

“DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES” SEGUNDA PARTE

SISTEMAS DE SOPORTE LATERAL

Jorge E. Alva Hurtado, PhD. ⁽¹⁾

CAPÍTULO 6

INTRODUCCIÓN

Es frecuente, sobre todo en ciudades, tener que realizar excavaciones verticales, porque la existencia de edificios o calles próximas no permite utilizar taludes inclinados. Cuando el terreno no es de buena calidad y no permite una excavación vertical sin apoyo, se debe utilizar sistemas de soporte lateral. Una solución, si los lados de la excavación están próximos, es apuntalar una pared contra otra. También se puede apuntalar una pared contra un montículo provisional dejado en el centro de la excavación o contra la losa de la base del sótano. Los métodos anteriores se conocen como entibaciones.

Cuando los lados de la excavación están alejados, o cuando no es posible interferir con la excavación, se utilizan pantallas. Las pantallas pueden ser rígidas o flexibles y estar en voladizo o ancladas.

En este artículo se tratarán los sistemas de soporte lateral de excavaciones profundas, entendiéndose que son aquellas que tienen una profundidad mayor que 6 metros. En estos casos deben considerarse las dimensiones de la excavación y las características del subsuelo. Los aspectos de diseño y construcción de sistemas de soporte lateral de excavaciones serán cubiertos. Además, se comentará brevemente sobre la presión de tierras en muros temporales utilizados para soportar la excavación y la estructura permanente a ser construida dentro de la excavación misma.

Debe tenerse en mente que los sistemas de soporte lateral se construyen conforme se profundiza la excavación. También debe recordarse que no se construye relleno sobre la estructura, sino que la masa de tierra se retiene en su sitio. Se demostrará que dichos factores influyen los desplazamientos que ocurren con la excavación y las presiones que se desarrollan en las estructuras de retención.

(1) Profesor Asociado, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería, Director de Investigación, CISMID-UNI.

1.0 PRESION DE TIERRA

Cuando los esfuerzos horizontales y verticales en un punto son esfuerzos principales:

$$\text{Presión Activa, } P_A = K_A \bar{\sigma}_v$$

$$\text{Presión de Reposo } P_O = K_O \bar{\sigma}_v$$

$$\text{Presión de Pasiva } P_P = K_P \bar{\sigma}_v$$

Donde: $\bar{\sigma}_v$ = Esfuerzo efectivo vertical

K_A = Coeficiente "activo"

K_O = Coeficiente "en reposo" = $1 - \text{sen } \bar{\phi}$

K_P = Coeficiente "pasivo"

1.1 PANTALLAS

1.1.1 Reglas de Peck para Entibaciones

Las reglas prácticas para determinar los diagramas de diseño en entibaciones apuntaladas, se basan en datos reales de campo. Históricamente dichos datos provienen de mediciones de cargas en puntales, de las cuales se ha determinado diagramas equivalentes de presión. Las reglas prácticas más conocidas y utilizadas para determinar la magnitud y distribución de presiones de tierra en entibaciones fueron desarrolladas por el Profesor Ralph Peck hace más de 40 años. Dichas reglas todavía están vigentes.

La Figura 1 indica como se desarrolla un diagrama aparente de presión de tierra, a partir de mediciones de cargas en puntales. El diagrama de presión de diseño es realmente una envolvente que cubre la gran dispersión de datos debido a las variaciones de técnicas constructivas. En base a lo anterior, la fuerza total calculada de la envolvente trapezoidal empírica (P_t) es mayor que la fuerza activa real (P_A) que existiría en una sección dada.

La Figura 2 resume las reglas prácticas de Peck para la distribución de presiones en entibados, en varios tipos de suelos. Debe enfatizarse lo siguiente:

- 1) Se aplica a excavaciones profundas, mayores de 6 metros
- 2) Los datos empíricos se obtuvieron de mediciones en entibaciones apuntaladas, no con anclajes
- 3) Las mismas simplificaciones usadas en el desarrollo de los diagramas aparentes de presión de tierra deben utilizarse en el cálculo de las cargas en puntales. Una ilustración muy simple es que se asume rótulas en los apoyos para determinar el diagrama aparente

- 4) La envolvente empírica refleja todas la anomalías que normalmente ocurren en la construcción de este tipo de proyectos: secuencia de construcción, temperatura, acomodo entre pantalla y apoyos, etc.
- 5) Los diagramas para arenas se desarrollaron en lugares con nivel freático deprimido, luego las presiones hidrostáticas deben ser añadidas por separado. En suelos cohesivos el diagrama de presión se basa en pesos específicos totales, sin considerar la distribución de la presión de poros, por lo que no hay que añadir presiones de poros para suelos cohesivos.
- 6) El comportamiento de una excavación en arcilla depende mucho del Número de Estabilidad, N.
- 7) No es necesario tomar en especial consideración el balance de fuerzas por debajo del nivel de excavación (activo y pasivo).

1.1.2 Suelos Estratificados

Pueden existir problemas de escoger el diagrama apropiado en suelos estratificados. Una forma de resolver el problema es determinar el empuje lateral por medio del cálculo de la presión activa y luego escoger una relación apropiada de (P_t/P_A) . También se podría calcular la fuerza activa por medio de coeficientes activos para los diversos estratos, o si la geometría es complicada, por soluciones gráficas. Mediante este procedimiento el diseñador debe aplicar su mejor juicio en la distribución vertical de fuerzas dentro del corte.

1.1.3 Anclajes

Los anclajes se diferencian de los entibados con puntales en los siguientes aspectos:

- a) Los anclajes se ensayan al 125% de la carga de diseño, luego se reduce la carga y se ajusta al 75% o más de la carga de diseño. Este proceso remueve alguna de las anomalías que causan variaciones de carga, inherentes a las entibaciones apuntaladas, que pueden o no ser precargadas. Si los puntales son precargados, generalmente lo son al 50% de su carga de diseño. En conclusión, se cree que el proceso de instalación de anclajes conduce a un mejor control de la carga y su distribución.
- b) Los datos experimentales en anclajes no muestran un incremento de carga al profundizarse la excavación, sino que mantienen una carga constante. A diferencia de los puntales en entibaciones, que aumentan su carga con la excavación, los anclajes mantienen una carga lateral predeterminada por la precarga y el sellado.

La menor fuerza lateral está asociada a la condición "activa". La condición activa involucra una deformación lateral para alcanzar dicha condición. Si no se permitiese ningún movimiento horizontal, obtendríamos la presión en reposo.

Debido a la precarga de los anclajes, se desarrolla una distribución uniforme, de la presión en pantallas con anclajes para condiciones de suelo generales, a excepción de casos en arcilla media a blanda.

Cuando se desea minimizar los desplazamientos en la cercanía a la excavación, los anclajes deben ajustarse al 100% de la carga de diseño. En este caso la carga de diseño debe calcularse en base al coeficiente " K_0 " en reposo (0.4 a 0.5 para arena densa a suelta). En el caso en que los desplazamientos no sean críticos, puede utilizarse el promedio de K_A y K_0 . En el caso particular de arcilla rígida a muy rígida y arenas con cohesión, se sugiere utilizar una presión uniforme produciendo la misma fuerza que el diagrama empírico de entibaciones apuntaladas.

1.1.4 Muros Permanentes

La presión en sótanos y paredes de subterráneos está controlada por el hecho que los muros son rígidos y no se deforman. Otro factor de consideración es si el muro tiene relleno o se ha vaciado directamente contra una ataguía (Figura 3).

- a) Muro de Concreto Vaciado contra Ataguía.-
Utilice la presión en reposo (K_0) que aumenta linealmente con la profundidad.
- b) Relleno Suelto.-
Con arena o grava, utilice la presión activa (K_A).
Con material arcilloso utilice la presión en reposo (K_0)
- c) Relleno Compacto.-
Los datos de observación de campo presentan bastante dispersión, de K_0 a varias veces K_0 . La distribución es irregular. En suelo granular puede utilizarse una distribución uniforme, de igual magnitud a la presión en reposo.

2.0 SOPORTE LATERAL

2.1 INTRODUCCION

Las Figuras 4 y 5 presentan el soporte lateral de una pantalla en un corte por apuntalamiento en el entibado y por anclaje.

Desde el punto de vista mecánico, la diferencia esencial es que el entibado proporciona soporte en el borde de la excavación. Los anclajes se extienden detrás del borde y pre-refuerzan un bloque de suelo. En este proceso, la masa de suelo comprendida entre anclajes tiende a deformarse como una unidad.

El aspecto más atractivo del sistema de anclajes es que deja libre la excavación, y puede avanzarse la construcción de una manera más rápida.

2.2 APUNTALAMIENTO DE ENTIBACION

2.2.1 Diseño

Los códigos de diseño en acero deben utilizarse para los esfuerzos, cuando la excavación está a su máxima profundidad. Si se trata de situaciones temporales en el curso de la excavación, se puede justificar un aumento de hasta el 20% por encima de los valores del código.

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

2.2.2 Instalación

Precarga

Cuando los miembros se instalan sin precarga sistemática, usualmente un extremo está soldado, y el otro extremo se bloquea y tranca por medio de planchas y cuñas de acero.

La precarga se utiliza hoy en día de manera rutinaria, no solamente para controlar la carga en el miembro, sino para remover los “huelgos” del sistema puntal-viga correa-pantalla-suelo. Como resultado, la precarga limita los desplazamientos.

En la Figura 6 se presentan dos métodos posibles de precarga. En el método de acuñamiento, se introducen placas y cuñas entre el extremo del puntal y la viga – correa, después que los gatos han alcanzado la carga deseada. En el método de tubería telescópica, la tubería interior se suelda a la tubería exterior, después de alcanzar la carga deseada.

El problema es determinar la magnitud apropiada de la precarga. La rigidez de un miembro excesivamente precargado puede atraer carga por exceso de la carga de diseño, ya sea por elevación de temperatura o algún tipo de operación durante la construcción. Por otro lado, si la precarga es muy baja, no existirá ningún beneficio del proceso. Por lo general, se precarga los miembros de los entibados apuntalados hasta un 50% de la carga de diseño.

Temperatura

Una variación normal del 10 al 20% del promedio puede anticiparse. Se han reportado variaciones entre 0.5 kips por °F y 1.5 kips por °F. La variación de carga debido a cambio en temperatura corresponde a la ecuación de un miembro de acero perfectamente empotrado, modificada por un factor que toma en cuenta el módulo de deformación del suelo. A suelo más rígido, un mayor incremento de carga en el miembro debido a cambio de temperatura. Es por lo anterior que debe tenerse especial cuidado en sistemas rígidos tales como en roca fracturada, till glacial y arcillas lutáceas.

