

ESTRUCTURAS DE CONTENCION COMO TECNICA DE ESTABILIZACION

EARTH RETENTION STRUCTURES AS A STABILIZATION TECHNIQUE

Daniel A. Salcedo
Profesor Asociado
Universidad Central de Venezuela
Universidad Simón Bolívar, Caracas.
Ingeniero Consultor

ABSTRACT: This paper reviews landslides stabilization techniques, mainly those involving earth retention structures. The selected stabilization methods are described in such a way that the reader may acquire a general understanding of the more important technical aspects for design and construction of such stabilization works. Results from published researches in laboratory and full scale models are presented, and several cases in which different stabilization techniques have been designed and built, are described.

RESUMEN: El presente artículo realiza una descripción de técnicas de estabilización de deslizamientos, concretándose principalmente en estructuras de contención. El artículo se ha orientado a presentar los métodos de estabilización seleccionados, de forma tal que el lector pueda adquirir una comprensión general de los aspectos técnicos considerados relevantes para el diseño y construcción de los mismos. Se realiza una revisión de la literatura especializada, y se presentan resultados de investigaciones tanto a nivel de escala de laboratorio como en modelos a escala real, así como de experiencias obtenidas en obras construidas reportadas como casos históricos.

1. INTRODUCCION

Los sistemas de prevención o corrección de deslizamientos pueden agruparse en forma generalizada en cinco categorías, tal como se muestra en la Tabla 1.

La selección del método o combinaciones de métodos de estabilización para un determinado problema de movimiento de masas, depende de múltiples factores, entre los cuales se pueden citar:

- La geometría del talud
- Las condiciones de aguas superficiales y subterráneas
- Las características del subsuelo
- Las causas que originaron el movimiento de masas y el mecanismo de rotura
- La velocidad del movimiento
- Efecto de los métodos constructivos
- Consecuencias del colapso
- Tecnología y métodos disponibles

La selección y concepción de un método de estabilización también depende del nivel de deformación de la masa involucrada en un problema específico. No es el mismo caso diseñar una obra para prevenir un deslizamiento que para el caso de un deslizamiento en franco movimiento pero que todavía no ha colapsado completamente. Asimismo, estaríamos en presencia de un caso diferente si se trata de diseñar y tomar medidas de reparación después de que el colapso total de la masa haya ocurrido. En los tres casos, los parámetros de diseño son diferentes y por lo tanto, las medidas correctivas resultarían también distintas.

Otro aspecto de interés que debe ser considerado en la etapa de diseño de las obras de estabilización, es la selección del factor de seguridad. Las obras de estabilización son generalmente costosas y serán mucho más costosas aún, si se diseñan con altos factores de seguridad.

TABLA 1
METODOS PARA PREVENCIÓN O CORRECCIÓN DE DESLIZAMIENTOS

Método	Obras
Drenajes y subdrenajes	<u>Superficial</u> : Cunetas, torrenteras, sello de grietas y fisuras. <u>Profundo</u> : Colchones de material granular y filtros, pozos de pequeño diámetro, pozos de gran diámetro conectados con drenes horizontales (patentado por Rodio), galerías, drenes horizontales, drenes direccionales, drenes verticales desde galerías, trincheras drenantes, rebajamiento por vacío y por sifonamiento, electroosmosis, geosintéticos como elementos drenantes, drenaje mediante explosivos.
Movimiento de tierras	Rectificación de pendiente, reducción de altura, bermas estabilizantes.
Obras de contención	<u>Externa</u> : Muros y pantallas <u>Interna</u> : Suelos reforzados
Protecciones contra fallas superficiales y caídas de rocas	Cobertura vegetal y refuerzo con raíces, concreto proyectado, riegos asfálticos, losas de gaviones y otros productos, bolsacrete, enfaginado, mallas metálicas, barreras, pernos, cunetas y sobreechancos para captación de rocas, etc.
Métodos varios	Endurecimiento de la masa en movimiento por tratamiento químico, congelación, etc., explosivos, uso de agregados livianos, bloques de anime, neumáticos usados, trozos de neumáticos, inclusiones de geosintéticos.

En ocasiones se comete el error conservador de diseñar obras de estabilización en una ladera natural, adoptando un factor de seguridad mucho mayor que el que ella tenía antes de generarse el movimiento.

Una estrategia que pudiera evitar costos iniciales innecesarios pero que puede aliviar la incertidumbre natural respecto al comportamiento definitivo de la obra de estabilización, es complementar dicha obra con sistemas de instrumentación. En estos casos, dentro de la concepción del sistema de estabilización, hay que dejar las provisiones para complementar dichas obras en caso de que los resultados de las mediciones de la instrumentación instalada así lo recomienden.

Existe una gran cantidad de valiosa literatura técnica relacionada con métodos de estabilización. De las publicadas en los últimos quince años que presentan una síntesis muy completa de tales métodos, vale la pena mencionar las excelentes contribuciones realizadas por Mitchell (1981), Leventhal & Mostyn (1987) y Schuster (1995), trabajos que se consideran esenciales referencias del tema a tratar.

Con el fin de restringir la extensión del presente artículo técnico, se decidió limitar el desarrollo del mismo principalmente a estructuras de contención y a algunos métodos de protección de caídas de rocas. Es indudable que el drenaje constituye el sistema quizás de mayor importancia para la estabilización de un talud y ha sido el más utilizado a este respecto. Por lo tanto, es evidente que cualquier sistema de contención tendría, en la mayoría de los casos, que ser complementado con un eficiente sistema de drenajes y subdrenajes, los cuales, por las razones limitantes antes expuestas, no se tratan en este artículo técnico. El lector interesado puede referirse a Walker & Mohen (1987) quienes tratan el tema sobre predicción y control de aguas subterráneas y el efecto de presiones de poro negativas, y a Schuster (1995) quien describe los métodos de drenaje como técnica de estabilización.

El objetivo de este artículo técnico se ha orientado a presentar los métodos de estabilización seleccionados de forma tal que el lector pueda adquirir una comprensión general de los aspectos técnicos que a juicio

de quien escribe, son relevantes para el diseño y construcción de los mismos. En tal sentido se ha realizado una revisión de la literatura especializada, y se presentan resultados de investigaciones tanto a nivel de escala de laboratorio como en modelos a escala real, y propuestas de obras de estabilización publicadas en casos históricos.

Hay que destacar que ha sido una tarea difícil tomar la decisión de omitir contribuciones que durante la etapa de búsqueda y estudio de referencias, se consideraron tan importantes como las citadas. En todo caso, la información aquí contenida y las referencias citadas, pueden servir de base para explorar en más detalle un tema específico.

2. ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN

Los sistemas de contención de tierras han sido clasificados por O'Rourke & Jones (1990), en sistemas de estabilización externa y sistemas de estabilización interna, tal como se indica en la Tabla 2. Ejemplos de estos sistemas, se muestran en la Figura 1. En esta sección se

discuten la mayoría de las estructuras de contención mencionadas, y otros sistemas de aplicación más reciente.

2.1 Muros de concreto armado en cantilever

2.1.1 Generalidades

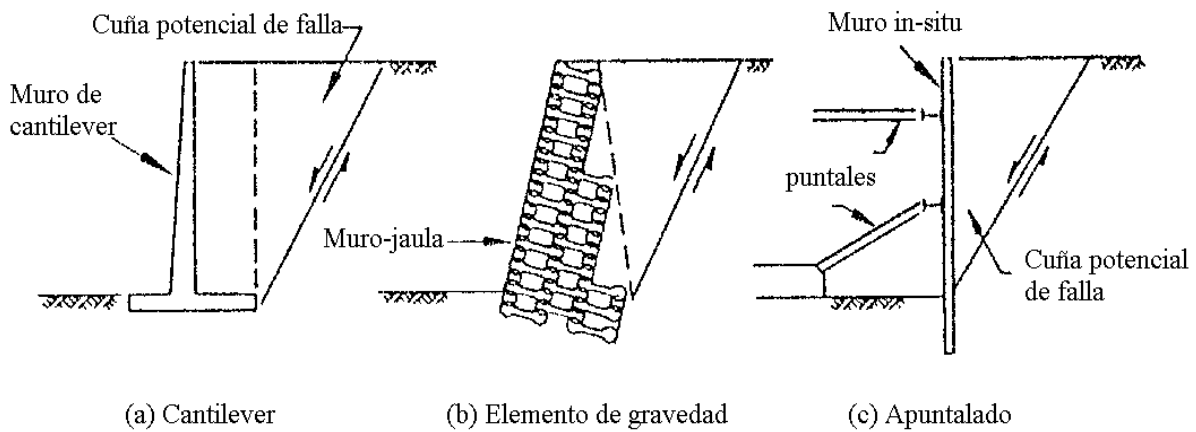
Los muros de concreto armado en cantilever han sido objeto de múltiples publicaciones y su diseño está ampliamente descrito en textos de Mecánica de Suelos. En la Figura 2 se muestra la distribución típica de presiones sobre esta clase de muros, y los criterios y factores de seguridad normalmente utilizados para el caso estático.

2.1.2 Aspectos técnicos

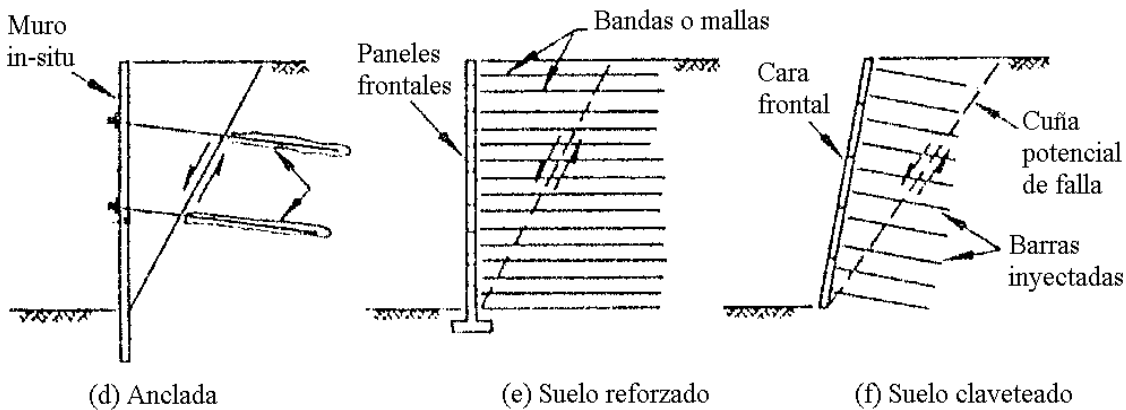
1. Es práctica normal utilizar para el diseño de muros de gravedad las presiones activas y pasivas laterales y sus respectivos coeficientes K_a y K_p . Los desplazamientos requeridos en el muro para desarrollar presiones de tierra activas y pasivas, en

TABLA 2

CLASIFICACION DE SISTEMAS DE CONTENCIÓN DE TIERRAS (Modificada de O'Rourke and Jones, 1990)			
SISTEMAS DE ESTABILIZACION EXTERNA		SISTEMAS DE ESTABILIZACION INTERNA	
<p>MUROS IN SITU</p> <ul style="list-style-type: none"> • Pilotes aislados • Pilotes secantes • Pilotes tangentes • Muros colados • Concreto prefabricado. • Tablestacas • Suelo-cemento • Inyección a alta presión • Columnas de piedra 	<p>MUROS DE GRAVEDAD</p> <ul style="list-style-type: none"> • Mampostería • Concreto • Cantilever • Contrafuertes • Gaviones • Muros-jaula • Ataguías 	<p>SUELOS REFORZADOS</p> <ul style="list-style-type: none"> • Tierra armada • Tiras y mallas de geosintéticos • Tiras y mallas metálicas • Neumáticos 	<p>REFUERZOS IN SITU</p> <ul style="list-style-type: none"> • Clavetaje • Micropilotes



SISTEMA DE ESTABILIZACION EXTERNA



ESTABILIZACION EXTERNA

SISTEMAS DE ESTABILIZACION INTERNA

Fig. 1. Ejemplos de sistemas de estabilización externos e internos (O'Rourke & Jones, 1990).

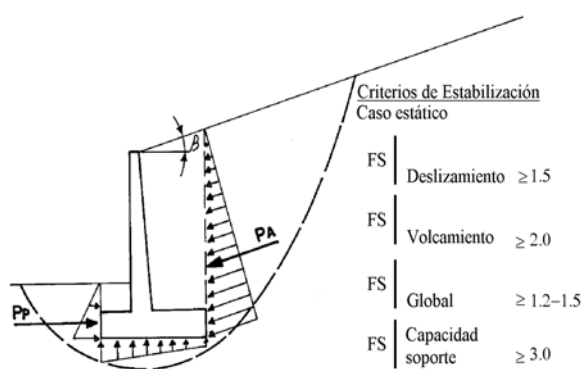


Fig. 2 Criterios de estabilidad estática de muros (Abramson et al, 1995).

función de la altura H del muro, han sido publicadas por Winterkon & Fang (1975) y se resumen en la Tabla 3.

