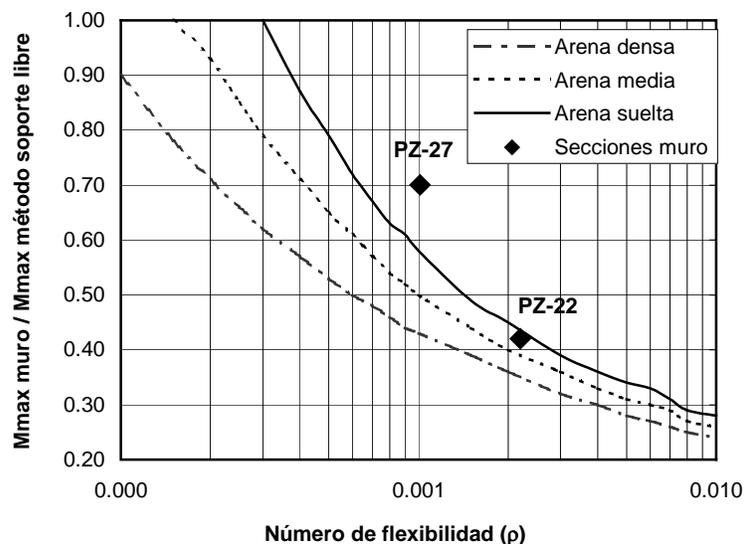


Fig. 11.30 Gráfica de Rowe (dibujada a partir de la tabla de valores presentada por Henry, 1982)

En la gráfica de la figura 11.30 se observa que la sección PZ-27 es segura y PZ-22 es apenas aceptable.

11.2.4 Diseño del ancla

El muro que servirá de atraque, se diseña considerando la resistencia pasiva generada. La tabla 11.7 muestra las distintas propuestas. La que corresponde a una profundidad de 3.50 m genera una resistencia prácticamente igual a la tensión del ancla, por lo que se considera la solución.

Tabla 11.7 Diseño del muro de anclaje

No.	Profundidad (m)	K_a	K_p	K_{pdis}	E_a	E_p	P_{adm}
1	2.00	0.347	2.881	1.921	12.49	69.12	56.63
2	3.00				28.11	155.52	127.41
3	3.50				38.00	211.68	173.68

Para que el anclaje sea efectivo debe quedar ubicado fuera de la zona de equilibrio plástico de Rankine. Ésta se muestra en la figura 11.31, así como la posición del anclaje.

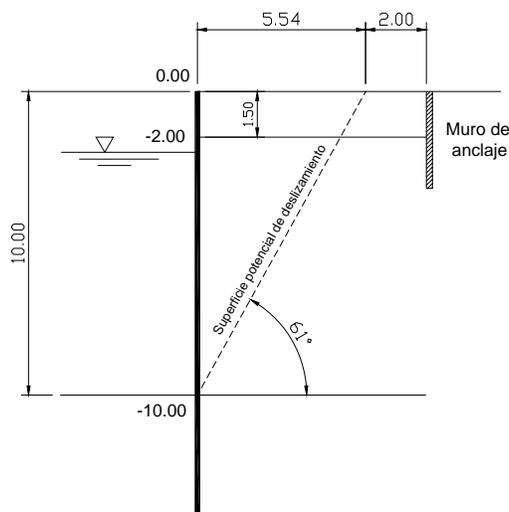


Fig. 11.31 Superficie potencial de deslizamiento y posición del muro

El sistema de anclaje propuesto queda de la siguiente forma:

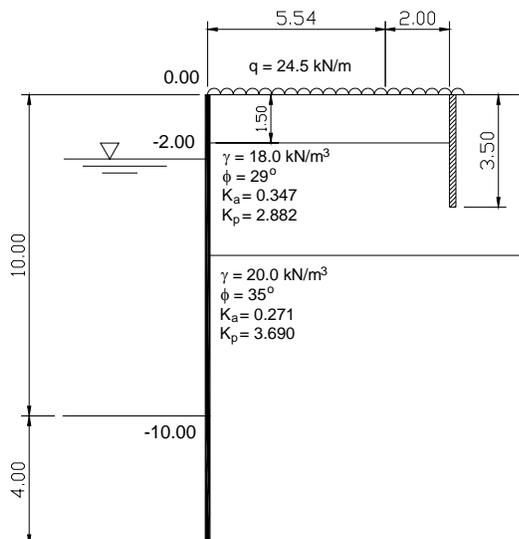


Fig. 11.32 Sistema de anclaje propuesto

10.2.5 Selección del elemento tensor

De la tabla para barras de presfuerzo del Apéndice F se selecciona una barra de 1 ¼" (32 mm) de diámetro con esfuerzo último de 1035 N/mm² y resistencia total de 890 kN.

$$0.6 * f_{pu} = 0.60 * 890kN = 534kN > 348.84kN$$

Para un anclaje permanente en un medio agresivo (marino), donde la consecuencia de la falla es un elevado costo económico y la posible pérdida de vidas, la protección empleada debe ser de Clase I. Lo anterior implica una doble protección contra la corrosión.

11.2.6 Análisis del comportamiento de la excavación por el MEF

A continuación se estudia el comportamiento de la tablestaca anclada, por medio del método de elemento finito, usando el programa Sigma/W. Esto permite modelar de una mejor forma el comportamiento de la tablestaca durante las etapas de excavación. Por simplicidad se consideran únicamente tres etapas. La primera consiste en el dragado hasta una profundidad de 2.00 m. La segunda en el tensado del ancla y la tercera, el dragado hasta los 10.00 m de profundidad. La malla de elementos finitos empleada es la mostrada en la figura 11.33. En esta ocasión, se considera para el suelo un comportamiento elasto-plástico, con lo cual el programa empleado nos permitirá definir las zonas de fluencia plástica en el suelo. Los elementos mecánicos en la

tablestaca obtenidos aquí se comparan con los determinados en el análisis por equilibrio límite. No hay reducción de momentos en este caso, ya que se considera la interacción muro-suelo.

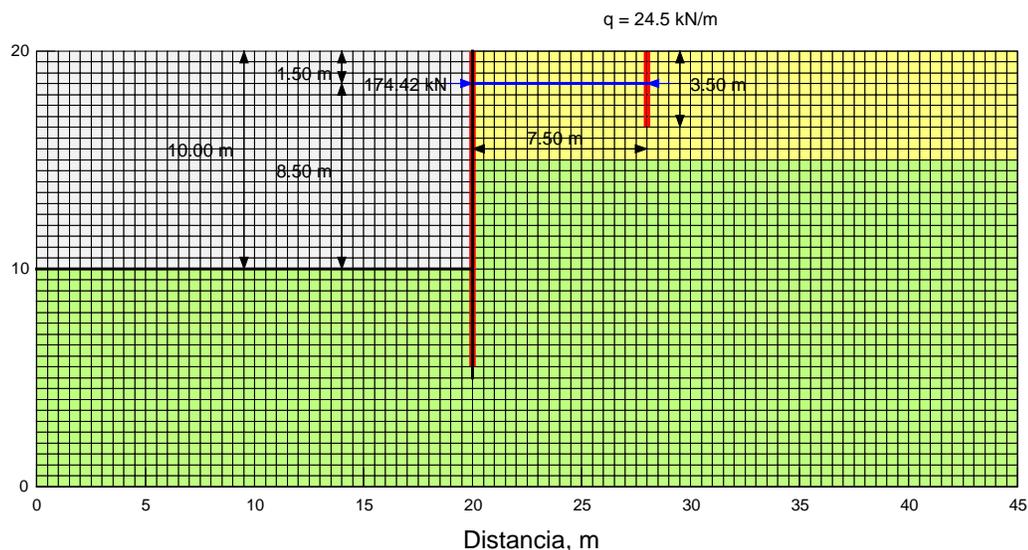


Fig. 11.33 Malla de elementos finitos

Al igual que en el caso de la excavación presentada en el primer ejemplo, también nos interesa conocer los desplazamientos del terreno y la tablestaca, en los sentidos vertical y horizontal. La figura 11.34 muestra los de tipo vertical; se observa un asentamiento en la corona y un levantamiento del fondo. La figura 11.35 muestra los desplazamientos en el sentido horizontal, que son de gran magnitud (hasta 0.25 m), en el respaldo del muro.