Es conveniente proporcionar protección solar a los miembros ante la luz solar para evitar efectos de temperatura. También se pinta los miembros con pintura reflectora o se rocía con agua.

2.3 ANCLAJES

2.3.1 Elementos Básicos

Un prerrequisito para la utilización de un sistema con anclajes, es que un estrato portante adecuado del subsuelo debe encontrarse dentro de una longitud económica a la excavación. Los estratos portantes más comunes en el caso de anclajes son: suelos cohesivos de muy rígidos a duros, arenas y gravas medianamente a muy densas y roca. Suelos cohesivos rígidos y suelos granulares sueltos también puede proporcionar un buen anclaje, a menores capacidades.

La Figura 7 representa un anclaje, que consiste de tres componentes principales: la zona de anclaje, el tirante y la reacción en el muro. La Tabla N° 1 y la Figura 8 presentan los tipos más comunes de anclajes. La elección del tipo de anclaje depende del suelo en donde se formará el anclaje.

2.3.2 Métodos

Los anclajes inyectados a presión de 4 pulgadas de diámetro son los más comunes.

2.3.2.1 Anclajes Inyectados a Presión

Estos anclajes se instalan con equipo móvil, de tipo neumático. El entubado se avanza ya sea con el extremo abierto o el extremo cerrado. En el caso de perforar con extremo abierto, se remueve el material desde dentro; en el caso de perforar con extremo cerrado, se utiliza un punto expandible. El procedimiento es perforar o introducir el entubado, introducir el tirante y después cementar con lechada el anclaje mientras se retira el entubado. Como en el caso de anclaje de mayor diámetro, la zona libre de adherencia se rellena con arena, lechada pobre, o lechada aplicada con presión mínima. El propósito del relleno con arena o lechada pobre es prevenir la transferencia de carga a la zona libre de adherencia.

Anclajes recementables son esencialmente los mismos que los anclajes de pequeño diámetro inyectados a presión, excepto que se coloca una tubería perforada en el anclaje antes del enlechado a baja presión. Después de la fragua de la lechada inicial, es posible inyectar lechada a presiones altas (150-500 psi) a través de la tubería. Las perforaciones en la tubería pueden aislarse por medio de empaques para permitir una inyección a presión alta localizada. La lechada a alta presión produce grietas en la lechada del anclaje inicial, permitiendo la penetración localizada de la lechada en el terreno adyacente. Teóricamente se puede reinyectar muchas veces, pero en la práctica no se reinyecta más de dos a tres veces. En la mayoría de casos sólo se reinyecta una vez.

2.3.2.2 Anclajes Tipo Campana

Estos anclajes son aplicables mayormente en suelos puramente cohesivos, tales como arcillas muy rígidas a duras. La lechada se bombea a presión baja o el concreto se coloca después de retirada la herramienta de corte.

2.3.2.3 Anclajes con Taladro de Eje Derecho

En el caso de taladros de vástago hueco, usualmente de diámetro de 12 a 14 pulgadas, la lechada se coloca bajo presiones de hasta 150 psi mientras se retira el taladro. Estos anclajes se aplican en arcillas muy rígidas a duras y en ciertas arenas.

2.3.3 Capacidad de Carga

La capacidad última de carga en anclajes rectos y tipo campana en suelos puramente cohesivos, está gobernada por la adhesión a lo largo del eje más la capacidad de carga de arranque de las campanas.

La adhesión del eje se calcula de la manera convencional para tomar en cuenta la pérdida de resistencia a lo largo del eje debido a alteraciones. En arcillas muy rígidas a duras, la adhesión es de 30 a 40% de la resistencia cortante no drenada.

La capacidad portante de carga de la campana se determina en base a la resistencia cortante no drenada del suelo en el área de la campana fuera del eje.

$$\text{Carga en campana} = (A_N) (S_u) (N_c)$$

Donde: A_N = área de campana menos área del eje

S_u = resistencia cortante no drenada

N_c = factor de capacidad de carga (9 para círculo)

Para anclajes de eje recto instalados bajo presión de enlechado alta, la capacidad de carga está gobernada por el esfuerzo efectivo residual atrapado que actúa en la zona de anclaje. Las presiones de enlechado son 150 psi o más. En anclajes de este tipo no puede predecirse la carga en base a consideraciones teóricas; debe utilizarse la experiencia local o datos empíricos en la predicción de carga. La siguiente tabla resume el rango de capacidad de carga de anclajes de pequeño diámetro (4") a alta presión en varios tipos de suelos.

<u>Suelo</u>	<u>Carga última (kips/pie)</u>
Arena y grava limpias	10 – 20
Arenas medias a gruesas	7 – 15
Arenas limosas	5 – 10
Arcilla muy rígida a dura	2 - 6

TABLA Nº 1
TIPOS DE ANCLAJES

<u>TIPO</u>	<u>RANGO DE DIAMETRO</u>	<u>CLASE DE SUELO</u>	<u>COMENTARIOS</u>
Anclaje con taladro derecho	6" - 24"	Arcillas muy rígidas a duras y arenas.	Pueden usarse taladros sólido o hueco. En arenas, hueco.
Anclajes tipo campana	Eje 12" - 18" Campana 30" - 42"	Arcillas muy rígidas a duras.	Campana se forma al extremo del anclaje.
Campana múltiple	Eje 4"-8" Campanas 8" - 24"	Arcillas muy rígidas a duras.	Serie de campanas a lo largo del eje.
Anclajes inyectados a presión (una etapa)	3" - 4"	Arenas y gravas. Arenas con finos. Arcillas duras.	Presiones altas para cementar zona de anclaje. Perforación neumática.
Anclajes inyectados a presión (recementados)	3" - 4"	Arenas y gravas. Arenas con finos. Arcillas rígidas a duras.	Tubería perforada en anclaje permite recementación para aumentar la carga en anclaje. Perforación neumática.

La capacidad de carga de un anclaje no puede ser predicha con precisión, depende de la condición del suelo y de la técnica de perforación utilizada. La experiencia es importante, pero los ensayos in-situ son necesarios. Cada anclaje de producción debe ser ensayado a una carga mayor que la de diseño. También deben efectuarse ensayos a largo plazo (horas o días). La cantidad de ensayos de campo depende de la experiencia con el tipo de suelo, tipo de estructura y el riesgo.

2.3.4 Aspectos de Diseño

La Figura 9 presenta los diversos modos de inestabilidad potencial de muros con anclaje. Un problema común es cuando la componente vertical de la carga de anclaje causa asentamiento.

El diseño de un tirante de acero depende del esfuerzo de fluencia del acero y los procedimientos de ensayo de los anclajes. Los anclajes más comunes son barras de acero de alta resistencia o grupos de cables de 7 alambres. El esfuerzo de trabajo de diseño es aproximadamente el 60% del esfuerzo último. La carga temporal durante el ensayo de campo es de 75% del último.

**TABLA N° 2
ESFUERZO Y CARGA EN TENDON**

<u>TIRANTE</u>	<u>ESFUERZO ULTIMO, fu</u>	<u>CARGA ULTIMA, Pu</u>	<u>CARGA DE FLUENCIA Py = 0.85 Pu</u>
Cable 7 – alambre diámetro 1/2"	270 Ksi	41 Kips	35 Kips
Barra diámetro 1"	150 Ksi	128 Kips	109 Kips
Barra diámetro 1 3/8"	150 Ksi	234 Kips	199 Kips

2.3.5 Instalación

Cada anclaje de producción se carga en incrementos hasta 120 a 125% de la carga de diseño, se mantiene esta carga por 10 a 20 minutos y luego se fija entre 75 a 100% de la carga de diseño.

En algunos casos es conveniente realizar ensayos a largo plazo, de 12 a 24 horas, para evaluar la reptación (creep). Otros ensayos pueden ser llevados a la falla para determinar el factor de seguridad verdadero.

2.3.6 Corrosión

La corrosión no ha sido un factor importante en instalaciones típicas. En instalaciones permanentes la protección contra la corrosión es esencial. Fundamentalmente se debe asegurar que la carga se transfiere al extremo del anclaje, de modo que la lechada esté en compresión y no en tensión.

2.4 COMPARACION DE ENTIBADOS Y ANCLAJES

2.4.1 Desplazamientos

De modo general, un muro con anclajes tendrá menor desplazamiento lateral que un entibado con puntales. Las razones son:

- a) El movimiento debido a la remoción de puntales y reapuntalamiento se elimina.
- b) Cada anclaje se ensaya al 120% ó más de su carga de diseño y luego se fija al 75-100% de la carga de diseño. Los anclajes mantienen la misma carga durante toda la excavación, mientras que la carga aumenta en los puntales. Los anclajes tienden a remover más “huelgo” del sistema de soporte que los puntales.
- c) Los anclajes se extienden a una distancia considerable detrás del muro, e involucran una gran masa de suelo que actúa con el muro como en estructuras de retención por gravedad. El sistema suelo-muro es menos deformable que un entibamiento convencional actuando solo en la cara del corte.
- d) Los contratistas tienden a sobreexcavar más profundamente en los niveles de los puntales que en los anclajes, para facilitar la remoción del suelo.
- e) Las deformaciones por temperatura son mayores en los entibamientos con puntales.

2.4.2 Imprevistos en Anclajes

- a) Los anclajes muy inclinados pueden causar asentamientos a los pilotes-solera.
- b) Debido a que los anclajes son un sistema a tensión, la falla local o sobrecargado pueden producir una falla más progresiva y rápida que en el caso de entibado.
- c) La pérdida de terreno cuando se perfora en arena fina por debajo del nivel freático puede producir asentamiento o impedir la efectividad del anclaje.
- d) Se ha registrado un movimiento lateral del muro mucho mayor que el movimiento del terreno en arcillas sobreconsolidadas y lutitas. Esto probablemente se debe a la descarga de esfuerzos laterales in-situ relativamente altos.

3.0 ESTRUCTURAS DE RETENCION

3.1 Muros con Soleras y Tablones

3.1.1 Definición y Tipos

Los muros con soleras y tablones tienen dos componentes básicos: los pilotes-soleras que se instalan a una distancia de 2 a 3 metros con tablones de madera entre las soleras.

Las vigas de acero de ala ancha se utilizan como pilote-soleras, también se utiliza tuberías de acero, canales de acero y miembros de concreto prefabricado.