2. Fukuoka et al (1977), realizaron una investigación muy detallada referente a presiones de tierra actuando sobre muros de contención. Las conclusiones más importantes, fundamentadas en análisis por elementos finitos y mediante medidas en modelos, fueron las siguientes:

- Las presiones de tierra actuantes sobre muros en cantilever, están influenciadas por la fricción en el muro, el grado de compactación del relleno y las condiciones del suelo de fundación.
- Las presiones medidas en los muros a escala real, muestran diferencias significativas respecto a los valores calculados por métodos convencionales como Terzaghi - Peck, y Coulomb.

TABLA 3
Winterkon & Fang (1975)

Suelo	Estado de esfuerzo	Tipos de movimiento	Desplaz. necesario
Arena	Activo	Paralelo al muro	0.001H
	Activo	Rotación alrededor de base	0.001 H
	Pasivo	Paralelo al muro	0.05H
	Pasivo	Rotación alrededor de base	> 0.1H
Arcilla	Activo	Paralelo al muro	0.004H
	Activo	Rotación alrededor de base	0.004H
	Pasivo	-	-

- La existencia de fricción tanto en el muro como en su base es tan grande, que no debe ser despreciada en los métodos de diseño.
- El punto de acción de la resultante de las presiones de tierra, está localizado a una altura mayor que 1/3 de la altura del muro.

3. Para la estimación de presiones de tierra originadas por la compactación de rellenos detrás del muro, es conveniente seguir las recomendaciones de Duncan et al (1991), quienes demuestran teórica y experimentalmente que en un suelo compactado por rodillos, platos vibratorios o equipos de impacto, las presiones horizontales de tierra se incrementan dentro del suelo. Durante la construcción del relleno, las fuerzas ejercidas por el equipo de compactación causan un aumento tanto en las presiones de tierra verticales como horizontales. Cuando el equipo se retira, las presiones verticales se reducen a sus valores normales geostáticos, sin embargo, las presiones horizontales permanecen por encima de sus valores antes de la compactación. Estas presiones horizontales residuales en un suelo compactado, en casos de utilización de equipos muy pesados, pueden exceder los valores normales de condición de reposo hasta profundidades de 15 m o más. Cerca de la superficie, las presiones horizontales residuales son mucho mayores

que las presiones de reposo, y pueden alcanzar valores de presiones pasivas.

Duncan et al (1991) utilizaron la teoría de histéresis desarrollada por Duncan & Seed (1986) y con la ayuda de un programa de computación denominado EPCOMP2, disponible en Virginia Tech, desarrollaron valiosas tablas de diseño. Estas tablas tienen la ventaja de ser muy fáciles de utilizar y proveen rápidos resultados, reteniendo la precisión de análisis detallados por computadora. En la Figura 3 se muestra uno de los gráficos elaborados por los autores, para el caso de compactación con rodillos estáticos o vibratorios. Este gráfico se elaboró para un suelo con ángulo de fricción de 35° , un espesor de capa de 15 cm, una distancia del compactador al muro de 15 cm, y un rodillo de 2.1 m de longitud. Las presiones horizontales de tierra debido a la compactación, se muestran en líneas sólidas para suelos sin cohesión, y en líneas segmentadas para suelos cohesivos. Las variaciones de presión lineal, mostrada en líneas de punto y raya, corresponden a varios valores de presión de tierra en condición de reposo, reflejada por su valor de $K_0 * \gamma$.

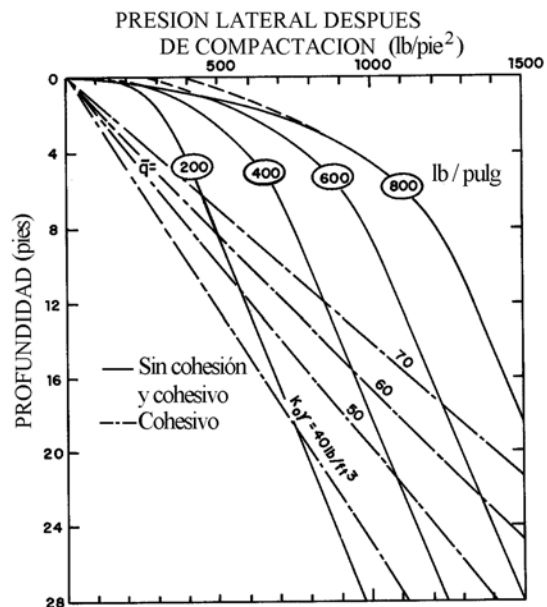


Fig. 3. Presiones de tierra debido a compactación con rodillos. (Duncan et al, 1991).

Para estimar las presiones horizontales después de la compactación, se busca la línea sólida o segmentada para las presiones inducidas horizontales de tierra en la parte de arriba de la figura, y se continúa por dicha línea hasta cruzar la línea de raya y punto correspondiente al valor apropiado de $K_0 \cdot \gamma$. El valor enmarcado en una elipse en la Figura 3, se puede obtener dividiendo, el peso estático más la carga dinámica del compactador utilizado, entre el ancho del rodillo. En tal sentido, los autores presentan tablas muy completas de equipos de compactación con todas las características requeridas para las determinaciones de las presiones de tierra. Igualmente, presentan tablas auxiliares con factores de corrección a utilizar en caso de condiciones distintas a las presentadas en las tablas.

Otras conclusiones de Duncan et al (1991), comparando los valores obtenidos de las tablas con análisis por computador y con medidas de campo, pueden resumirse como sigue:

- Las presiones de tierra horizontales inducidas por compactación de arenas, no cambian apreciablemente con el tiempo a menos que el muro sobre el que actúan se mueva hacia adelante o hacia atrás del relleno (Carder et al, 1977). Si el muro se mueve hacia afuera del relleno, la presión de tierra se reduce por debajo de sus valores después de la compactación. Si el movimiento del muro es hacia el relleno, las presiones de tierra aumentan por encima de sus valores después de la compactación.
- En rellenos arcillosos, las altas presiones inducidas por compactación, tienden a disminuir con el tiempo hasta la condición normal de valores de reposo. Carder et al (1980), encontraron que las presiones ejercidas en su muro experimental, disminuyeron hasta valores de reposo en un período de 4 meses después de que el relleno fue compactado detrás del muro. Las causas de esta disminución todavía no han sido entendidas completamente.
- Los esfuerzos horizontales inducidos por rodillos, disminuyen rápidamente con la distancia horizontal entre el rodillo y el muro.