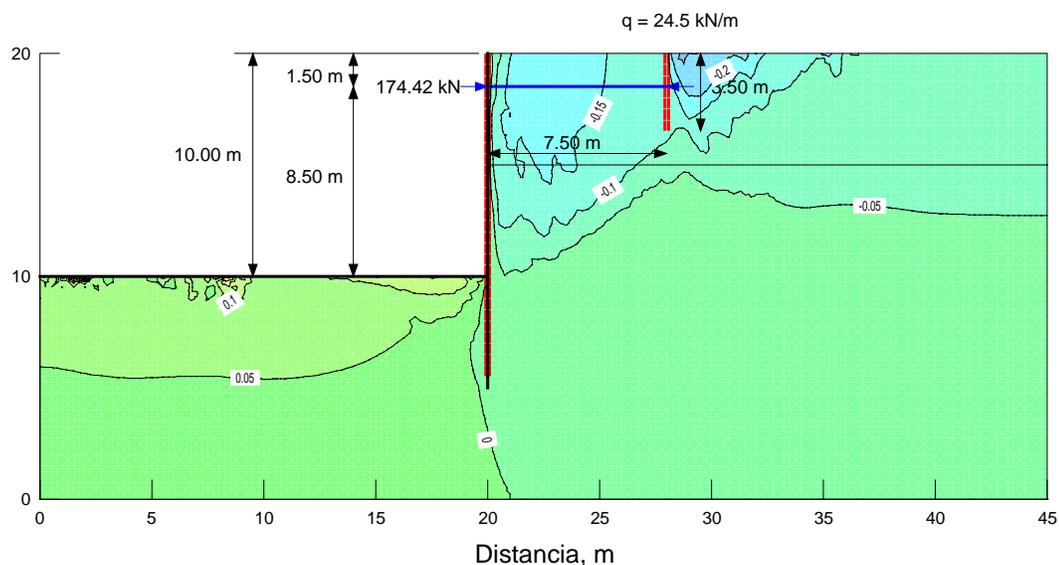


Fig. 11.34 Desplazamientos verticales

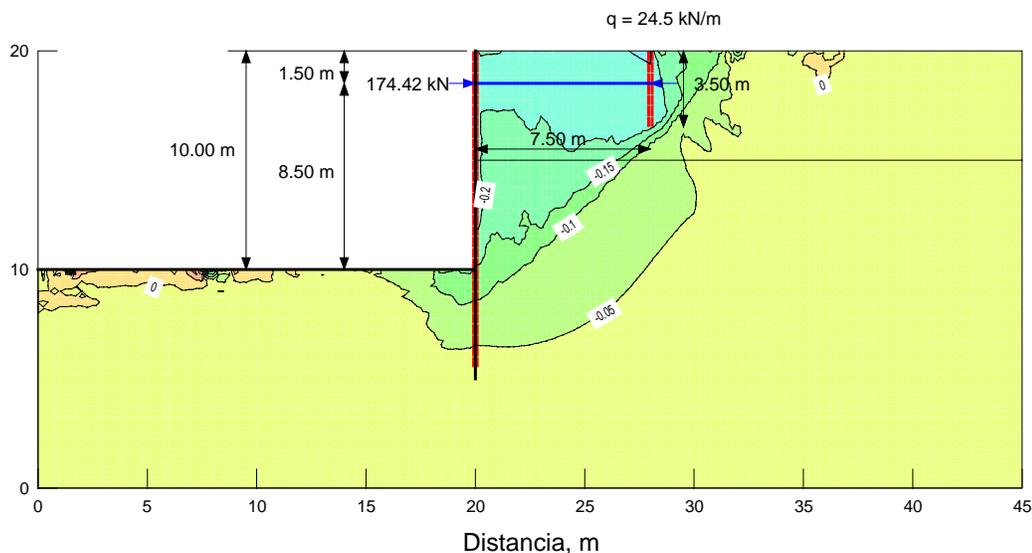


Fig. 11.35 Desplazamientos horizontales

La figura 11.36 muestra las zonas de fluencia plástica. En el respaldo y pie del muro, se observa la formación de zonas de equilibrio plástico de Rankine. Lo cual, confirma hasta cierto punto la validez del método empleado en el diseño. Es decir, que se genera un estado de presión activa antes de tensar las anclas. También se puede ver que el elemento de anclaje queda dentro de la zona activa, lo cual no es conveniente. Esto además confirma el estado de falla del muro.

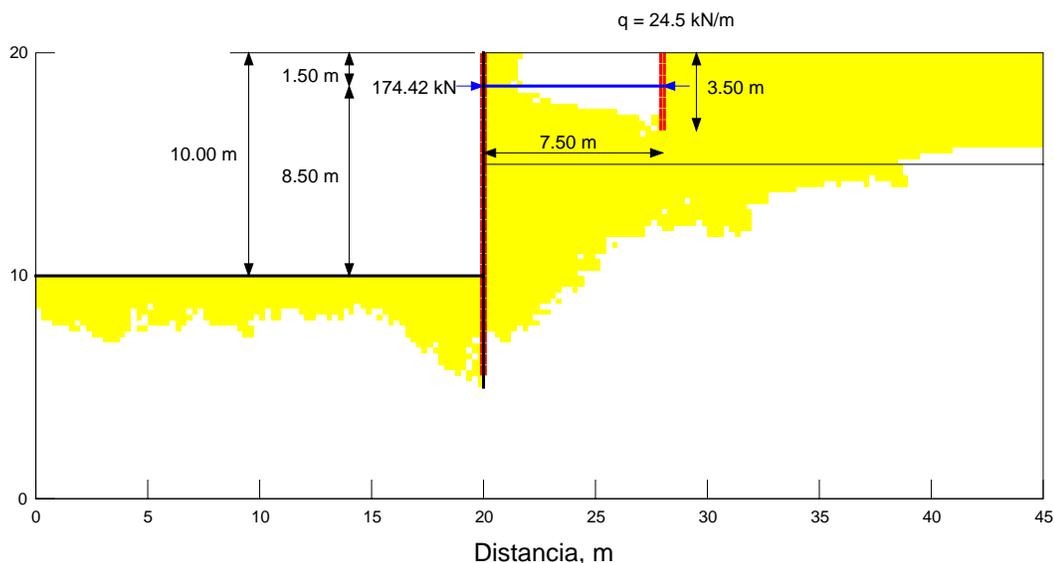


Fig. 11.36 Zonas de fluencia plástica (marcadas con color oscuro)

Para observar con mayor detalle las deformaciones del muro en el sentido horizontal, en la figura 11.37, se dibujan los perfiles deformados de la tablestaca, correspondientes a cada una de las tres etapas constructivas.

En la primera etapa hay un ligero desplazamiento hacia el frente, que alcanza su valor máximo en la corona. En la segunda, después de aplicar tensión en el ancla, hay un retraimiento del muro y el desplazamiento inicial se recupera en gran medida. En la tercera hay un desplazamiento importante, debido al incremento del empuje activo, que en la corona se alcanza 0.22 m y a media altura un máximo de 0.25 m.

Para efectos de diseño estructural del muro, es necesario conocer el momento máximo. La figura 11.38 muestra los tres diagramas, correspondientes a las distintas etapas constructivas. La adición de anclaje, como se puede ver, implica fundamentalmente, una restricción del desplazamiento en el punto de aplicación. La condición más crítica se tiene al final de la construcción ($M_{\max}=450$ kN m, aproximadamente).