La Figura 10 ilustra pilotes de acero tipo solera con tablones de madera en el lado posterior o lado anterior del ala frontal. Algunas de las ventajas de colocar los tablones al frente del ala es su facilidad de instalación.

3.1.2 Diseño

Es un principio bien establecido que las fuerzas laterales del terreno se concentran en los pilotes-solera, descargando los tablones. Esta redistribución de la presión lateral resulta de los siguientes factores:

- 1) En el proceso constructivo el suelo se remueve antes de colocar el tablón, por lo que se permite deformación lateral en las soleras, concentrando carga.
- 2) Las soleras son más rígidas que los tablones. Al continuar la excavación las soleras atraen carga y los tablones relevan carga al deflectarse.

La Figura 11 presenta la redistribución de presión debido a la acción de arco.

Debido a la acción de arco desarrollada, el diseño de los tablones se basa en la experiencia y en reglas empíricas, en lugar del cálculo de esfuerzos de flexión del diagrama de presiones. La tabla siguiente presenta el rango usual de espesores de tablones.

Espesores Típicos de Tablones

Luz Libre	1.8 mts.	2.4 mts.
Espesor de Tablón	3 pulg.	3-4 pulg

El espesor mayor para la luz libre de 2.4 mts. está asociado con cortes más profundos de 10 mts. o en suelos que tienen características menos favorables al efecto de arco, tal como arenas saturadas con cohesión.

Los pilotes-solera deben diseñarse para la carga lateral total actuando sobre la distancia entre pilotes-solera adyacentes. Es importante proporcionar al pilote-solera con la

capacidad adecuada para soportar la componente vertical de la carga transmitida por los anclajes; sino fuera así, existe riesgo de ocurrir asentamiento y desplazamiento lateral. Una consideración de diseño asociada es la adecuada resistencia proporcionada por la presión de tierra pasiva en el lado interior de la solera por debajo de la excavación.

Un procedimiento para mejorar la capacidad portante y la resistencia lateral es empotrar la porción inferior de una solera pre-excavada en concreto.

3.1.3 Construcción

3.1.3.1 Agua

Cuando existe preocupación sobre desplazamientos del terreno circundante a la excavación, es crítico tener un control adecuado sobre el nivel freático y el agua superficial. Debe asegurarse que el agua de escorrentía no entra a la excavación, sino existe el peligro serio de producirse un lavado del suelo detrás de los tablones.

En material granular con nivel freático, un corte vertical por debajo del nivel freático conducirá a que el material se deslice conforme el agua fluye hacia la excavación. Se necesitan medidas de prevención apropiadas para deprimir el nivel freático antes de ejecutar la excavación apropiadas para deprimir el nivel freático antes de ejecutar la excavación, o ejecutar la obra de manera de prevenir que el agua salga por la cara de la excavación. Las medidas incluyen la instalación de sumideros dentro de la excavación y mantener una berma con pendiente (Figura 12). El bombeo al pie de la berma deprime el nivel freático por debajo del agua donde se colocan los tablones. Otras técnicas de estabilización como congelamiento e inyecciones también pueden ser empleadas.

Algunas situaciones difíciles son:

- 1) Suelos ligeramente cohesivos (arenas arcillosas y limos) que drenan lentamente y tienden a correrse al ser expuestos.
- 2) Justamente sobre la parte superior de una capa impermeable infrayacente dentro de la profundidad de excavación. En esta zona existe una pequeña carga, de modo que el agua tiende a fluir por un período de tiempo largo.

3.1.3.2 Zona Sobrecortada

El espacio sobreexcavado detrás de los tablones de madera debe ser adecuadamente relleno con material de relleno. Usualmente este material es suelo, pero si existe preocupación sobre infiltración, el suelo puede mezclarse con cemento y ser colocado seco. También se ha utilizado concreto poroso en esta zona, actuando como relleno y como filtro.

3.1.3.3 Respiraderos

En cortes por debajo del nivel freático, es común dejar espacios verticales de 2 cms. entre los tablones. Esto permite en el futuro introducir materiales de relleno de ser necesario, después de la instalación de los tablones. El espacio disponible permite también colocar paquetes de filtros para prevenir la pérdida de suelo por infiltración. Se considera que la instalación de respiraderos es una buena práctica cuando existe el potencial de infiltración de agua freática en la excavación.

3.1.4 Aplicabilidad

El sistema de muros con soleras y tablones se aplica a todo tipo de suelo, a excepción de arcillas muy blandas y suelos sueltos o dilatantes de baja plasticidad bajo el nivel freático. El requisito de efectuar depresión del nivel freático y la posibilidad de pérdida de terreno, puede eliminar la practicabilidad de este sistema en muchos casos, especialmente cuando existen estructuras adyacentes a la excavación. La alternativa de bombeo continuo, o método impermeable como tablestacado metálico o pantallas de concreto también influenciarán la decisión de utilizar el sistema de muros con soleras y tablones.

Si no existen requerimientos especiales en el método constructivo debido a las condiciones imperantes en el sitio, el método de muros con soleras y tablones es el más económico.

3.1.5 Desplazamientos

La causa más severa de desplazamiento es la pérdida de material por superficie y nivel freático o por flujo continuo de material que se desliza, como limos o arenas arcillosas saturadas.

Las fuentes adicionales de desplazamiento son deflexión de los tablones, sobreexcavado y relleno inapropiado en la parte posterior de los tablones, o procedimientos inapropiados durante la pre-excavación de las soleras.

En base a casos publicados en la literatura, puede concluirse que para muros con soleras y tablones bien construídos e instalados en condiciones apropiadas del suelo, los desplazamientos son mínimos. Es más, estos desplazamientos no son muy distintos de los desplazamientos que se esperarían en muros más rígidos, como pantallas de concreto.

3.2 TABLESTACADOS METALICOS

La Figura 13 presenta algunas secciones de tablestacas metálicas utilizadas. El sistema de tablestacado metálico es más caro que el sistema solera-tablones, por lo que dicho sistema se utiliza cuando las condiciones del suelo no permiten el sistema solera-

tablones, o cuando los costos de deprimir el nivel freático son muy altos. Debe evaluarse la condición de existencia de bolones en el terreno que pueden interferir con el hincado de las tablestacas. Los pilotes-solera son más adaptables al hincado severo, y pueden pre-excavarse o cambiar de posición en caso necesario.

Teóricamente el tablestacado metálico es una pantalla de impermeabilización efectiva en terreno altamente permeable; sin embargo, existen muchos casos donde no lo ha sido. Esta deficiencia proviene del daño al tablestacado durante el hincado, o a la poca penetración dentro de la capa impermeable.

El tablestacado en suelo impermeable (arcilla) o suelo semipermeable (arena arcillosa o limo), no garantiza una frontera impermeable efectiva, ya que su permeabilidad es del mismo orden de magnitud que el suelo. Existen fugas a través de los trabazones de tablestacas, permitiendo la cantidad de flujo la caída del nivel piezométrico en dichos suelos. En el caso de suelo compresible, este proceso conduce a asentamientos por consolidación.

En suelo altamente permeable puede ocurrir fugas por las trabazones de las tablestacas, sin embargo la cantidad no es suficiente para permitir una caída significativa del nivel piezométrico fuera de la excavación. En términos de permeabilidad relativa, el tablestacado es una frontera impermeable en suelo permeable.

3.3 PANTALLAS DE CONCRETO

3.3.1 Definición y Tipo

El término “pantalla de concreto” se refiere a un muro de concreto continuo, construido desde la superficie del terreno, antes de ejecutar la excavación. El tipo más común de pantallas de concreto es una construcción vaciada en sitio con acero de refuerzo en secciones de 3 a 6 mts. de longitud. Antes de colocar el concreto, la excavación se estabiliza con una suspensión de bentonita para prevenir el colapso. Debido a que la utilización del lodo bentonítico está estrechamente ligada al sistema constructivo, a este tipo de muro se le refiere como “muro de lodo” (slurry wall).

La Figura 14 presenta un esquema de la selección longitudinal de la pantalla en proceso de construcción. El panel de concreto del centro tiene a los costados secciones excavadas, sin haber sido vaciadas. El procedimiento de excavar y concretar paneles alternados es la técnica más comúnmente usada. También se han construido pantallas de concreto prefabricadas y colocadas en una zanja estabilizada con lodo bentonítico.

Las pantallas de concreto también pueden construirse mediante el vaciado de pilotes de concreto en perforaciones muy cercanas, tal como se ilustra en la Figura 15. Una técnica utiliza equipo de vástago hueco (diámetro de 12 a 16 pulg.) para construir dos o más líneas de pilotes tangentes con un espaciamiento muy pequeño. La lechada se bombea a través del agujero central conforme se retira el taladro, luego se introduce la reja de refuerzo en el concreto fresco. Este método no requiere excavación estabilizada

con lodo bentonítico. Una segunda técnica utiliza taladros de mayor diámetro, de hasta 1.2. mts. Dependiendo del tipo de suelo, la excavación puede realizarse con o sin entubado. No se requiere necesariamente lodo bentonítico.

3.3.2 Estabilidad de Excavación

La estabilidad de la excavación con lodo en suelo granular se mantiene por la presión del fluido y el efecto de arco del terreno. En arcillas la estabilidad es menos crítica debido a la resistencia cortante del suelo. El lodo bentonítico llena la zanja de excavación y se mantiene por lo menos un metro por encima del nivel freático. El lodo bentonítico forma una torta impermeable a los costados de la zanja, impidiendo el flujo del fluido hacia el terreno fuera de la zanja. La Figura 16 ilustra las presiones producidas.

El otro factor que ayuda a la estabilidad de la excavación es el efecto de arco. Este efecto ocurre porque los paneles son de longitud limitada, se considera significativo dicho efecto para longitudes de panel menores de 5 mts. Para apreciar el efecto de arco es necesario visualizar una sección horizontal de corte en la zanja. Cuando se excava la zanja se disipa la presión de tierra, esto permite una redistribución de los esfuerzos hacia los extremos del panel excavado.

En la parte superior de la zanja de excavación (5 mts. superiores) – existe una frontera no restringida en la superficie, que no permite que ocurra el efecto de arco. Por esta razón es muy importante tener muros-guía bien construidos, a lo largo de los lados de la excavación. Esta guía sirve para alinear el equipo de excavación y proporcionar un medio para introducir el lodo recirculado. Un muro-guía tiene una profundidad de 1.5 mts. y se construye contra relleno compactado en la parte superior de la zanja. De esta forma se obtiene una frontera superior rígida. La Figura 17 ilustra el muro-guía.