Los esfuerzos inducidos por rodillos de doble tambor y por compactadores de cauchos, pueden ser estimados con precisión considerando la carga del eje más cargado.

4. El factor de seguridad de un muro de contención contra el volcamiento, se define generalmente como la relación entre la suma de los momentos resistentes y la suma de los momentos de volcamiento. Cuando se evalúan estos momentos se asume que la componente vertical de empuje activo en el muro puede ser considerada de dos maneras: como una disminución del momento de volcamiento, o como un aumento del resistente. Greco (1997), muestra que estas dos definiciones son falsas porque el factor de seguridad depende de la superficie de empuje asumida en forma arbitraria en el análisis. Considera que la estabilidad frente al volcamiento puede ser establecida utilizando la posición de la fuerza resultante en la base, la cual no es afectada por la suposición de la superficie de empuje. En lo concerniente a los factores de seguridad contra el deslizamiento de la base y por capacidad soporte, el autor demuestra que no son afectados por la superficie de empuje asumida.

5. Mazindrani & Ganjali (1997), presentan una solución analítica para la determinación de las presiones de tierra laterales que se generan en un relleno cohesivo con una superficie inclinada. Los autores consideran que para problemas prácticos, su procedimiento resulta de más fácil aplicación que la conocida solución presentada por Terzaghi (1943).

6. Fang et al (1997), reportan datos experimentales de presiones de tierra actuando contra un muro vertical rígido instrumentado en la Universidad Nacional Chiao Tung, Taiwan. Los resultados muestran que la distribución de presiones es esencialmente lineal en cada etapa de movimiento del muro. Los movimientos del muro requeridos para que el relleno alcance el estado activo, y los movimientos del relleno necesarios para que el relleno alcance el estado pasivo, aumentan con un incremento de la inclinación del relleno. Los coeficientes activos y pasivos de empuje de tierras, obtenidos experimentalmente para rellenos con varias superficies inclinadas, tienen muy buena correlación con los valores

calculados por la teoría de Coulomb. Consideran que no es apropiado adoptar la teoría de Rankine para determinar las presiones activas o pasivas contra un muro rígido con superficie inclinada.

7. Saribas & Erbatur (1996) presentan un enfoque relacionado con la sensibilidad y optimización de muros de contención en cantilever, con dos objetivos: el costo y el peso del muro. El procedimiento explicado con ejemplos numéricos, permite obtener un diseño óptimo en términos de siete variables de diseño relativas a dimensiones de la sección transversal y áreas de refuerzo.

8. El diseño sísmico y el comportamiento de muros de gravedad, han sido detalladamente tratados por Whitman (1990).

2.2 Muros de gaviones

2.2.1 Generalidades

Están constituidos por cestas, típicamente de 1 x 1 m en sección transversal y de 2 a 6 m de longitud, las cuales son rellenas con rocas cuya gradación está generalmente entre 10 y 25 cm. Los gaviones se caracterizan por su flexibilidad y su alta permeabilidad, sin embargo, para evitar su colmatación por migración de finos, es conveniente el uso de geotextiles diseñados para tal fin entre el muro y el material de relleno detrás de él. Se puede decir que este tipo de muros ha sido universalmente “usado” y “abusado”. Su abuso radica en la construcción de los mismos sin diseño alguno, con materiales inadecuados, y sin cumplir las más elementales especificaciones. Como consecuencia de estas malas prácticas, han ocurrido muchas fallas que han originado el injusto cuestionamiento de los mismos.

2.2.2 Aspectos técnicos

1. Su diseño debe satisfacer condiciones de falla por volcamiento, capacidad soporte del terreno de fundación y falla por deslizamiento. Este último tipo de falla no solo debe ser revisado a la cota de fundación, sino a otros niveles de contacto entre secciones del muro a diferentes alturas. Los métodos de diseño han sido ampliamente publicados por fabricantes, aplicando esencialmente la teoría de Coulomb

para empujes de tierra. (Maccaferri, Beakert Gabions, etc.).

2. Aunque generalmente se asume que el muro mismo es incompresible, según la técnica constructiva y los tamaños de partículas empleados, puede haber una densificación del enrocado. Debido a esto, el muro de gavión puede comprimirse y moverse hacia abajo respecto al suelo retenido. En este caso se desarrolla corte hacia arriba, lo cual es una dirección inversa a la que se asume en análisis convencionales de empujes de tierra. Este fenómeno también puede ocurrir por consolidación del suelo de fundación del muro de gaviones. Thorburn & Smith (1985), publicaron una discusión detallada de la falla de un muro de gaviones de 8 m y presentaron resultados de ensayos de carga, demostrando la naturaleza compresible de los gaviones.

La Figura 4 tomada de O'Rourke (1987), muestra un muro de gaviones donde el factor de seguridad contra el deslizamiento en un determinado plano viene dado por:

$$F = N \tan \phi_w / S \quad (1)$$

donde ϕ_w es el ángulo de fricción entre los elementos del muro. El autor muestra con un análisis sencillo, que si el relleno se mueve hacia abajo respecto al muro, resulta una fricción positiva y se aplica el diagrama de equilibrio de vectores mostrado en la Figura 4b. Puede verse de los valores relativos de N y S, que el factor de seguridad calculado será generalmente suficientemente grande como para asegurar estabilidad. Si el muro se mueve hacia abajo respecto al suelo retenido, resulta un valor negativo de fricción en el muro y el diagrama de vectores aplicable es el mostrado en la Figura 4c. De este diagrama puede verse que los valores relativos de N y S son tales que el factor de seguridad puede ser menor de uno. Cuando esto ocurre se puede generar falla progresiva aunque no necesariamente se llegue al colapso.

Otros aspectos interesantes relacionados con el diseño de muros de gaviones, pueden ser consultados en Tchegotarioff (1973), Thorburn & Smith (1985), O'Rourke (1987), y por Leventhal & Mostyn (1987).