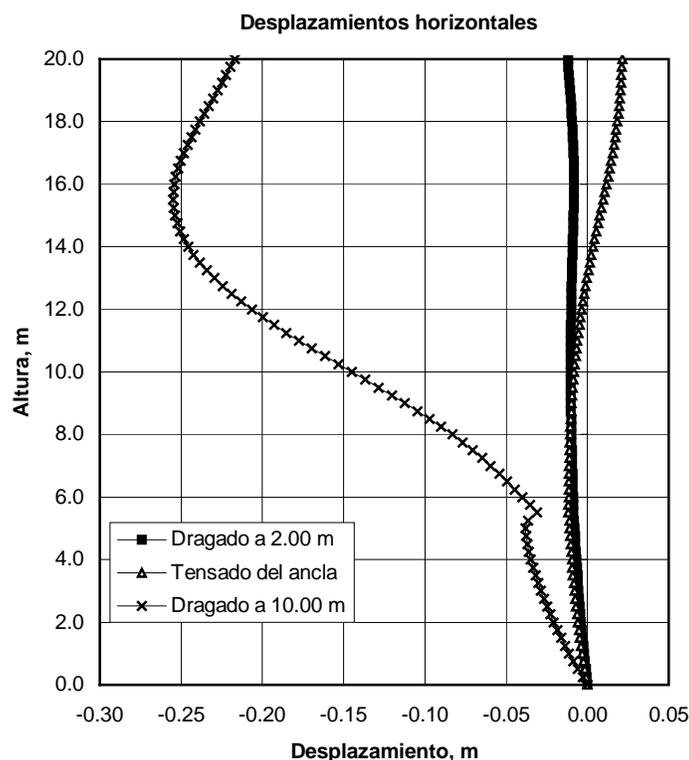


Fig. 11.37 Perfil de la tablestaca durante las tres etapas constructivas

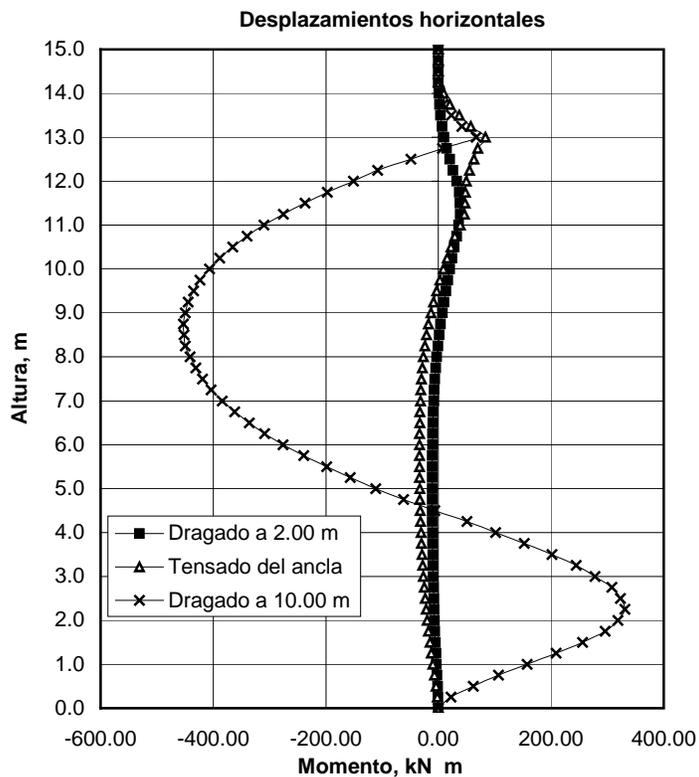


Fig. 11.38 Diagramas de momento

Considerando el hecho de que el elemento de sujeción queda dentro de una zona de equilibrio plástico, se incrementa la longitud del elemento tensor a 12.00m y la profundidad del muro de anclaje a 4.00m (fig. 11.39).

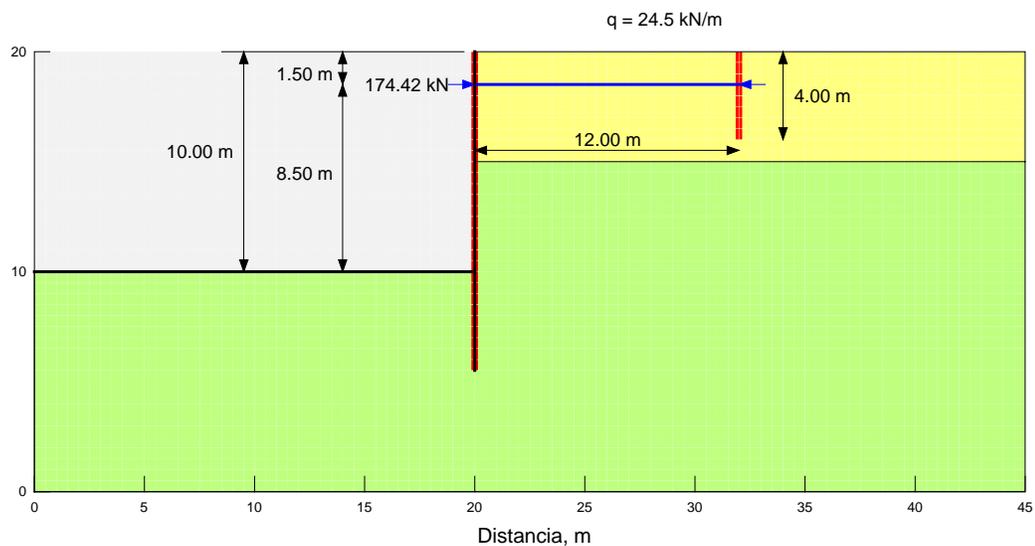


Fig. 11.39 Nuevas dimensiones propuestas para ancla

Con base en las nuevas dimensiones se hace un nuevo análisis. Las figuras 10.40 y 10.41 muestran una reducción en los desplazamientos.

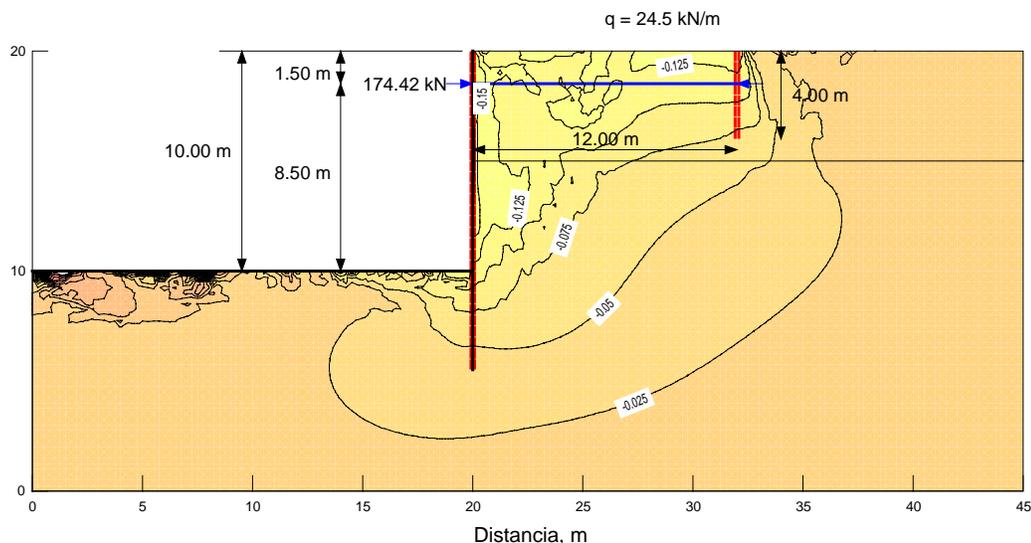


Fig. 11.40 Desplazamientos horizontales para las longitudes incrementadas del tensor y anclaje

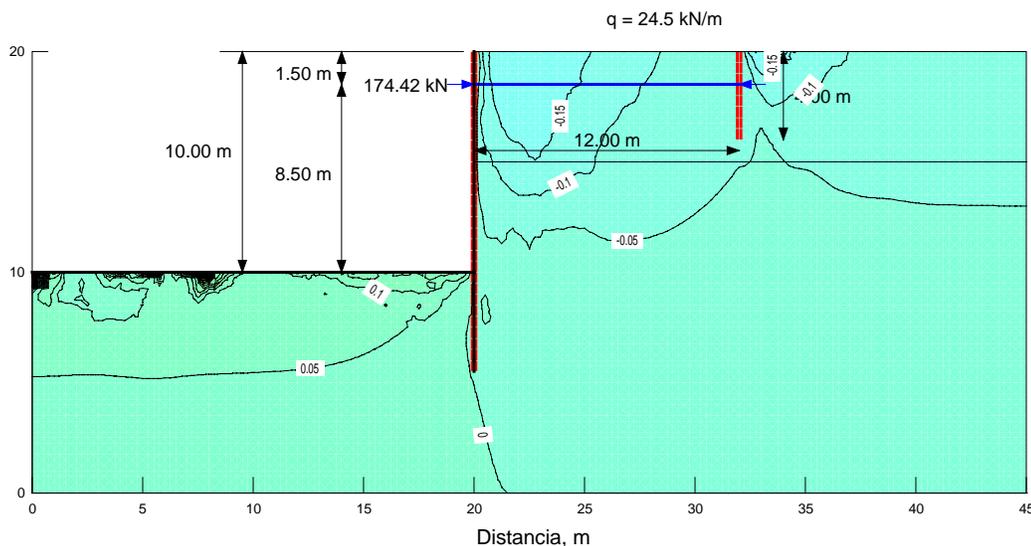


Fig. 11.41 Desplazamientos verticales para las longitudes incrementadas del tensor y anclaje

A continuación hacemos una revisión de las zonas de fluencia plástica (fig. 11.42). En este caso, el muro de anclaje queda fuera de la zona de equilibrio plástico.