3.3.3 Tipos de Pantallas Vacías In-situ

3.3.3.1 Excavación en una etapa

Este es el proceso descrito anteriormente, donde los paneles se excavan, se coloca el refuerzo y se vacía el concreto en una etapa. El acero de refuerzo puede consistir de fierro de construcción o una combinación de secciones de ala ancha y barras de acero. En este caso las secciones de ala ancha se usan para tomar los esfuerzos máximos de flexión actuando verticalmente.

3.3.3.2 Excavación en dos etapas

El primer paso consiste en colocar pilotes-solera a los extremos de cada panel, antes de excavar los paneles (Figura 18). Los pilotes primero se colocan en agujeros pre-excavados. Después se coloca un concreto pobre alrededor de los pilotes-solera; finalmente se excava el espacio entre soleras, se coloca el refuerzo y se vacía el concreto en los espacios excavados entre soleras.

3.3.4 Discusión

Las pantallas de concreto se han utilizado como una forma de limitar los desplazamientos fuera de los límites de la excavación y como resultado se elimina la calzadura. La pantalla es muy rígida, por lo tanto su presencia elimina las deformaciones que podrían ocurrir en sistemas flexibles, especialmente en suelos blandos. Las pantallas de concreto eliminan los riesgos descritos anteriormente con pérdida de terreno en sistemas de muros y tablonés.

RECONOCIMIENTO

La mayor parte del material presentado ha sido tomado de los Reportes del Proyecto "Lateral Support Systems and Underpinning" preparado por D.T. Goldberg, W.E. Jaworski y M.D. Gordon en 1976 para el Department of Transportation, Federal Highway Administration de los E.E.U.U.

REFERENCIAS

- Goldberg D.T., Gordon M.D. y Jaworski W.E. (1976), "Lateral Support Systems and Underpinning", Department of Transportation, FHWA, Reports FHWA-RD-74-128, 129 y 130,
- Jimenez Salas J.A. (1980), "Geotecnia y Cimientos III, Cimentaciones, Excavaciones y Aplicaciones de la Geotecnia", Editorial Rueda, Madrid.
- Peck R.B. (1969), "Deep Excavaciones and Tunneling in Soft Ground", Proc. 7th International Conference on Soil Mechanics, Mexico, State of the Art Volume, pp 225-290.
- Peck R.B., Hanson W.E. y Thornburn T.H. (1974), "Foundation Engineering" Mc Graw John Wiley, New York.
- Schnabel H. (1982), "Tiebacks in Foundation Engineering and Construction", Mc Graw Hill, New York.
- Terzaghi K. y Peck R.B. (1967), "Soil Mechanics in Engineering and Construction", John Wiley, New York.

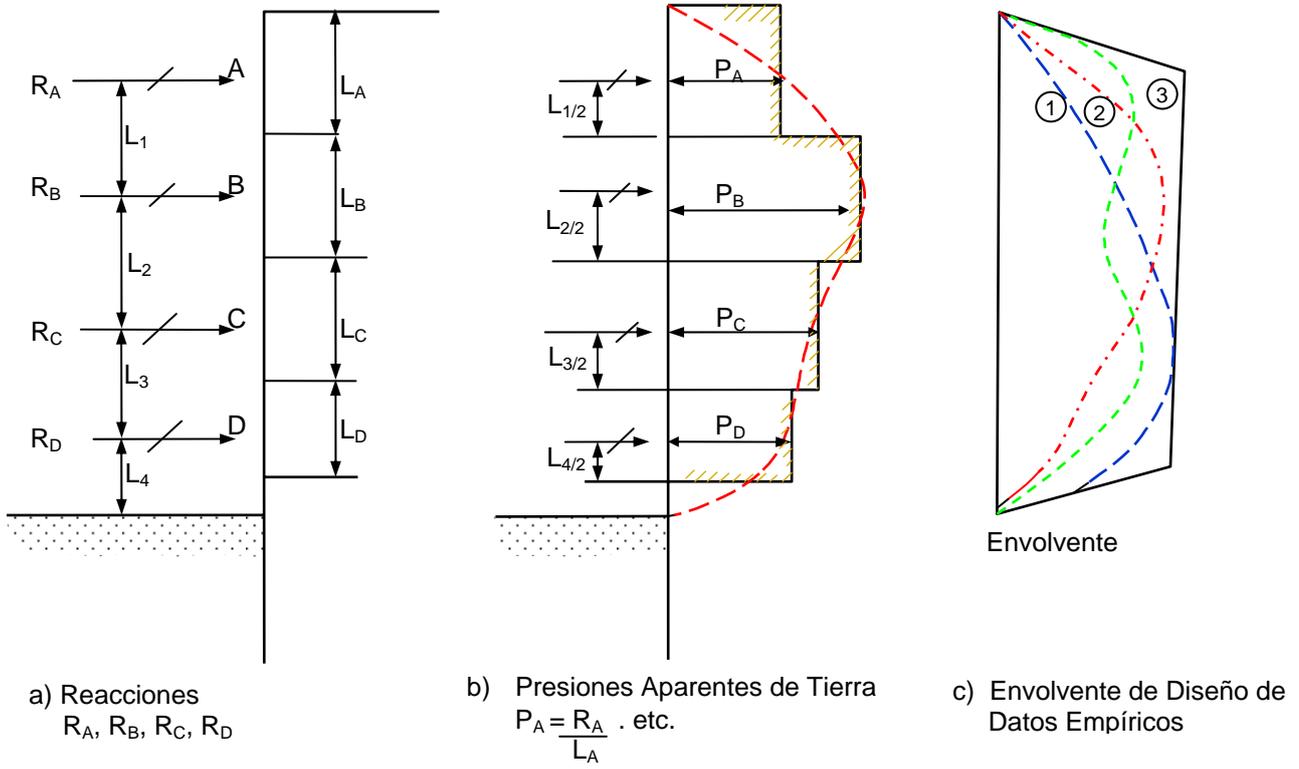


Figura 1. Método Empírico para el Desarrollo del Diagrama de Presión de Tierra

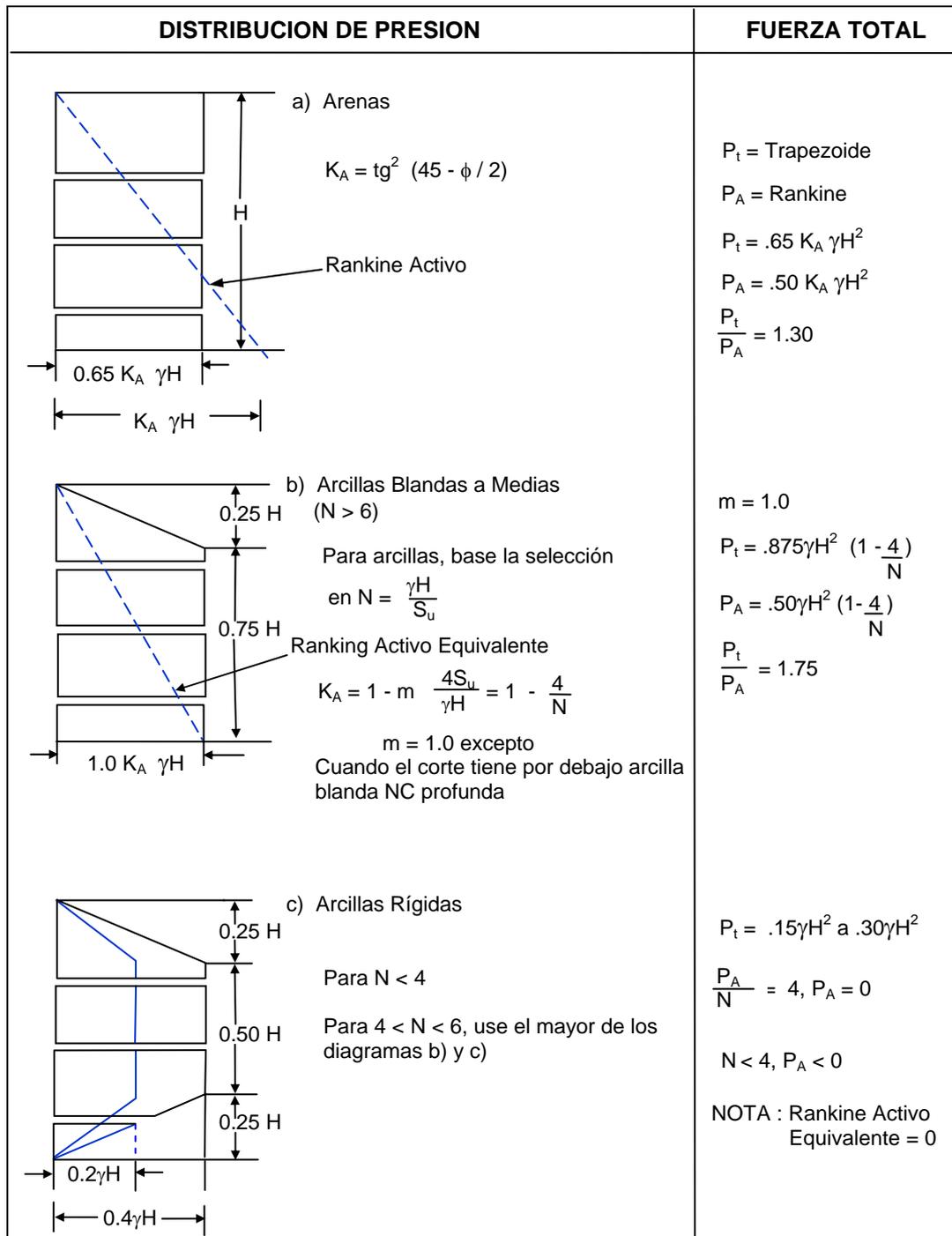
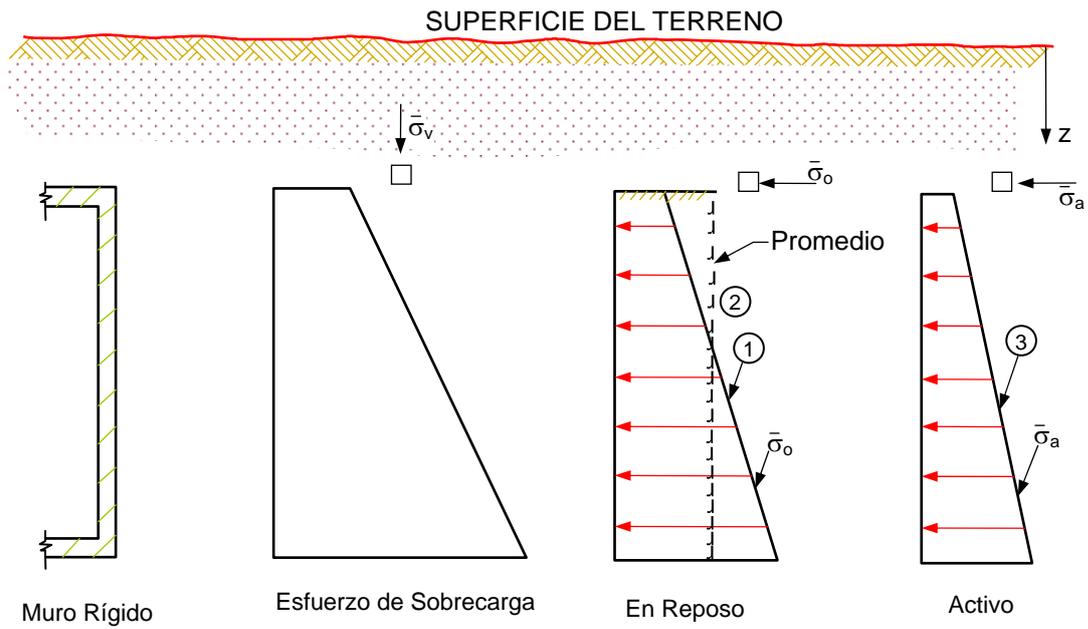