3. Desde el punto de vista constructivo, se debe prestar especial atención a los siguientes factores:

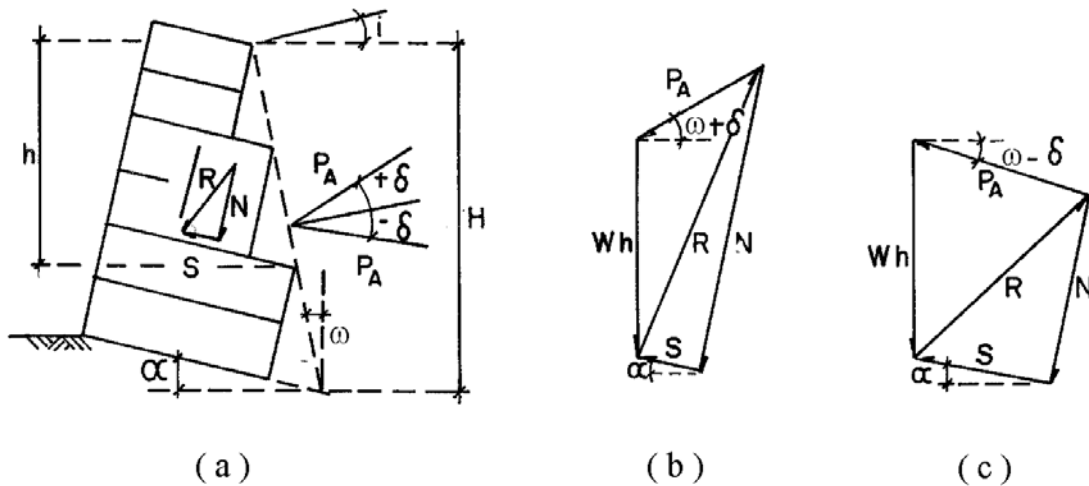


Fig. 4. (a) Sección del muro de gavión; (b) Diagrama de vectores para fricción positiva; (c) Diagrama de vectores para fricción negativa (O'Rourke, 1987).

- La malla metálica debe cumplir las especificaciones (calidad, calibre y triple torsión).
- La disposición de las rocas debe ser tal que se acomoden debidamente entrapadas, evitando juntas continuas.
- Se requiere reforzar las aristas y colocar tirantes diagonales, tirantes horizontales y verticales. Estos últimos son generalmente especificados principalmente en los gaviones que forman la placa de fundación. En la Figura 5, se muestran algunos detalles constructivos de gaviones.
- Las rocas a ser usadas deben ser sometidas a pruebas de inmersión, durabilidad a la disgregación, desgaste, y a ensayos de humedecimiento y secado. Es conveniente diferenciar entre los términos “dura” y “durable”. Una lutita, por ejemplo, puede ser muy dura con adecuada resistencia a esfuerzos, pero se disgrega por procesos de humedecimiento y secado, perdiendo toda su resistencia original.

2.3 Muros jaula (Crib walls)

2.3.1 Generalidades

Son muros constituidos por elementos prefabricados, generalmente de concreto armado, de muy fácil construcción aún en condiciones topográficas difíciles. Cuando son rellenos con material adecuadamente

gradado, los muros jaula son además estructuras que facilitan el drenaje. El sistema es muy flexible debido a la naturaleza en forma de segmentos de los elementos que integran el muro.

2.3.2 Aspectos técnicos

1. Brandl (1985), demostró experimentalmente que si el relleno entre las celdas del muro y el relleno detrás del mismo se construyen simultáneamente, la deformación del muro por sobrecarga será por abombamiento (bulging), ocurriendo el desplazamiento máximo en la mitad inferior del muro. Si el relleno detrás del muro es construido después de que las celdas han sido rellenas, ocurre un comportamiento similar al de muros de gravedad y se observa un volcamiento al pie tal como puede verse en la Figura 6. El mismo autor sugiere que los rellenos deben construirse simultáneamente para minimizar fuerzas normales en las juntas de la cara frontal del muro.

2. Brandl también encontró que la fricción del muro es mayor que el valor usual para muros masivos $\delta = 2/3 \phi$. El autor verificó ángulos de 0.8ϕ a 1.0ϕ , mediante ensayos en modelos, ensayos in situ y retrocálculos. Para fines de estabilidad global, los muros-jaula pueden idealizarse como un cuerpo monolítico y los cálculos son similares a los utilizados para muros de gravedad con excepción del incremento en fricción, antes mencionado.

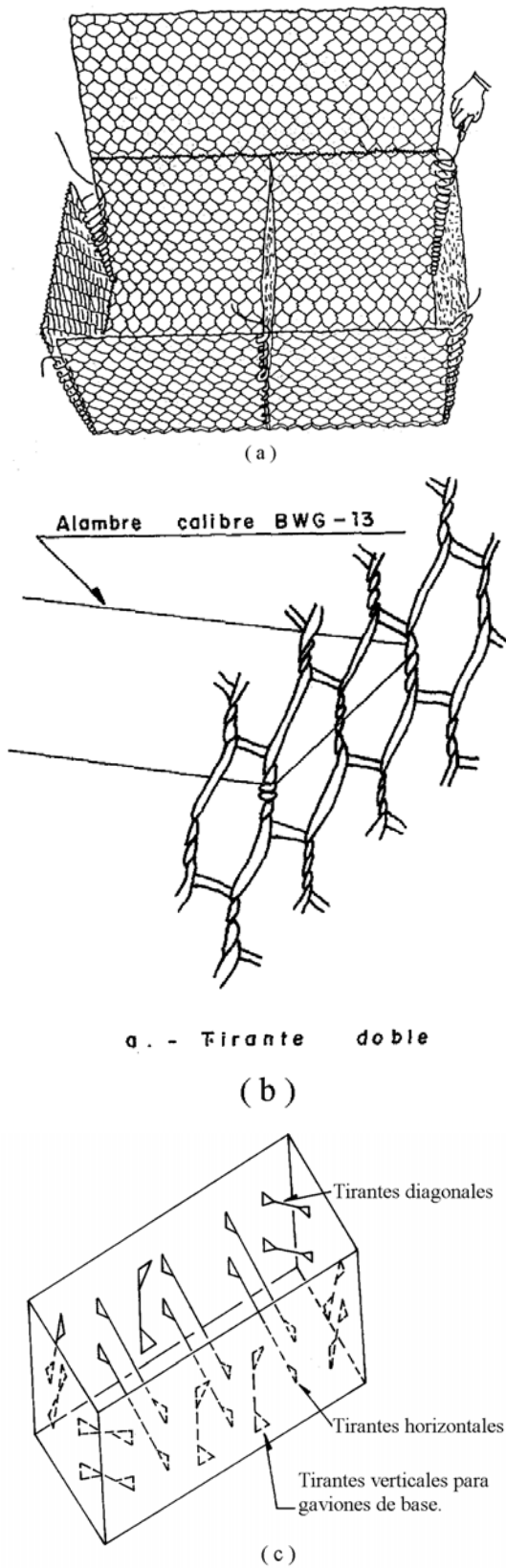


Fig. 5. Detalles constructivos de muros de gaviones (Suárez, 1992).