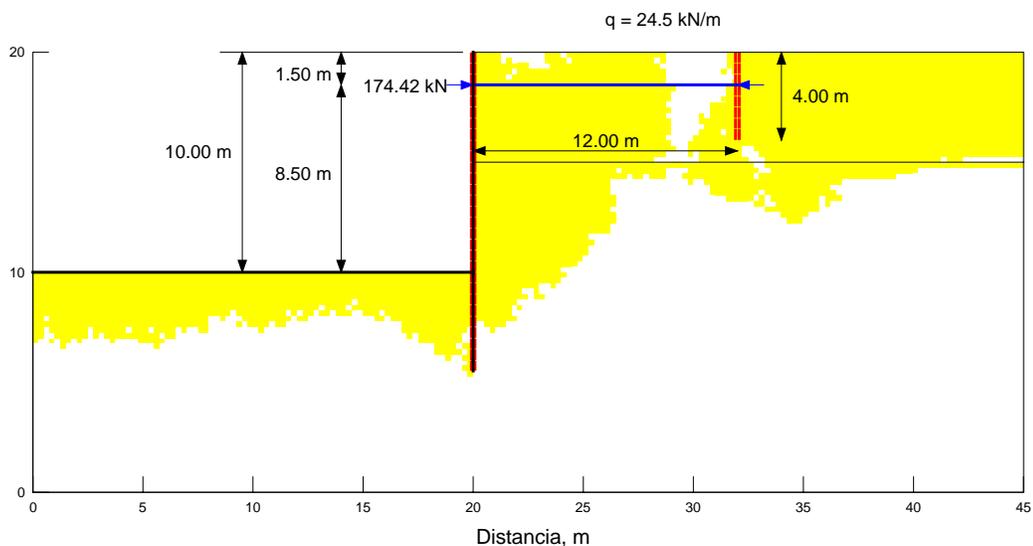


Fig. 11.42 Zonas de fluencia plástica (marcadas con color oscuro)

Los desplazamientos del muro se pueden observar con mayor detalle en los perfiles de la figura 11.43. El desplazamiento máximo se reduce de 0.25 a 0.19 m.

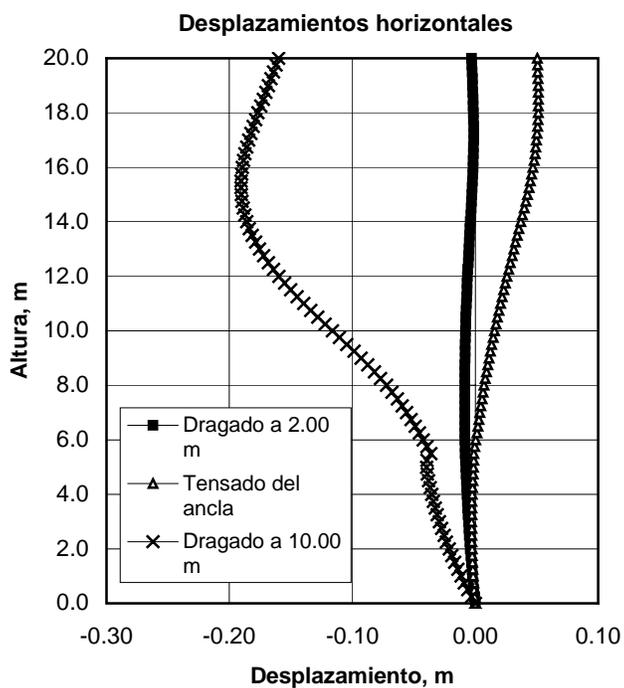


Fig. 11.43 Desplazamientos horizontales (nuevas dimensiones)

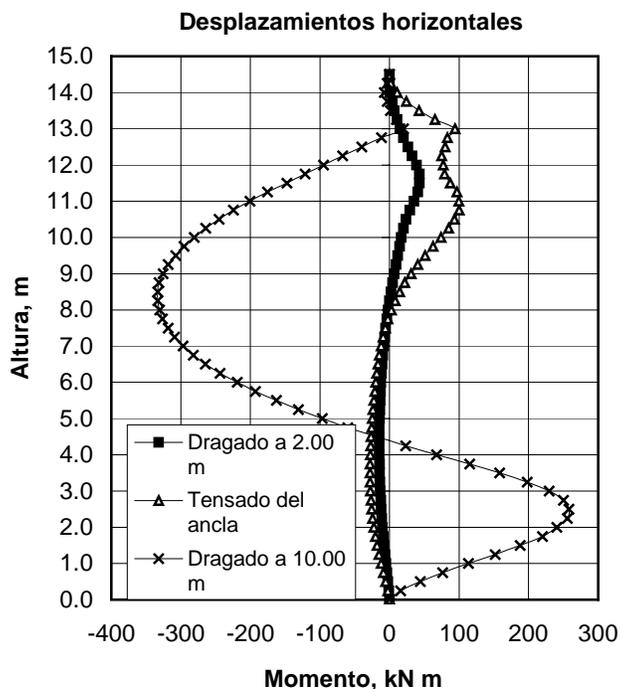


Fig. 11.42 Diagramas de momento (nuevas dimensiones)

El momento máximo (fig. 10.44) muestra una reducción significativa con respecto al primer diseño (de 450 a 330 kN m). Cabe destacar que, el momento máximo, obtenido en este caso, se aproxima al determinado por el método del soporte fijo, reducido por flexibilidad.

Resumen

En este capítulo se presentaron dos ejemplos de aplicación. El primer ejemplo se refirió al caso de una excavación anclada que falló. Se estableció la causa más probable de falla y se diseñó un sistema de anclaje más adecuado, con base en una mejor estimación de los empujes actuantes y su distribución. El muro que hace la función de diafragma no aporta resistencia alguna, por lo tanto las anclas se diseñaron para tomar la totalidad del empuje. Lo anterior condujo a la decisión de emplear un nivel más de anclaje. Al modelar el problema con el método de elementos finitos se demostró, que el sistema propuesto tiene un comportamiento más favorable que el usado originalmente. El segundo ejemplo correspondió al diseño del anclaje en un solo nivel para una tablestaca. La sujeción en este caso estuvo dada por un muro de anclaje. Con el método del soporte fijo, se determinaron las profundidades de hincado, tensión en el ancla necesaria y diagramas de momento flexionante. Con las dimensiones de la tablestaca y tensión del ancla, se

modelo el sistema con el método de elemento finito. A partir de éste se determinó la necesidad de redimensionar el sistema de anclaje.

Conclusiones

En la estabilización de cortes verticales con anclas, donde el muro diafragma no aporta resistencia, las anclas deben tomar todo el empuje del suelo. En el caso de las tablestacas ancladas, la parte hincada sí aporta resistencia y las anclas solo toman la diferencia entre los empujes activo y pasivo a uno y otro lado del elemento.

La estabilidad de un corte vertical es un problema de empuje de tierras y no de estabilidad de taludes. Solo después de haber diseñado el anclaje para resistir el empuje del terreno, debe hacerse una revisión de estabilidad ante una falla de tipo rotacional para el conjunto formado por las anclas, suelo y estructura de retención.

El método del soporte libre sigue siendo una forma confiable de diseñar tablestacas ancladas. Los momentos reducidos por flexión de acuerdo con Rowe, dan momentos flexionantes cercanos a la realidad. Esto se pudo comprobar al comparar los análisis de equilibrio límite y de elemento finito.

Para que las tablestacas ancladas, diseñadas por el método del soporte libre, tengan un comportamiento satisfactorio, debe verificarse que el elemento de anclaje quede ubicado fuera de la zona de equilibrio plástico de Rankine.

CONCLUSIONES

Desde que se implementaron las primeras anclas en roca a principios del siglo XX, las constantes mejoras en materiales y métodos constructivos han hecho de éstas un método seguro y confiable para la estabilización de estructuras en roca y suelo. El principio de funcionamiento en ambos casos es el mismo. Sin embargo, las condiciones de trabajo más críticas se dan en el caso de los suelos, debido a su menor resistencia y mayor compresibilidad.

Antes de proponer la implementación de un sistema de anclaje para suelo o roca, debe hacerse un análisis de estabilidad para determinar si la estructura en cuestión es capaz de sostenerse por sí misma. Si no lo es, las anclas pueden aportar una fuerza estabilizante externa, tal que se alcance un factor de seguridad aceptable contra un tipo de falla particular (volteo, deslizamiento, etc.). Una vez conocida la geometría de las anclas se debe hacer un análisis de estabilidad del conjunto formado por las anclas y la masa de suelo estabilizada.

La resistencia de una masa rocosa está regida por el número, orientación y resistencia al corte en las discontinuidades, más que por la resistencia de la roca intacta. En el caso de los suelos, la resistencia está en función del esfuerzo de confinamiento efectivo, el índice de sobreconsolidación (OCR) y el cambio en la presión de poro en el tiempo.

Las anclas se tensan con el fin de que los desplazamientos (principalmente los horizontales) del suelo y las estructuras asociadas, estén dentro de un rango aceptable. Esto se logra, únicamente, si el bulbo de anclaje está sujeto firmemente, fuera de la zona de equilibrio plástico de Rankine, y la tensión del ancla se mantiene a lo largo de su vida útil. La vida útil del ancla define el nivel de esfuerzo máximo en el tendón y el nivel de protección contra la corrosión.