Figura 2. Diagramas de Presión para Entibaciones de Terzaghi y Peck (1967)



$$K_o = 1 - \text{sen } \bar{\phi} \quad \left\{ \begin{array}{l} \textcircled{1} \text{ Muro Vaciado Contra Ataguía} \\ \textcircled{2} \text{ Relleno Granular Compacto} \end{array} \right.$$

$$K_a = \text{tg}^2 (45 - \bar{\phi} / 2) \quad \textcircled{3} \text{ Relleno Granular Suelto}$$

Figura 3. Presión Lateral en Muro Rígido

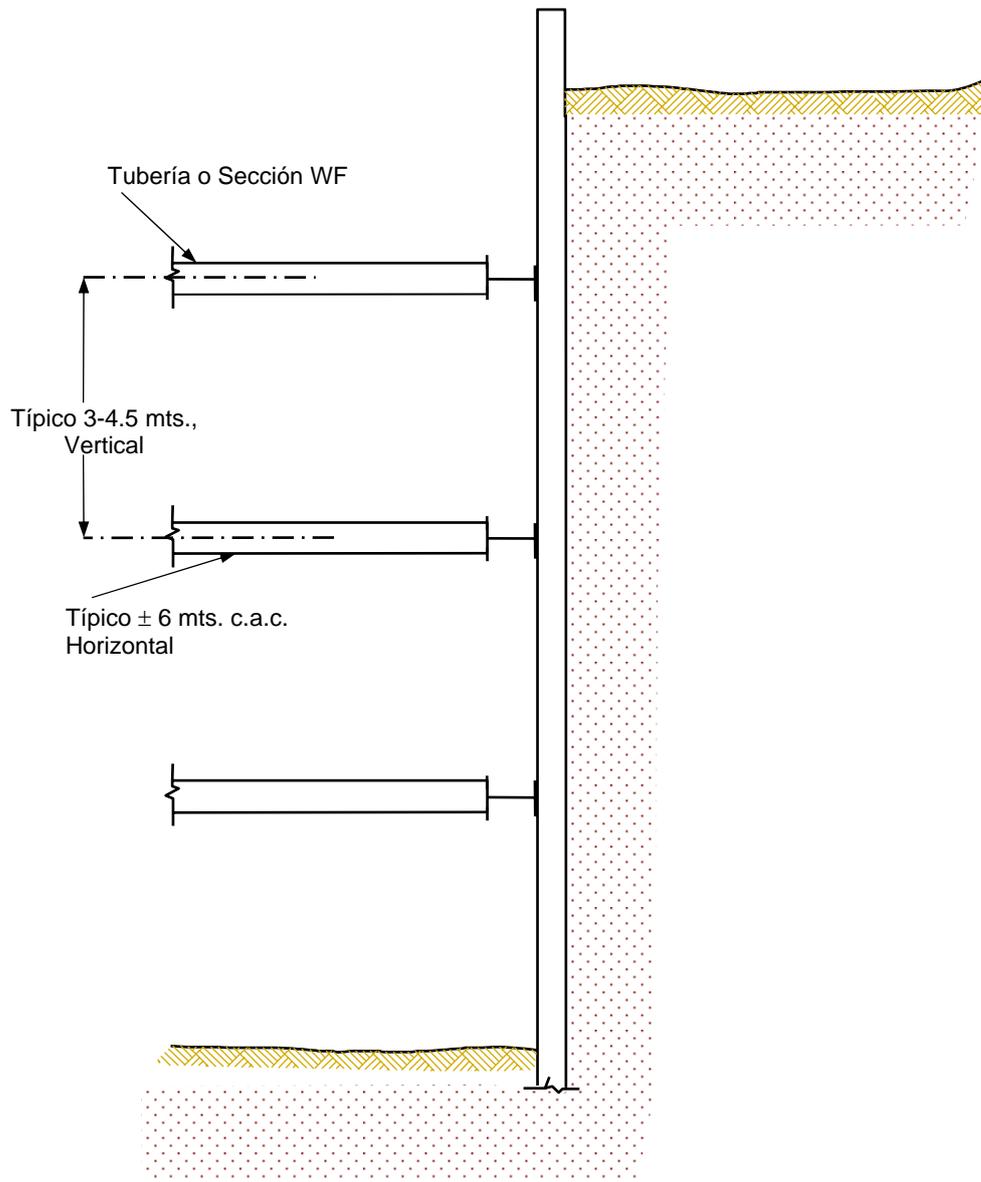