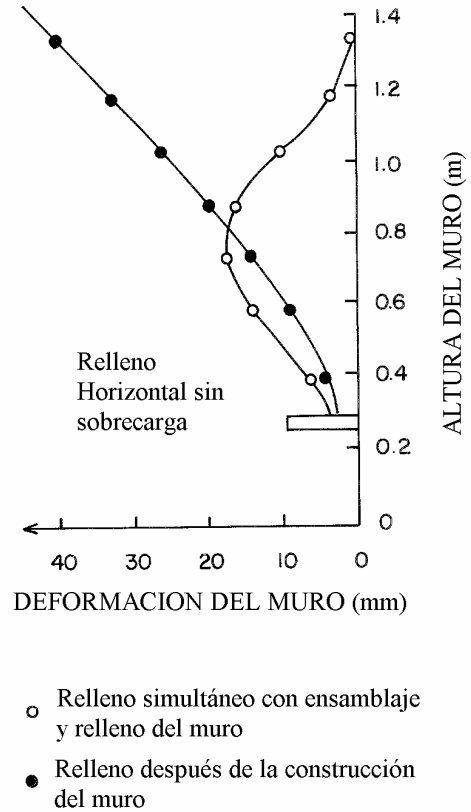


Fig. 6. Deformación horizontal de modelos de muros-jaula verticales (Brandl, 1985).

El mismo autor recomienda que la presión de tierras en el relleno o en el suelo natural detrás del muro puede calcularse mediante la teoría de Coulomb, sin embargo, si la pendiente del talud es mayor de 35° o presenta repteo, debería asumirse que la resultante de las presiones de tierra tiene su punto de aplicación en un punto no inferior a la mitad de la altura de la pared. Los análisis de estabilidad deben realizarse a diferentes secciones horizontales, considerando superficies potenciales de falla por encima del pie del muro. La experiencia ha demostrado que la mayoría de las superficies críticas ocurren a través del cuerpo del muro, por encima del pie.

3. Dentro de las celdas del muro, el material es usualmente colocado en capas bien compactadas y puede aplicarse la condición de reposo (K_0), con algunas limitaciones determinadas por la teoría del silo, explicada por Brandl (1985).

4. Otros aspectos relativos al diseño de muros-jaulas, han sido discutidos por Winterkorn & Fang (1975), y Lee et al (1983).

5. La Figura 7 muestra un diagrama de las medidas correctivas para un deslizamiento, utilizando un muro-jaula. Leventhal & Mostyn (1987).

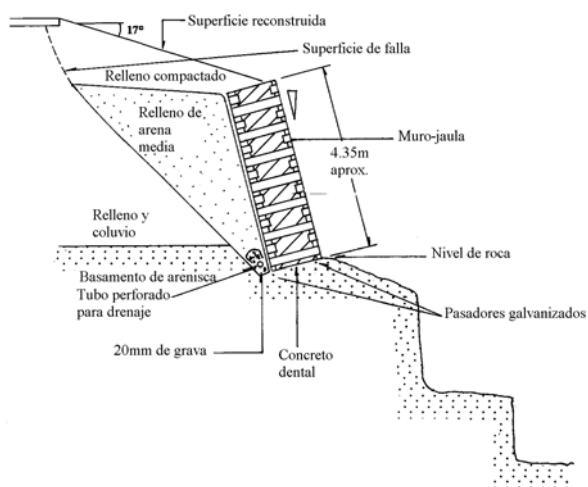


Fig. 7. Diagrama de medidas correctivas de un deslizamiento, utilizando un muro-jaula (Leventhal & Mostyn, 1987).

6. Aún cuando no se ha identificado como un muro jaula (crib wall), vale la pena mencionar dentro de este capítulo, un muro constituido por bloques de concreto interconectados. Huang (1997) propone este tipo de muros, justificando su estabilidad mediante análisis de métodos de elementos discretos y mediante mediciones efectuadas en ensayos de campo. Véase Figura 8.

2.4 Tierra armada

2.4.1 Generalidades

Tal como lo expresa Schuster (1995), el concepto moderno de reforzar un suelo fue originado por el Profesor Arthur Casagrande quien propuso reforzar suelos débiles con membranas de alta resistencia entre capas de suelos (Westerward, 1938).

El muro de “tierra armada” es un sistema patentado, desarrollado por Vidal (1966), el cual consiste en reforzar el suelo típicamente con pletinas de acero acopladas a escamas o paneles prefabricados, los cuales forman un muro vertical.

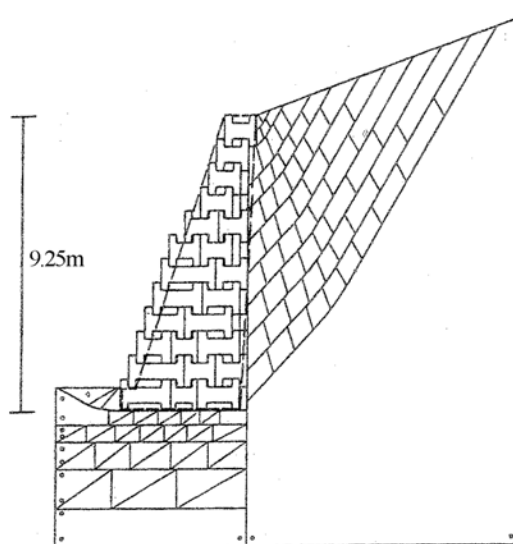
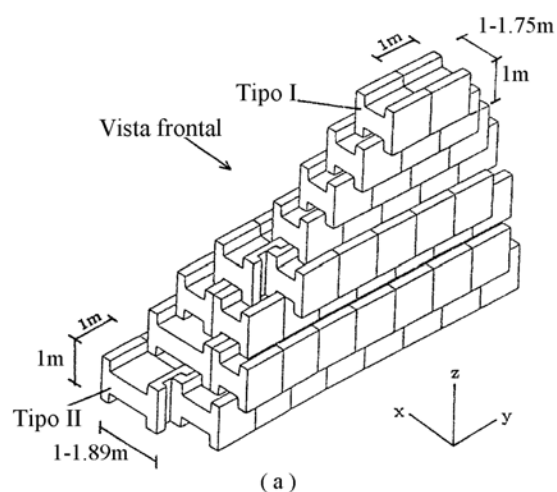


Fig. 8. Muro de bloques de concreto propuesto por Huang, 1997.