De acuerdo con la forma del elemento de sujeción, las anclas para suelo se clasifican en placas o muertos de anclaje y anclas perforadas e inyectadas. La capacidad última a la extracción de las primeras, está en función de la resistencia pasiva del suelo, mientras que en el segundo caso, depende de la fricción y adhesión alrededor del fuste. La resistencia a la extracción de un ancla está íntimamente ligada además de la resistencia del suelo, al procedimiento constructivo, principalmente a la presión de inyección.

Las principales incertidumbres en el diseño de las anclas inyectadas son: los parámetros de resistencia del suelo, las dimensiones finales del bulbo de anclaje y el nivel de esfuerzo almacenado producto de la presión de inyección. Por ello, la capacidad estimada en gabinete debe verificarse mediante pruebas de carga en campo.

El estado de esfuerzos y deformaciones en una estructura anclada, se modifica durante las distintas etapas constructivas, por lo cual, en el diseño estructural deberá considerarse la condición más crítica para cada uno de los elementos constituyentes. En general, el uso de anclas disminuye los elementos mecánicos en las estructuras flexibles de retención y por tanto la sección necesaria. En el caso de tablestacas, también permite reducir la profundidad de hincado. El diseño más económico, es un balance entre sección del muro, número de anclas y profundidad de hincado.

El problema fundamental de una estructura de retención, es la determinación del empuje del suelo, la forma del diagrama de presión y la manera en como ésta se distribuye entre los distintos niveles de anclaje. En la estabilización de corte verticales, donde se emplea concreto lanzado reforzado con malla, como muro diafragma, este no aporta resistencia alguna, por lo cual, las anclas deben diseñarse para tomar la totalidad del empuje. En las estructuras flexibles de retención, la parte hincada sí aporta resistencia y las anclas solo toman una parte del empuje total, igual a la diferencia entre los empujes activo y pasivo.

Los métodos de diseño de equilibrio límite como son los del “soporte libre” y “soporte fijo”, dan resultados confiables en la práctica; sin embargo, no indican la posición del elemento de anclaje o zona de fijación. Esta se define tradicionalmente, a partir de la zona de equilibrio plástico o la cuña de deslizamiento crítica. Otro forma, es determinando las zonas de fluencia plástica por medio de un análisis de elemento finito, que tiene la ventaja de considerar la interacción entre el suelo y la estructura.

Del primer ejemplo de aplicación se desprende que la estabilidad de un corte vertical es fundamentalmente un problema de empuje de tierras y no uno de estabilidad de taludes. Las anclas no se diseñaron para tomar el empuje total del terreno. Por tanto, el mecanismo de falla analizado originalmente fué inadecuado. Del segundo ejemplo se destaca la importancia de ubicar la zona de fijación fuera de las zonas de equilibrio plástico de Rankine.

ANEXO 1

Check list – Consideraciones para la protección contra la corrosión (Hanna, 1982)

Vida del ancla – corta (<1 a a 2 años) o largo.

Tipo de acero usado – cable, barra o torón.

¿Es susceptible el acero a la corrosión por tensión?

¿Cómo se almaceno el acero en el sitio de la obra?

¿Se cuantificó la corrosividad del suelo durante la investigación del sitio ¿Qué sistema de anclaje se empleará?

¿Se hicieron pruebas de carga con es el sistema de protección instalado?

¿Se colocara el sistema de protección en taller o en sitio?

¿Como se inspeccionará el sistema de protección?

¿Ha sido evaluado el sistema de protección mediante pruebas en sitio?

Temperatura del suelo.

Naturaleza del medio ambiente – no agresivo (el nivel del agua no varía; no hay elementos agresivos presentes).

Terreno moderadamente agresivo (terreno saturado con agua suave cuyo nivel varía; terreno saturado con agua cuyo pH es ácido).

Terreno muy agresivo (terreno cerca de químicos agresivos, cerca del mar, cerca de una atmósfera agresiva).

Protección permanente de (i) ancla, (ii) longitud libre, (iii) cabeza.

¿Puede trabajar el ancla sin afectar al sistema protectivo?

¿Puede introducirse el ancla en el barreno sin dañar la protección?

¿Han sido aprobados para su uso todos los materiales de protección?

¿Puede el sistema de protección cerca de la cabeza sufrir movimientos sin sufrir daños?

¿Puede haber movimiento libre en la zona libre del ancla?

¿Dónde se ubican los puntos críticos del sistema de protección, juntas, zonas de movimiento, áreas no pegadas, uniones en la zona fija?

¿Cual es la naturaleza de la carga, estática o de repetición?

¿Que controles se emplearan durante la introducción del tendón al barreno?

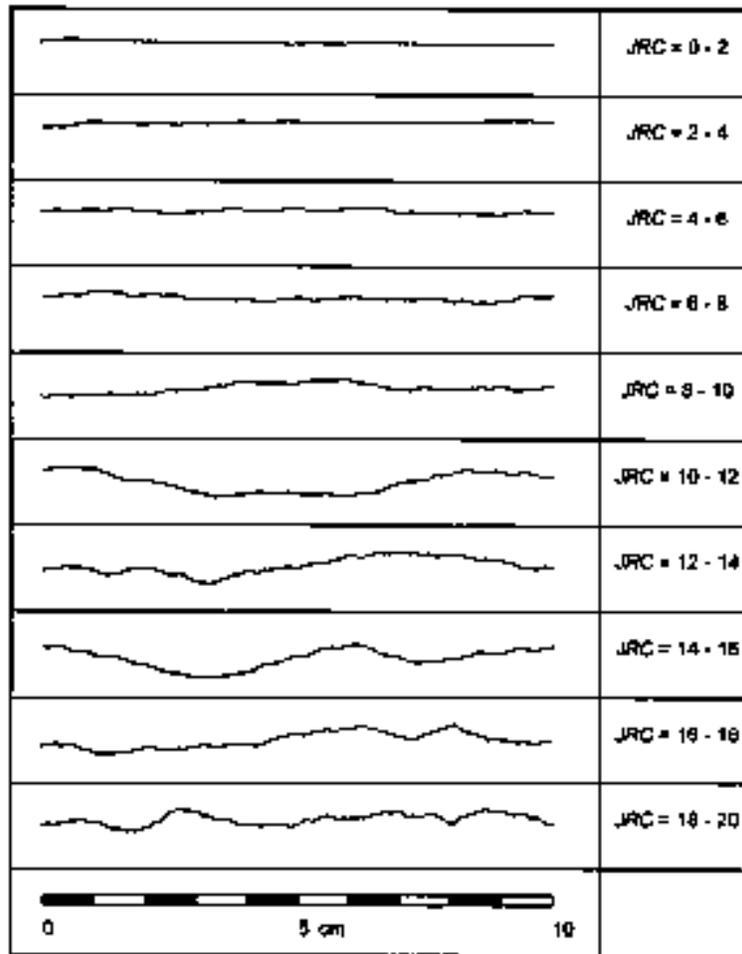
¿Como es la inspección del tendón completo antes de instalar?

Si el tendón ha sido sacado del barreno, ¿qué inspección se lleva a cabo?

ANEXO 2

Perfiles de rugosidad correspondientes a los diferentes valores de JRC

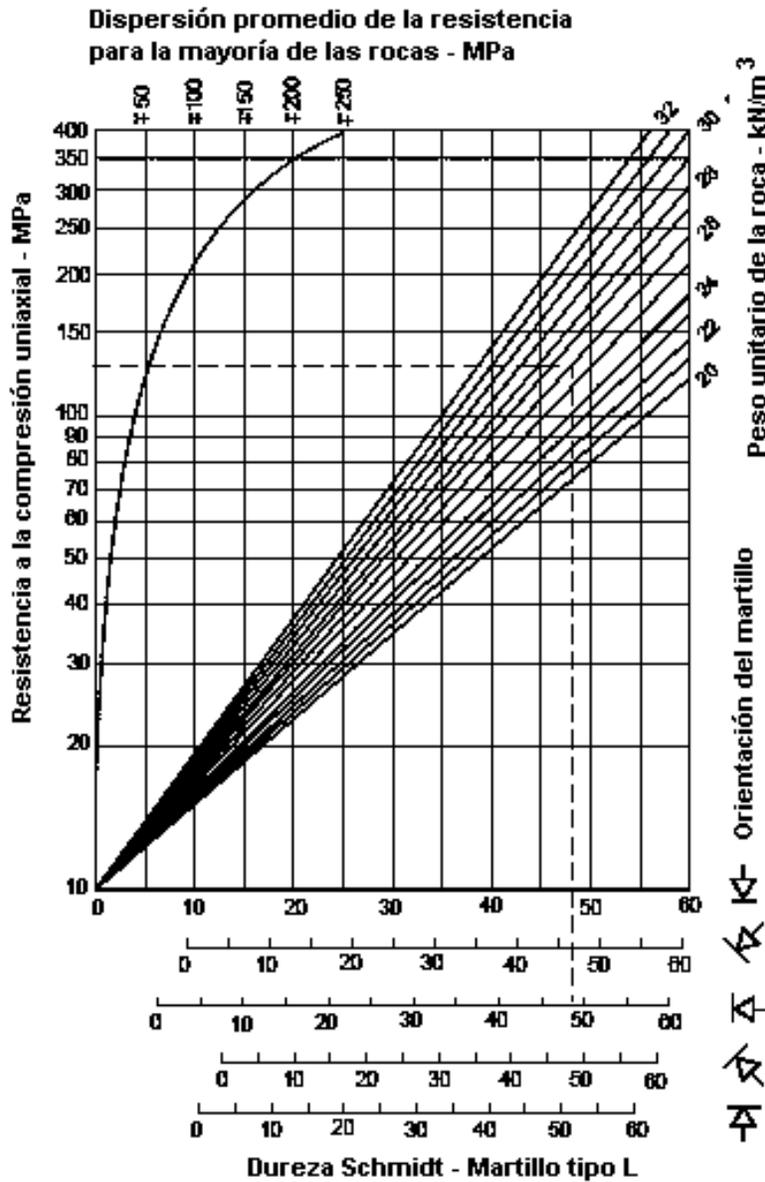
(Barton y Choubney, 1977) [tomado de Hoek (2000)]