Figura 4. Corte Soportado por Entibado

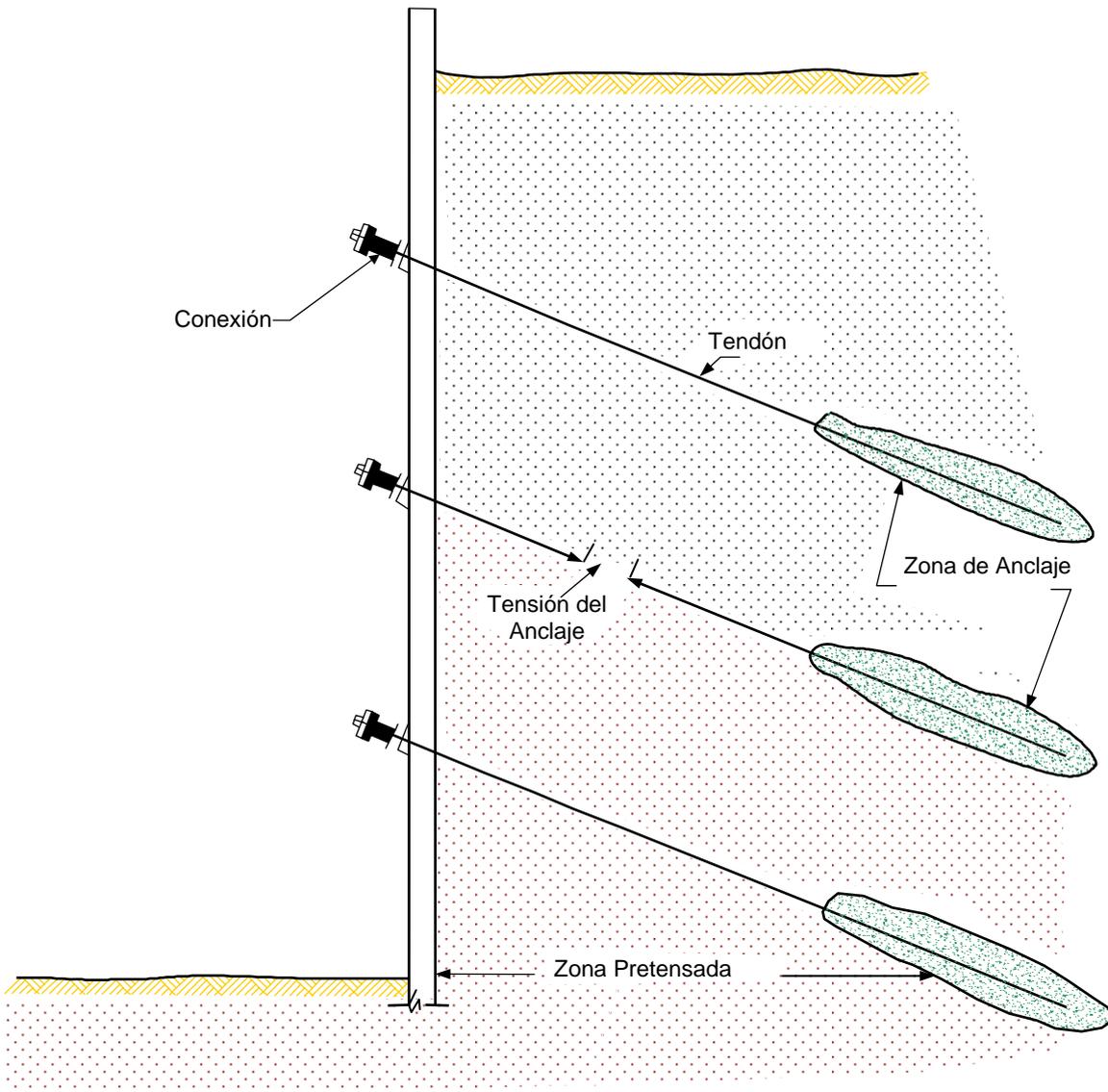


Figura 5. Corte Soportado por Anclajes

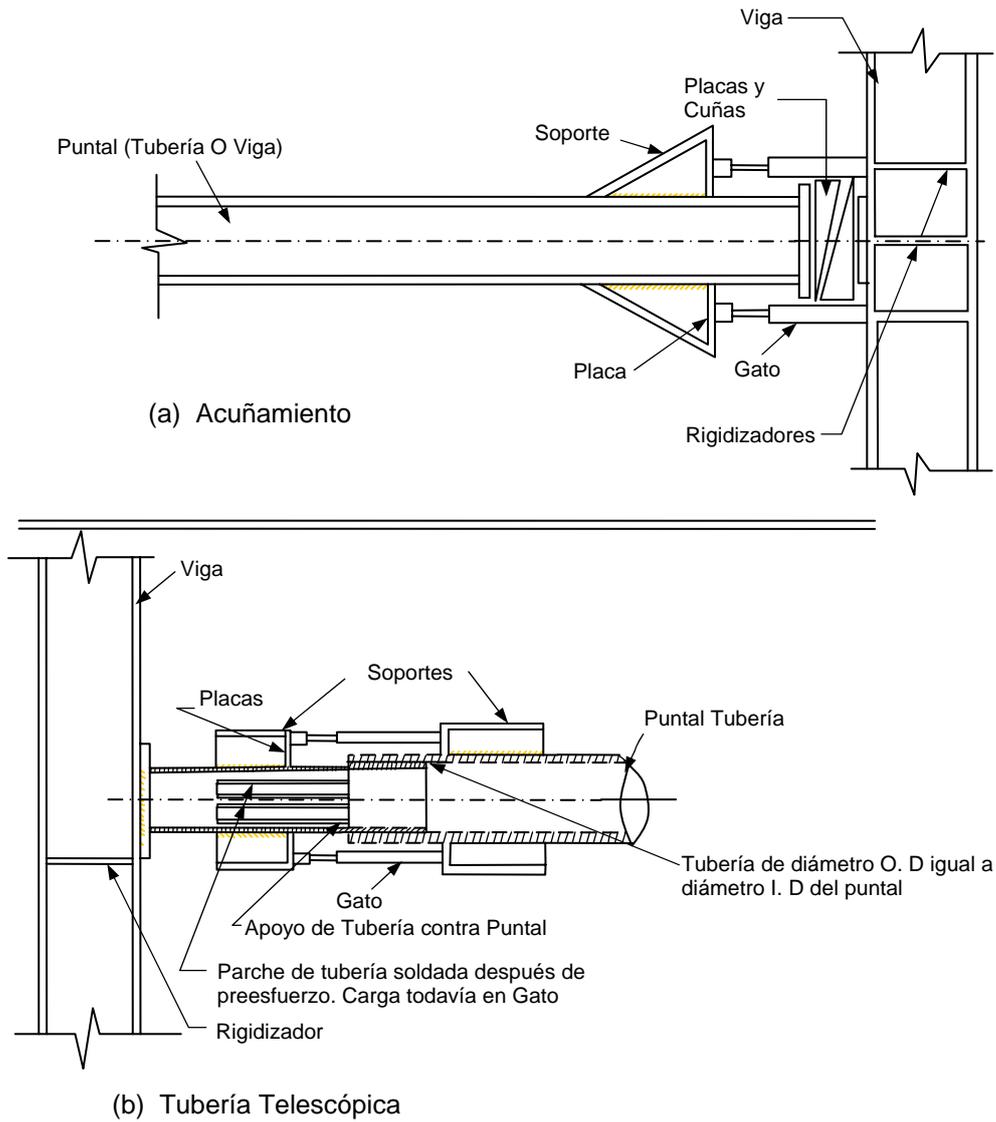


Figura 6. Detalles de Preesfuerzo

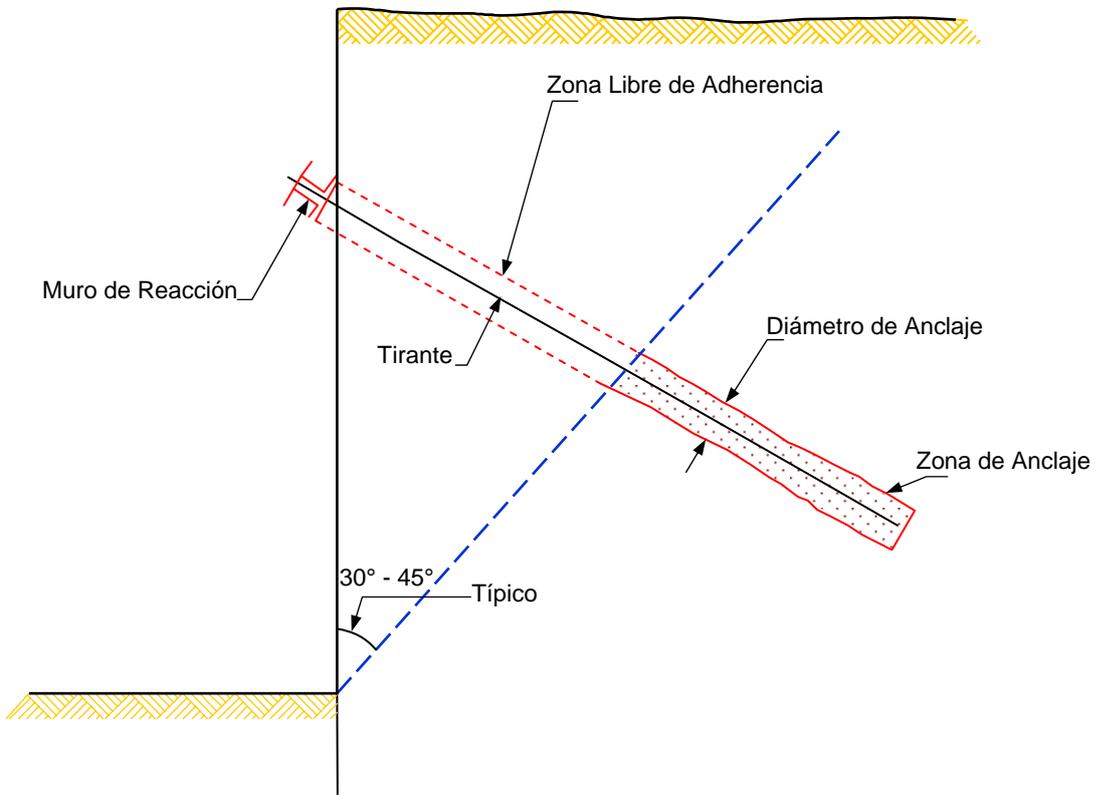
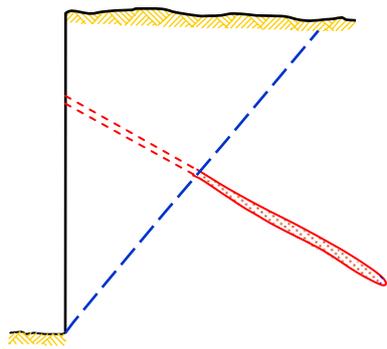
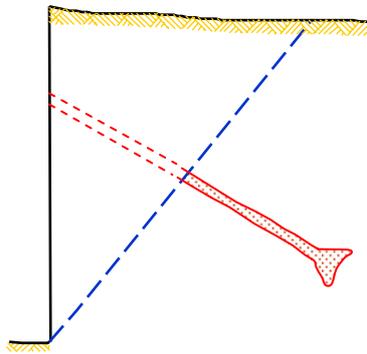


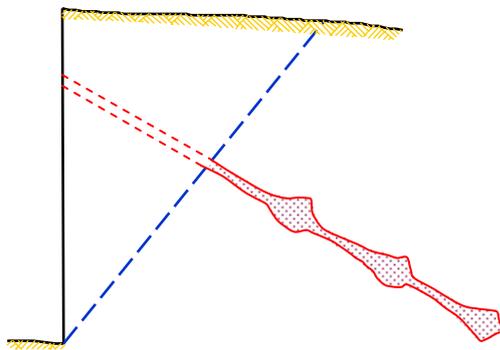
Figura 7. Zona de Anclaje y Zona Libre de Adherencia