Existe abundante literatura técnica que describe métodos de diseño, métodos constructivos y comportamiento. Ingold (1982) describe en detalle los mecanismos, aplicaciones, investigaciones y tendencias futuras de los muros de tierra armada.

La disposición más común de los amarres donde se fijan las pletinas puede verse en la Figura 9, sin embargo, si los análisis de estabilidad muestran que se requiere mayor fuerza de tensión, se pueden colocar amarres adicionales para pletinas intermedias.

Las pletinas también han sido usadas como refuerzo simplemente colocadas sobre el relleno inferior al muro, sin estar empotradas a paramento alguno. De esta forma se incrementa

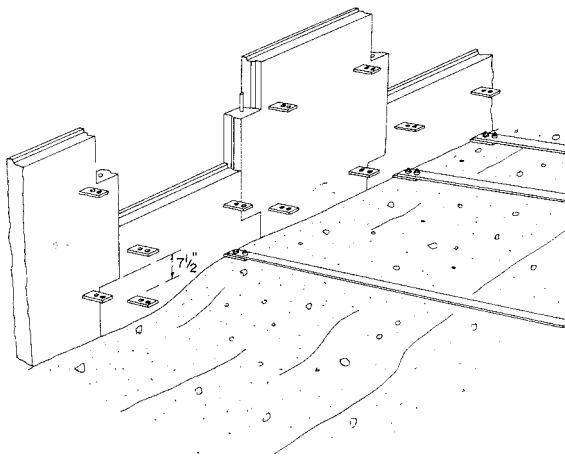


Fig. 9. Disposición de amarres de pletinas en elementos prefabricados en muros de tierra armada. (Ingold, 1982).

la resistencia del suelo de fundación y se reducen los asentamientos diferenciales.

Un uso muy particular de tierra armada en Pennsylvania, fue reportado por Steiner (1975), donde la función de la estructura era trabajar como una losa sobre un terreno con calizas cavernosas. En ese caso se colocaron pletinas tanto transversales como longitudinales. Véase Figura 10.

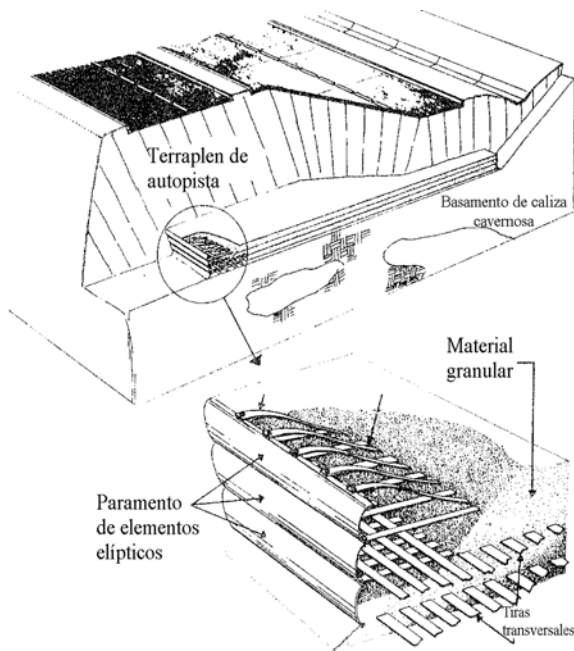


Fig. 10. Uso de tierra armada como losa de fundación (Steiner, 1975)

2.4.2 Aspectos técnicos

1. Los mecanismos básicos de la tierra armada, en forma muy simplificada, han sido publicados por McKittrick (1978) y explicados de acuerdo a la Figura 11. En dicha Figura puede verse que si se le aplica una carga axial a un suelo granular denso, resultará una expansión con una deformación lateral mayor de la mitad de la deformación axial. Sin embargo, si se colocan dentro del suelo elementos de refuerzo inextensibles (Fig. 11b), éstos impedirán la deformación lateral debido a la fricción que se genera entre dichos refuerzos y el suelo. El comportamiento será equivalente a si una fuerza lateral de confinamiento hubiese sido impuesta sobre el elemento. Esta carga lateral equivalente es igual a la presión de tierras en condición de reposo ($K_0 \sigma_v$) y como consecuencia, en la medida que aumente el esfuerzo vertical, el esfuerzo horizontal de confinamiento aumentará en proporción directa. Por lo tanto, para cualquier valor de ángulo de fricción interna ϕ , asociado a suelos granulares, el círculo de esfuerzos está por debajo de la envolvente de ruptura del suelo en todos los puntos. La falla solo puede ocurrir por pérdida de fricción entre el suelo y el refuerzo, o por una falla de tensión de dichos refuerzos.

2. Según McKittrick (1978), muchos investigadores malentendieron la mecánica básica de la tierra armada y realizaron investigaciones extensivas asumiendo que la

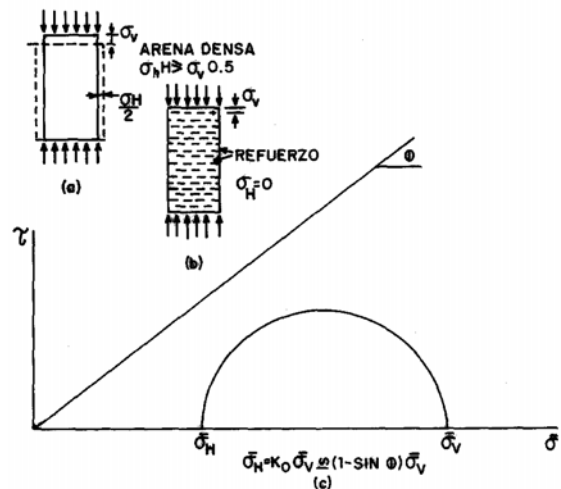


Fig. 11. Estado de esfuerzos en tierra armada

(McKittrick, 1978).

estructura se comportaba como un muro anclado y por ello la literatura de tierra armada está repleta del término “fuerzas de anclaje”. Las Figuras 12 y 13, muestran la comparación entre las dos hipótesis de cálculo: considerando una estructura coherente de gravedad, y considerando una hipótesis de muro anclado.