ANEXO 3

Gráfica para determinar la resistencia a la compresión de la pared

(Deere y Miller, 1966)



ANEXO 4

Resistencia al corte de las discontinuidades rellenas y materiales de relleno

(Hoek, 2000 [Resumido de Barton, 1974])

Roca	Descripción	Pico c' (MPa)	Pico φ (o)	Roca c' (MPa)	Residual φ (o)
Basalto	Brecha basáltica arcillosa, amplia variación de contenido de arcilla y basalto	0.24	42		
Bentonita	Inclusión de bentonita en Yeso	0.015	7.5		
	Capas delgadas	0.09-0.12	12-17		
	Pruebas triaxiales	0.06-0.1	9-13		
Lutita bentonítica	Pruebas triaxiales	0-0.27	8.5-29	0.03	8.5
	Prueba de corte directo				
Arcilla	Sobreconsolidada, superficie de deslizamiento, juntas	0-0.18	12-18.5	0-0.003	10.5-16
Arcilla laminada	Prueba triaxial	0.06	32	0	19-25
	Superficies estratificadas				
Carbón de piedra	Vetas de arcilla milonita, 10 a 25 mm	0.012	16	0	11-11.5
Dolomita	Lutita alterada, +/-150mm espesor	0.04	14.5	0.02	17
Diorita, Grabodiorita y Pórfido	Salbanda de arcilla (2% arcilla, IP=17%)	0	26.5		
Granito	Fallas rellenas con arcilla	0-0.01	24-45		
	Relleno con greda	0.05	40		
Caliza	capa de arcilla de 6 mm				
	Relleno de arcilla de 10-20mm	0.1	13-14		
	Relleno de arcilla <1mm	0.05-0.2	17-21		
Caliza, Marga y Lignito	Capas intercaladas de Lignito	0.08	38		
	Contacto Lignito/Marga	0.1	10		
Caliza	Juntas Margosas, espesor 20mm	0	25	0	15-24
Arcilla Bentonítica	Inclusiones de 80 mm de arcilla bentonítica (montmorillonita) en Yeso	0.36	14	0.08	11
Montmorillonita		0.016-0.02	7.5-11.5		
Esquisto, cuarcita y esquisto silíceo	Relleno de arcilla de 100-150mm	0.03-0.08	32		
	Estratos delgados de arcilla	0.61-0.74	41		
	Estratos gruesos de arcilla	0.38	31		
Pizarra	Finamente laminada y alterada	0.05	33		
Cuarzo / Caolín / Pirolusita	Pruebas triaxiales remodeladas	0.042-0.09	36-38		

ANEXO 5

Taludes recomendados en cortes (tomado de Rico y Del Castillo, 2001)

TIPO DE MATERIAL	TALUD RECOMENDABLE				OBSERVACIONES
	Hasta 5 m	De 5 a 10 m	De 10 a 15 m	Mayor de 15 m	
Granito sano y masivo.					Descopetar a 1/2:1 la parte intemperizada si la hay.
Granito sano fisurado en bloques.					Amacizar taludes según la disposición de los bloques.
Granito exfoliado, grandes bloques empacados en arena.					No se considera recomendable la construcción de berma en el cambio de talud.
Granito exfoliado, grandes bloques empacados en arcilla arenosa.					Se recomienda construir banqueta con el objeto de recibir en ella los pequeños desprendimientos que normalmente se presentan.
Granito totalmente intemperizado (tucuruquay).					Si el producto de la intemperización del granito es arena fina, limosa o arcillosa, se recomienda proyectar banqueta de 1 m para cortes hasta de 15 m y de 3 m para cortes mayores.
Dioritas.	Se recomienda tomar en cuenta las mismas observaciones que se hacen para los granitos, dependiendo del grado de intemperismo de la roca.				
Andesita fisurada, sin alteración.					Se recomienda amacizar siguiendo los planos de fisuramiento.
Andesita fracturada y poco alterada.					Se puede construir berma de 4 m al cambiar talud si la parte inferior del corte no contiene arcilla en las fracturas y éstas están cerradas.
Andesita fracturada y alterada.					Se recomienda descopetar con talud 1:1 la parte superficial más alterada. Si existe flujo de agua deberá proyectarse un subdrenaje adecuado.

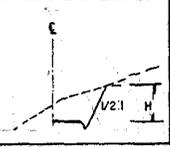
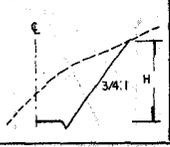
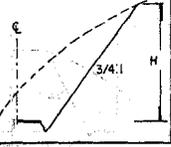
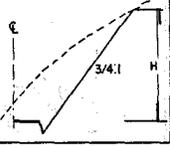
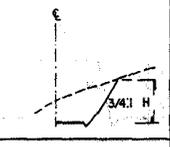
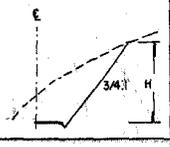
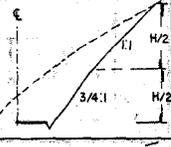
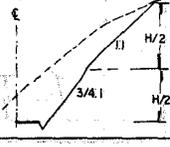
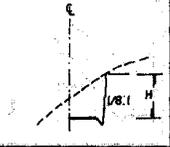
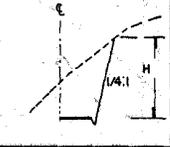
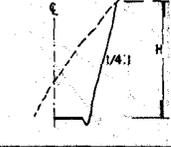
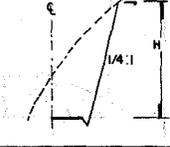
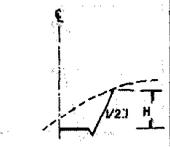
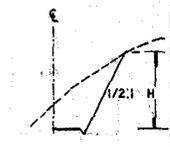
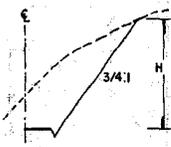
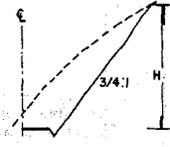
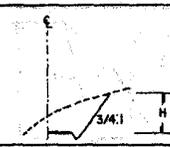
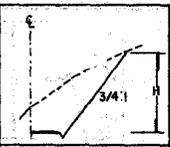
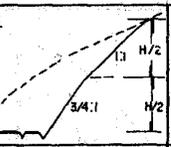
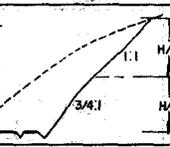
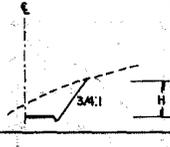
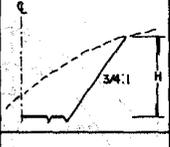
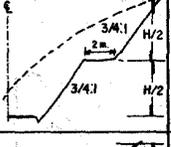
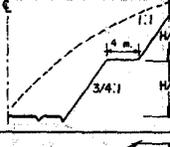
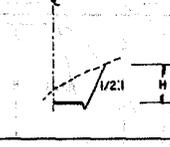
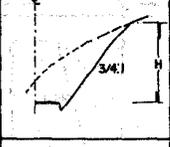
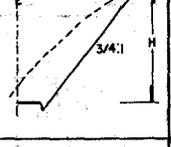
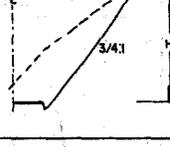
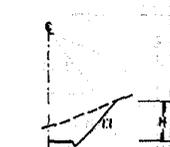
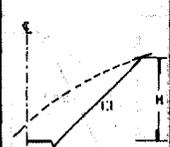
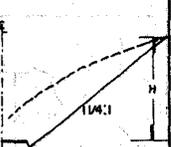
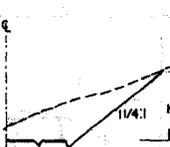
Taludes recomendados en cortes (continuación)