Vástago Derecho

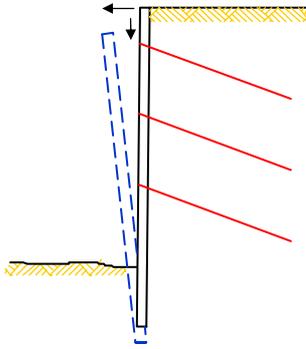


Campana Simple

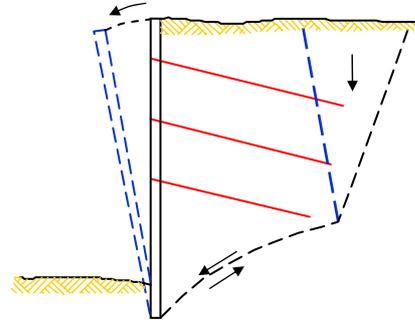


Campana Múltiple

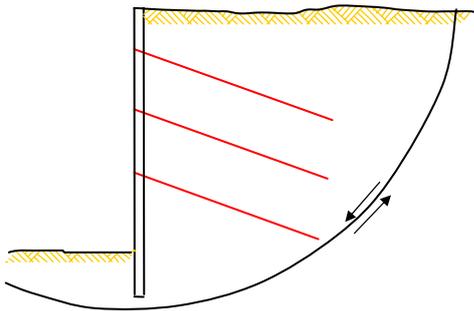
Figura 8. Tipos de Anclajes



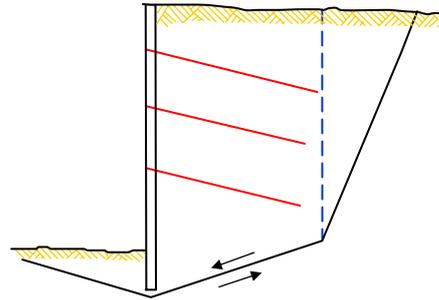
Falla de Capacidad Portante



Falla por Volteo

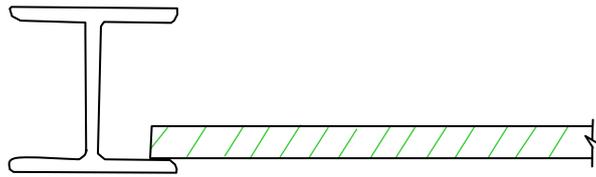


Falla Circular de Arco

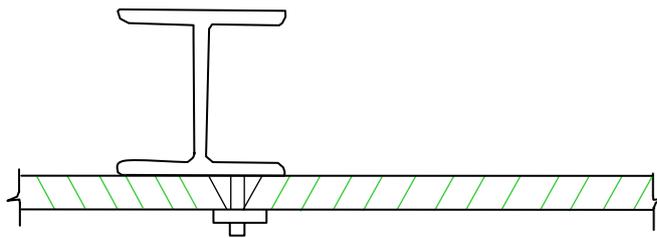


Falla de Cuña Deslizante

Figura 9. Inestabilidad de Muros con Anclaje



(a) Tablón en Parte Posterior



(b) Tablón en Parte Frontal

Figura 10. Pilote Solera de Ala Ancha

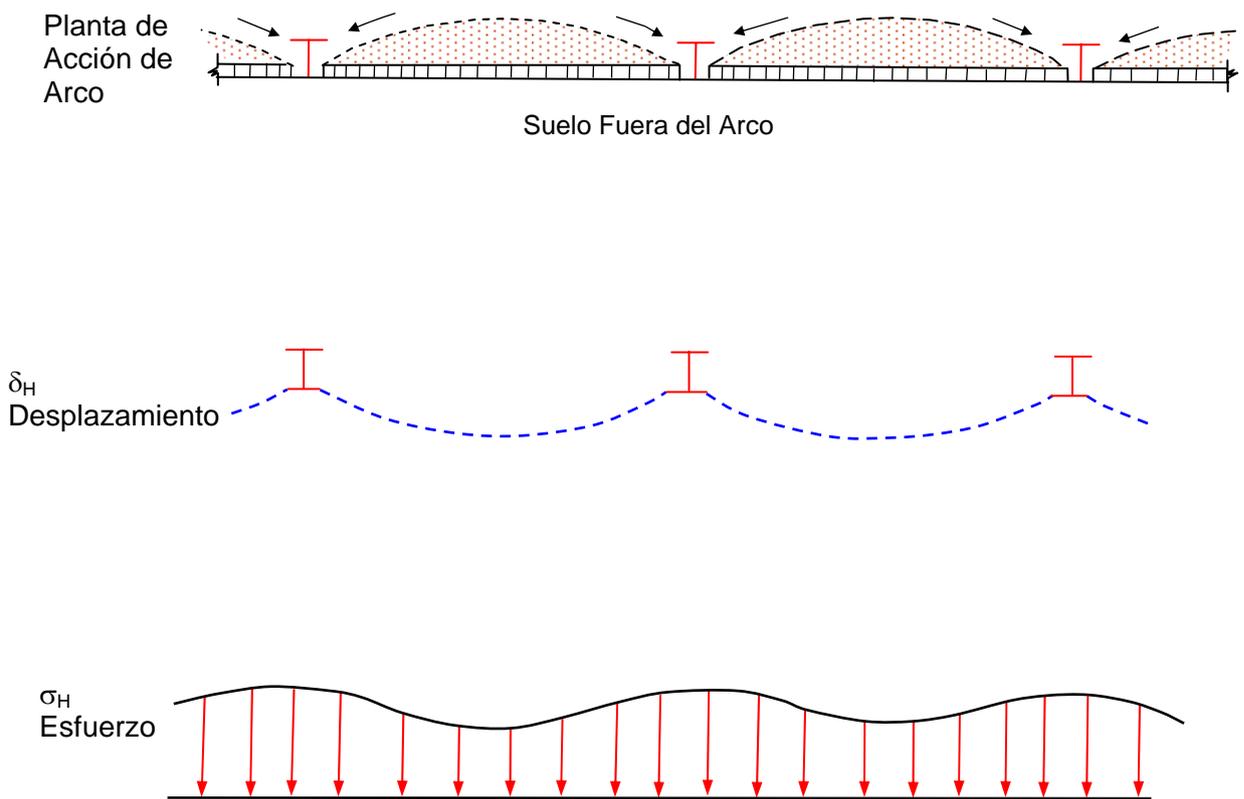


Figura 11. Acción de Arco

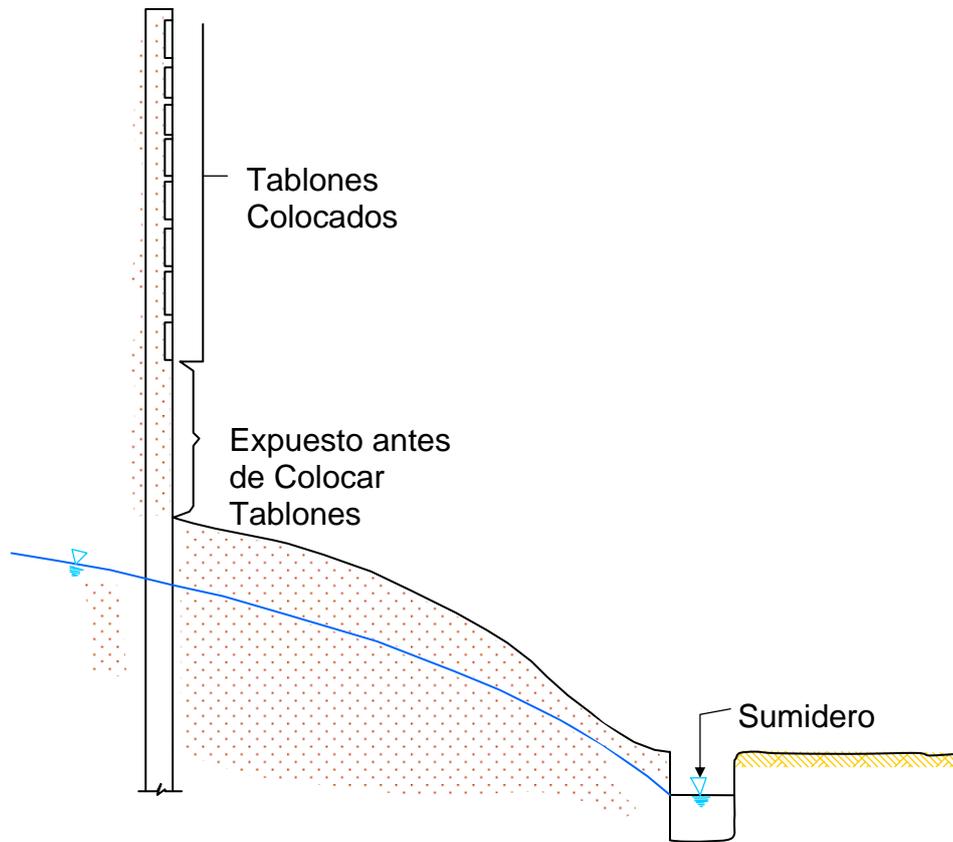
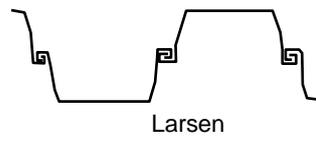


Figura 12. Berma con Pendiente y Sumidero



Secciones Z



Sección U

(a)

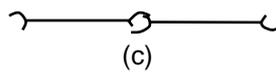
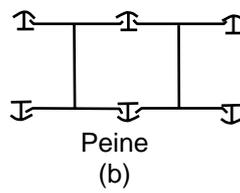
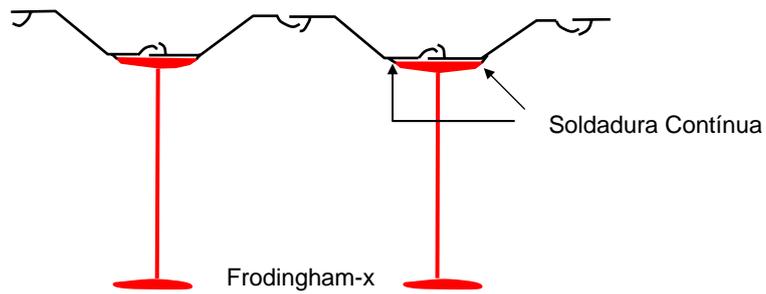


Figura 13. Sección de Tablestacas Metálicas. (a) Rango Normal; (b) Modulo Alto, (c) Alma Recta

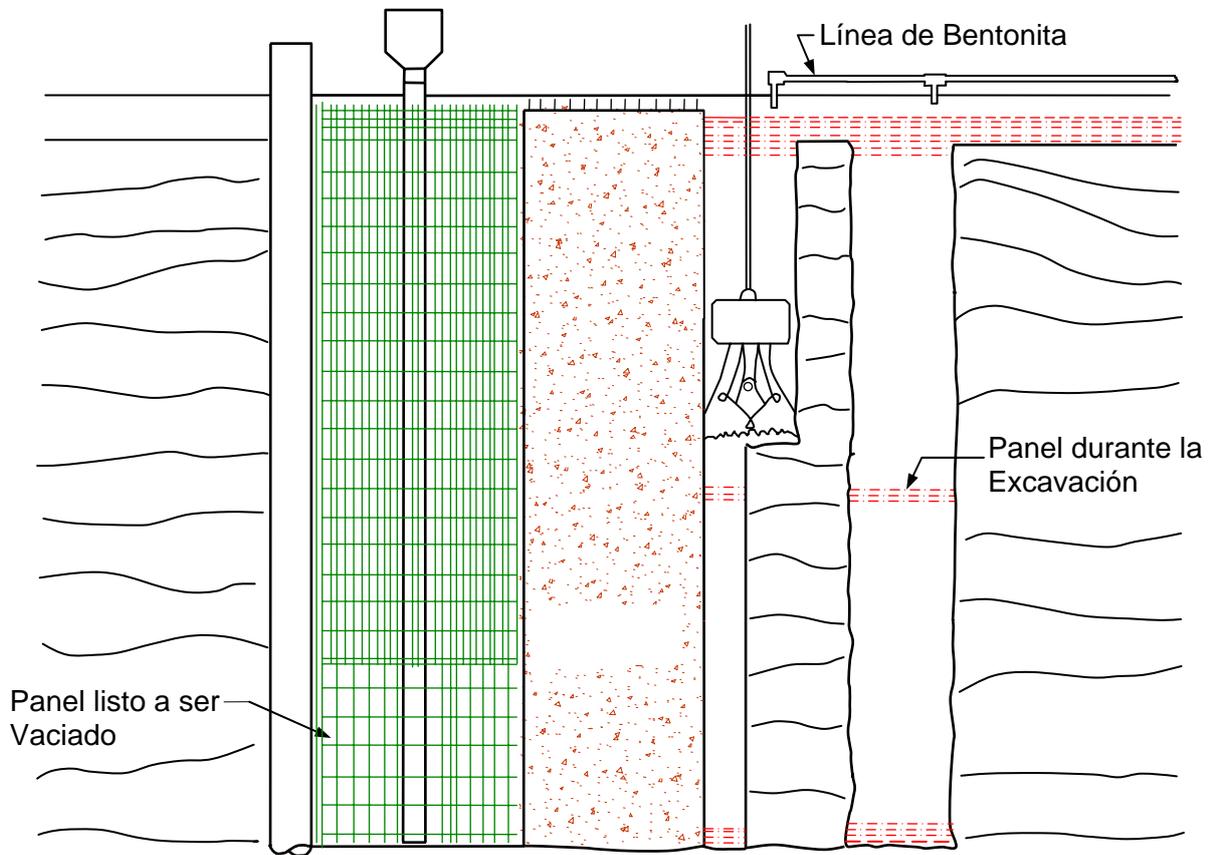
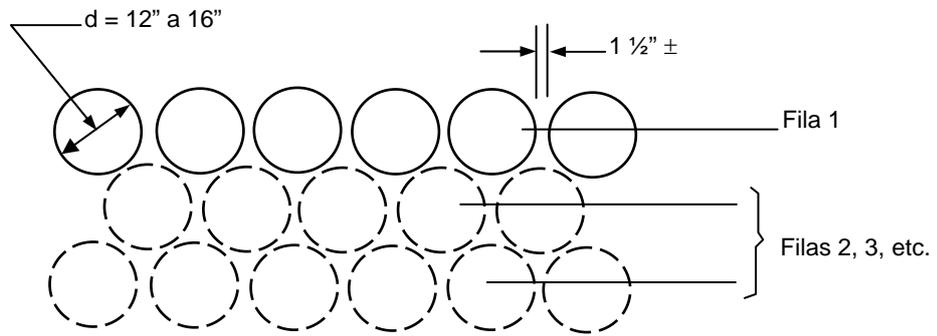