TIPO DE MATERIAL	TALUD RECOMENDABLE				OBSERVACIONES
	Hasta 5 m	De 5 a 10 m	De 10 a 15 m	Mayor de 15 m	
Riolitas sanas o fracturadas en grandes bloques, con sistemas de fracturamiento a 90° horizontal y verticalmente.					Se recomienda amacizar siguiendo los planos de fracturamiento, así como descopetar a 1:1 la parte intemperizada.
Diabasa sana poco fracturada.					Se recomienda amacizar.
Basalto fracturado, sano.					Descopetar 1/2:1 la parte superior del corte, si el fracturamiento es muy intenso. Si hay una capa intemperizada descopetar 1:1.
Basalto fracturado en bloques de todos tamaños.					Si los fragmentos están sueltos y sin suelo, o empaçados en arcilla o limo suave con flujos de agua.
Basalto fracturado en bloques de todos tamaños.					Si los fragmentos están empaçados en arcilla firme sin que existan flujos de agua.
Basalto muy fracturado y en proceso muy avanzado de intemperización.					En zonas muy lluviosas se recomienda construir al pie del talud una banqueta de 1 m para cortes hasta de 15 m y de 3.0 m para cortes mayores de 15 m.
Corrientes basálticas intercaladas con rocas piroclásticas y tezontles.		Se recomienda definir el contacto entre el basalto y las rocas piroclásticas para darle a cada uno su talud correspondiente. Las rocas piroclásticas requieren talud de 1:1 si se encuentran sueltas o de 3/4:1, si se encuentran compactos o son materiales muy gruesos.			
Tezontle masivo.					Si el tezontle es de grano fino y está suelto, se propone aplicar las mismas recomendaciones que para el resto de las piroclásticas.
Tobas, tobas brechoides, andesíticas, riolíticas o basálticas, sanas o ligeramente fisuradas.					Si están intemperizadas en la parte superior del corte, se recomienda descopetar el corte a 1/2:1.
Tobas, tobas brechoides, andesíticas, riolíticas o basálticas, sanas o ligeramente fisuradas.					Si existe un flujo de agua importante, se recomienda construir berma de 4 m a la mitad de la altura, impermeabilizándola.

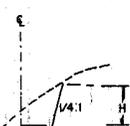
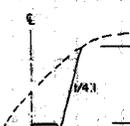
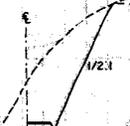
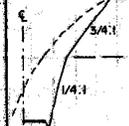
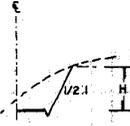
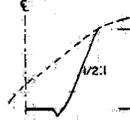
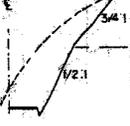
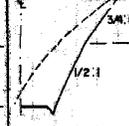
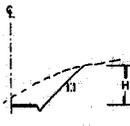
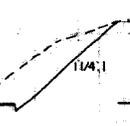
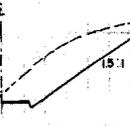
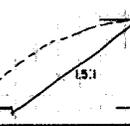
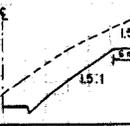
Taludes recomendados en cortes (continuación)

TIPO DE MATERIAL	TALUD RECOMENDABLE				OBSERVACIONES
	Hasta 5 m	De 5 a 10 m	De 10 a 15 m	Mayor de 15 m	
Tobas, tobas brechoides, riolíticas, andesíticas o basálticas poco intemperizadas.					Se recomienda descopetar a 3/4:1 la parte superior si el fracturamiento o intemperismo es intenso.
Tobas, tobas brechoides, riolíticas, basálticas o andesíticas muy intemperizadas.					Cambio de talud a la mitad de la altura en cortes mayores de 15 m.
Lutita dura y resistente, con echado casi horizontal, poco fracturada.					No construir contracunetas si no son bien impermeables. Descopetar a 3/4:1 la parte superior más intemperizada.
Lutita suave de resistencia media muy fracturada.					No construir contracunetas si no son bien impermeables. Descopetar 1:1 la parte superficial más intemperizada.
Areniscas sanas fuertemente cementadas, estratificación mal definida horizontal o a favor del corte.					Descopetar 3/4:1 la parte muy intemperizada.
Arenisca poco cementada, muy alterada con flujos de agua.					Descopetar 1:1 la parte superficial muy intemperizada.
Conglomerado brechoide bien cementado con matriz silicea o calcárea.					Se recomienda amacizar eliminando todos los fragmentos sueltos.
Conglomerado pobremente cementado con matriz arcillosa.					Si la matriz arcillosa se encuentra saturada o sometida a fuertes cambios de humedad, se recomienda para cortes mayores de 10 m construir banqueta de 1 m y bermas de 4 m a la mitad de la altura.
Caliza fracturada con echado casi a favor del corte con estratificación gruesa o mal definida.					Se recomienda descopetar 1:1 la parte superior alterada o muy fracturada.
Calizas sanas con estratificación fina horizontal o a favor del corte.					Descopetar 1:1.

Taludes recomendados en cortes (continuación)

TIPO DE MATERIAL	TALUD RECOMENDABLE				OBSERVACIONES
	Hasta 5 m	De 5 a 10 m	De 10 a 15 m	Mayor de 15 m	
Caliza intemperizada con flujo de agua.					Proyectar subdrenaje con contracunetas impermeables.
Caliza sana con echado contra el corte entre 90° y 45°, con lubricante arcilloso entre estratos.	Dar el talud correspondiente al echado. Si la roca está muy fracturada, proyectar berma impermeabilizada de 4 m a la mitad de la altura. Contracunetas impermeables.				
Caliza muy fracturada e intemperizada.					Contracuneta impermeable.
Caliza sana poco fracturada con echado contra el corte entre 80° y 45°.					Se puede considerar como si el echado fuera horizontal.
Caliza muy poco intemperizada y fracturada, con echado entre 45° y 30° contra el corte.					Descopetar la zona más fracturada a 1:1. Contracuneta impermeabilizada.
Pizarras	Mismas recomendaciones que para calizas.				
Aglomerado medianamente compacto con finos plásticos.					Contracuneta impermeabilizada, para cortes mayores de 10 m construir banqueta de 1.0 m en el pie del talud.
Aglomerado medianamente compacto con finos plásticos.					Contracunetas impermeabilizadas. Para corte mayor de 10 m proyectar berma de 2 m a la mitad de la altura y para corte mayor de 15 m aumentar el ancho a 4 m.
Arenas limosas y limos compactos.					Descopetar 1:1 la parte superior más intemperizada, si son materiales fácilmente erosionables deberá proyectarse talud de 1:1 y proteger con pasto.
Arenas limosas y limos poco compactos.					Contracuneta impermeable. Descopetar a 1:1 a la parte más intemperizada. Para cortes mayores de 15 m proyectar banqueta de 3 m al pie del talud.

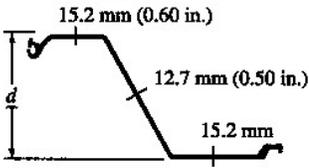
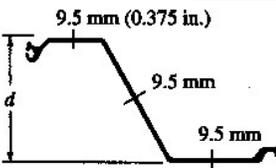
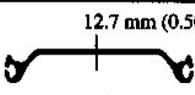
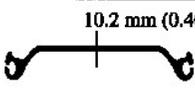
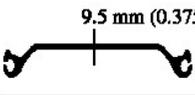
Taludes recomendados en cortes (continuación)