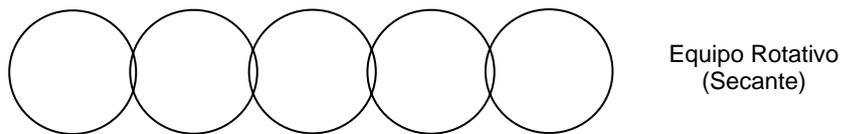
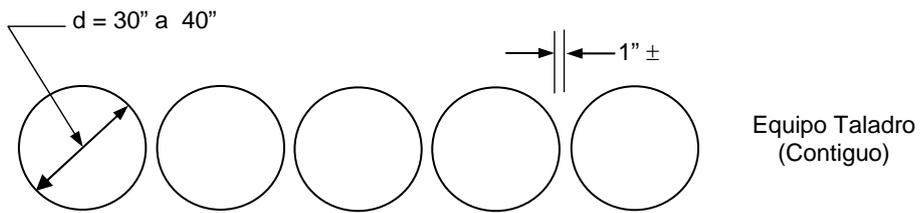
Figura 14. Construcción de Pantalla de Concreto

(a) Diámetro Pequeño (Pilotes Tangentes)



Lechada Llenada con Taladro Vástago Hueco

(b) Diámetro Grande (Pilotes Contíguos o Secantes)



Vaciado con Concreto

Figura 15. Pilotes Contínuos Excavados

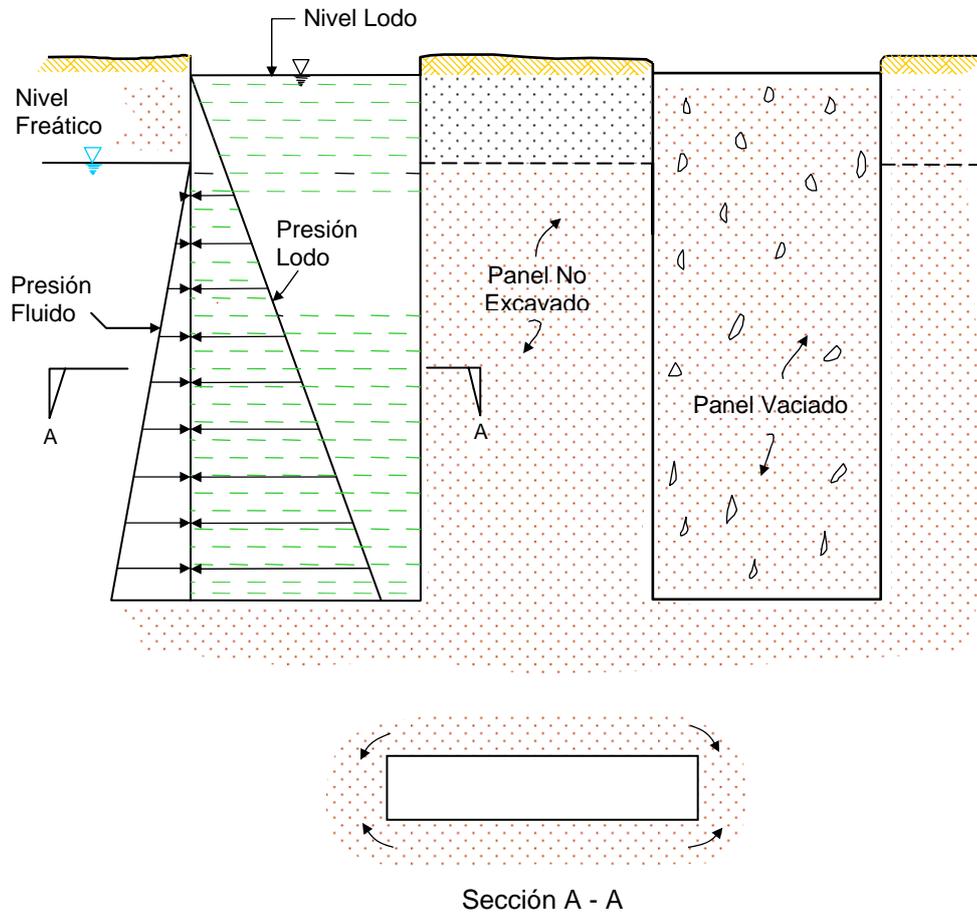
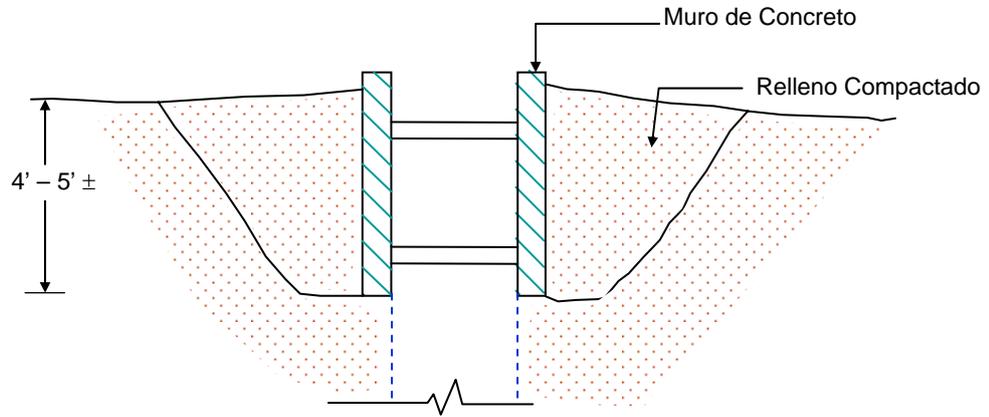


Figura 16. Factores que Ayudan a la Estabilidad de la Excavación

(a) Suelo Cohesivo Compacto



(b) Suelo Granular Suelto

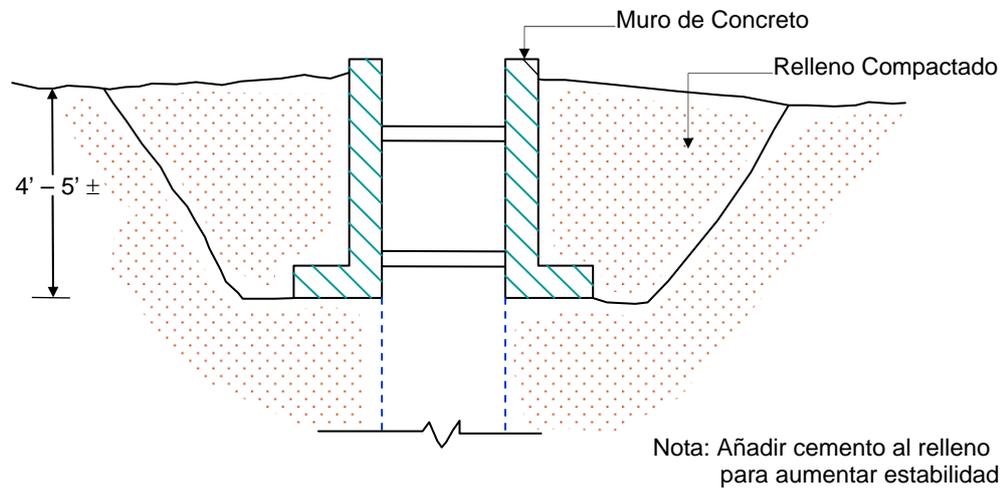
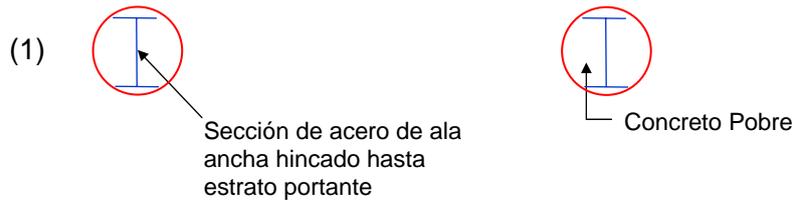


Figura 17. Muro - Guía

Colocación de pilote-solera en agujero pre-excavado



Excavación y panel de concreto (refuerzo con acero)

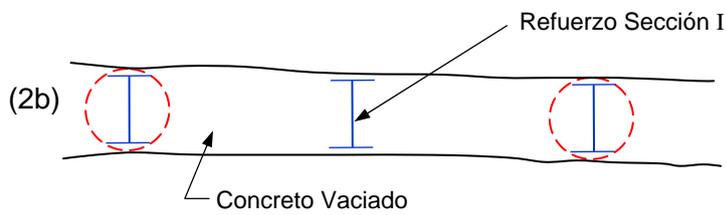
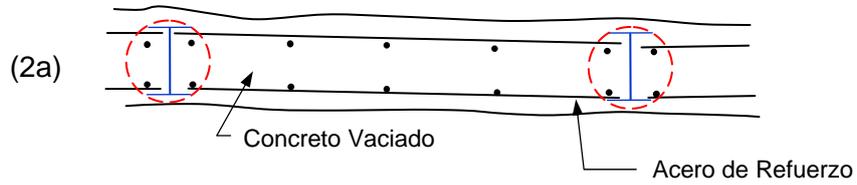


Figura 18. Pantalla de Concreto en Dos Etapas