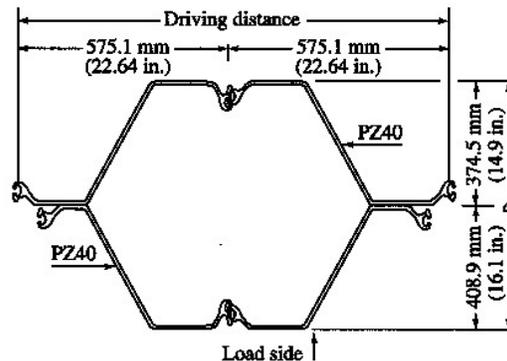
TIPO DE MATERIAL	TALUD RECOMENDABLE				OBSERVACIONES
	Hasta 5 m	De 5 a 10 m	De 10 a 15 m	Mayor de 15 m	
Arenas limosas y limos muy compactos (tepetate).					Descopetar la parte superior suelta.
Arcillas poco arenosas firmes (homogéneas).					Descopetar 1:1 la parte intertemperizada. Si existe flujo de agua proyectar subdrenaje.
Arcillas muy suaves expansivas y compresibles.					*Para cortes mayores de 15 m proyectar berma a la mitad de la altura bien drenada.
Caolín producto de la intemperización de granitos o dioritas.					Cubrir con pasto el talud para cortes mayores de 8 m proyectar berma de 6 m bien drenada. (altura máxima 16 m)
Arenas limpias poco o nada compactas.	Su ángulo de fricción interna con banquetá de 1.00 m en la base.				Cubrir los taludes con pasto.
<p>*La construcción de la berma requerirá de una contrapendiente con objeto de drenar el agua por medio de cunetas que deberán ser impermeables, pues si no lo son se podría tener una filtración que pondría en peligro la parte interior del corte al establecerse una superficie de falla ocasionada por la disminución de la resistencia al esfuerzo cortante del material por efecto de la filtración.</p>					

ANEXO 6

Perfiles para tablestacas (tomado de Bowles, 1996)

Secciones de acero para tablestacas producidas en los Estados Unidos*

	Section index	Depth d , in. mm	Driving distance, in. mm	Weight		Section modulus* per pile, in. ³ m ³ × 10 ⁻³	Moment of inertia per pile, in. ⁴ m ⁴ × 10 ⁻⁶
				lb/ft kg/m	lb/ft ² kg/m ²		
	PZ40	16.1	19.69	65.6	40.0	99.6	805.4
	PZ35	14.9	22.64	97.6	195.3	1.632	335.23
		380	575	98.2	170.9	1.498	283.7
	PZ27	12	18	40.5	27.0	45.3	276.3
	PZ22	9	22	60.3	131.8	0.742	115.0
		230	560	60.0	107.4	0.542	64.39
	PS31	—	19.69	50.9	31.0	3.3	5.3
			500	75.7	151.4	0.054	2.206
	PS27.5	—	19.69	45.1	27.5	3.3	5.3
			500	67.1	134.3	0.054	2.206
	PSA23	—	16.00	30.7	23.0	3.2	5.5
			405	45.7	112.3	0.052	2.290
	Box pile	31.0	45.28	261.2	—	480.7	7618
		787	1150	388.7	—	7.877	3170.9



*Secciones disponibles únicamente de la Bethlehem Steel

Grado acero: A328 with $F_y = 270$ MPa (39 ksi)

A572 with $F_y = 345$ and 415 MPa (50 and 60 ksi)

A690 with $F_y = 345$ MPa (50 ksi) para ambientes marinos

REFERENCIAS

Abrahamson, et al. 2002, “Slope stability and stabilization methods”, 2nd. Ed., John Wiley and Sons.

Balla (1961), “The resistance to breaking-out of mushroom foundations for pylons”, Proceedings of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Paris, France.

Barley D., A y Windsor R, Chris (2004), “Recent advances in ground anchor and ground reinforcement technology with reference to the development of art”, Proceedings of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Paris, France.

Barton, N. R. (1973), “Review of a new shear strength criterion for rock joints”, Eng. Geology 7.

Barton, N. R. (1974), “A review of the shear strength of filled discontinuities in rock”, Norwegian Geotechnical Institute Pub. No.105.

Barton, N. R. y Choubney, V. (1977), “The shear strength of rock joints in theory and practice”.

Barton, N. R. y Bandis, S. C. (1982), “Effects of block size on the shear strength behavior of jointed rocks”. 23rd. U.S. symp. on rock mechanics, Berkeley.

Barton, N. R. y Bandis, S. C. (1990), “Review of predictive capabilities of JRC-JCS model in eng. practice”. In Rock joints proc. Int. Symp. on rock joints, Norway.

Bieniawski (1984), “Rock mechanics design in mining and tunneling”, A. A. Balkema.

Bishop, A. W., y Bjerrum (1960), “The relevance of the triaxial test to the solution of stability problems”, Proceedings of the Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, Boulder, Colorado, ASCE, June.

Bjerrum 1972, citado por Simons, en “A short course un soil and rock slope engineering”, Thomas Telford, 2001.

Budhu, M. (2000), “Soil Mechanics & Foundations”, John Wiley & Sons.

Chandrakant, S. D. y Kundu, T. (2001), “Introductory finite element method”, Mechanical Engineering Series, CRC Press.

Chandrupatla, T. R. y Belegundo, A. (1999), “Introducción al estudio del elemento finito en ingeniería”, 2a. Ed. Prentice Hall.

Coates y Yu (1970), citado por Hanna (1982).

Conrado, H. C (1995), “Sistema de soporte para excavaciones en zona II (transición) empleando anclas de tensión”. Tesis de Licenciatura, FI, UNAM

Das Braja, M. (1990), “Earth anchors” (Developments in geotechnical engineering).

Deere, D. U. y Miller. (1966), “Engineering classification and index properties of rock”. Tech. report No. AFNL-TR-65-116 Albuquerque, N. M. Air Force Weapon Lab.

Fairhurst, C. (1991), “General philosophy of support design for underground structures in hard rock”, Underground structures design and construction, Elsevier.

Fellenius (1927, 1936), citado por Juárez Badillo en “Mecánica de suelos, teoría y aplicaciones” tomo II, Noriega, México, 1994.

Fredlund D. G., Krahan-John; “Comparison of slope stability methods of analysis”, Canadian geotechnical journal, Vol. 14, No.3, 429-439. 1977.

Giani, G. P. (1992), “Rock slope stability analysis”, A. A. Balkema.

Goodman (1988), “El comportamiento de la roca en taludes”, Tercera conferencia magistral “Profesor Raúl Marsal”,

Hanna, T. (1982), “Foundations in tension”, Trans Tech Publications, Series on Rock and Soil Mechanics. Vol. 6.

Hoek, Brown (1985), “Excavaciones subterráneas en roca”, Mc Graw Hill.

Herrera, S. (2002), “Características y clasificación geológica de las rocas”; Notas del curso de Mecánica de Rocas, DEPMI UNAM, 2005.

Ilan Juran (1982), “Ground anchors and soil nails in retaining structures” (Foundation engineering handbook, Cap.26)

Juran, I. (1982), “Ground anchors and soil nails in retaining structures”, (Foundation engineering handbook), 890.

Krahan, J., “The limits of limit equilibrium analyses”, R. M. Hardy Lecture 2001.

Krahan-John (2004); “Stability modeling with SLOPE/W”.

Kramer, S. L. (1996), “Geotechnical Earthquake Engineering”, Prentice Hall. R. M. Hardy Lecture 2001.

Krahan, J. (2004); “Stability modeling with SLOPE/W”.

Lambe, W. T. (1997), “The selection of soil strength for a stability analysis”, The fifth Spencer J. Buchanan Lecture, Texas A & M University.

Littlejohn, G. S. (1979), “Design estimation of the ultimate load-holding capacity of ground anchors”, Symposium on Prestressed Ground Anchors, Concrete Society of South Africa.

Mohamed, K., Montel, B., Civard, A. y Luga, R. (1969), “Cheurfas Dam anchorages: 30 years of control and recent reinforcement”, Proceedings, 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, 1969, Specialty Session No.15, 167-171.

Nierlich, Heinz (1994), “Aspectos importantes en la protección de anclajes contra la corrosión”, (Simposio internacional de anclas, SMMS).

Ovando, E. y Holguín, E. (2002), “Sistemas de anclaje en suelos”, (Manual de construcción geotécnica, cap. 5), Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.

Panek, L. A. (1964), “Design for bolting stratified roof”, Transactions, Soc. Of Mining Engineers

Rico, Del Castillo (2001), “La ingeniería de suelos en las vías terrestres, tomo I. Noriega-Limusa.

Schnabel H. y Schnabel H. W. (2004), “Tiebacks in foundation engineering and construction”, 2a. Ed., A. A. Balkema Publishers.

Segerlind. L. J. (1984), “Applied finite element method”, John Wiley & Sons.

Simons, N. (2001), “A short course in soil and rock slope engineering”, Thomas Telford.

Stillborg (2001), Professional users handbook for rock bolting, Trans Tech Publications, Series on Rock and Soil Mechanics Vol. 15.

Széchy (1966), “The art of tunneling”, Akadémiai Kiadó Budapest.

Tschebotarioff G., “Foundations, retaining and earth structures”, 2a. Ed., Mc Graw Hill, 1973.

USACE, 2003. “Slope stability”, EM 1110-2-1902, United States Army Corps of Engineers

Vesic, A. S. (1971), “Breakout resistance of objects embedded in ocean bottom”, Journal of the American Society of Civil Engineers”.

Whitman y Bailey (1967), Citado en el manual de ingeniería “Slope stability” del USACE.