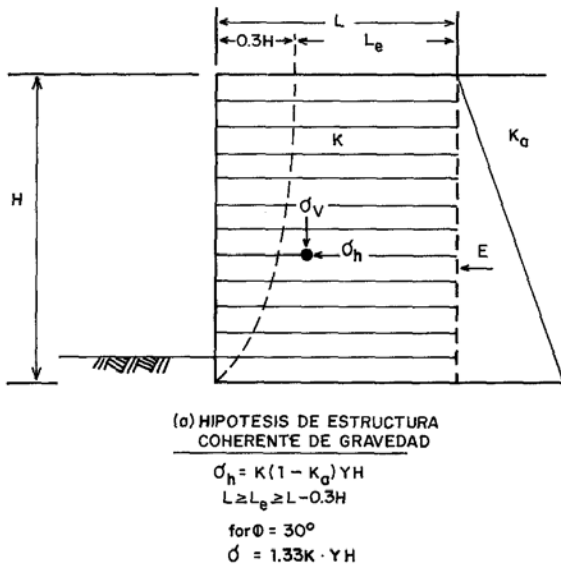


Fig. 12. Hipótesis de diseño de estructura de gravedad.

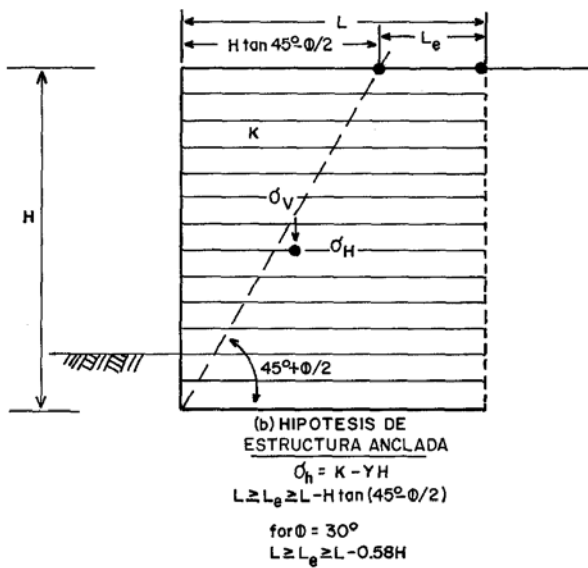
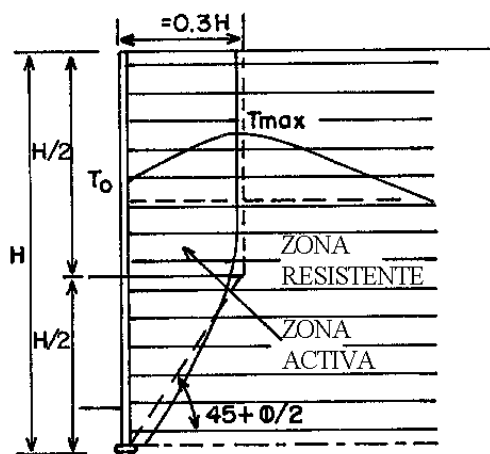


Fig. 13. Hipótesis de diseño para tierra armada (McKittrick, 1978).

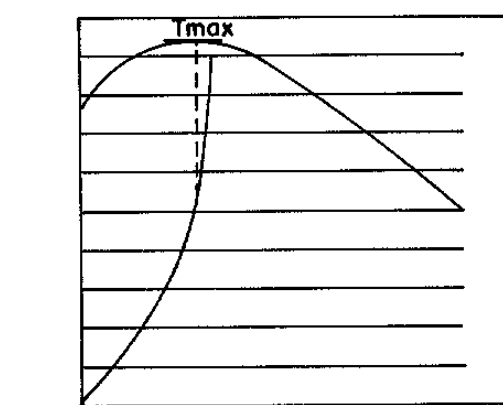
Estas Figuras demuestran las diferencias significativas en las dimensiones fundamentales y en los esfuerzos que pueden ser obtenidos por las distintas hipótesis. El autor, a través de la evaluación de colapsos de muros de tierra armada en Aguadilla, Puerto Rico y Roseburg, Oregon, comprueba que la experiencia de campo confirma la teoría de estructura coherente de gravedad. En el primer caso la falla ocurrió en el suelo de fundación arcilloso y la estructura se movió hacia afuera como una unidad, aproximadamente 2 metros. La cara del muro permaneció esencialmente vertical y no se observaron deformaciones estructurales en los paneles prefabricados de concreto. En este caso el macizo se comportó en forma coherente e inclusive fue posible desarmarlo y salvar todos los paneles, sin peligro para los obreros. El segundo caso, en Oregon, se refiere al colapso de una tierra armada de 10 m de alto que había sido construida para reducir la cantidad de relleno requerida para un terraplén de una vía y evitar que el terraplén se extendiera hasta el cauce de un río paralelo a dicha vía. Cuando el terraplén sobre la tierra armada estaba casi terminado, ocurrió un deslizamiento cuya superficie de falla fue identificada con muestreo y con inclinómetros, demostrándose que pasó por debajo del muro de tierra armada. El tope del muro se desplazó 7 m horizontalmente y 3.7 m verticalmente. A pesar de esos desplazamientos tan grandes, la estructura permaneció intacta. Análisis detallados del caso, revelaron que el deslizamiento fue originado por los esfuerzos adicionales que se generaron en suelos de fundación blandos localizados a 6 m bajo la fundación del muro. Este caso histórico, no atribuible a una falla del muro de tierra armada, permitió desafortunadamente obtener un dramático ensayo a escala verdadera, y demostró tanto la resistencia interna del muro de tierra armada como su comportamiento similar al de una estructura coherente de gravedad. De acuerdo a estos casos, el autor concluye que para fines de diseño, es razonable adoptar la teoría de estructura de gravedad.

3. En cuanto a la longitud efectiva del refuerzo, numerosos análisis han comprobado que el esfuerzo de tensión en los refuerzos no

es máximo en la cara del muro, sino a una distancia detrás de los paneles. En la Figura 14 puede verse que la localización de la máxima tensión define dos zonas dentro de la estructura: una zona activa donde los esfuerzos de corte se orientan hacia la cara del muro, y una zona resistente donde dichos esfuerzos de corte se orientan hacia el borde libre del refuerzo. La frontera de la zona activa varía con el tipo de estructura, el suelo de fundación, y la localización y magnitud de las cargas externas aplicadas. La frontera de la zona activa, determinada por instrumentación de estructuras a escala real y por procedimientos teóricos, puede ser encerrada por las líneas mostradas en la Figura 14.



(a)



(b)

Fig. 14. Distribución de tensiones a lo largo del refuerzo (a) Experimentos a escala real. (b) Método de elementos finitos. (McKittrick, 1978).

4. Respecto al coeficiente de fricción entre el suelo y el refuerzo, se han publicado numerosos resultados de investigaciones realizando ensayos de corte directo entre el suelo y el refuerzo, ensayos de extracción (pullout) en modelos de tierra armada a escala real y en terraplenes, y ensayos de extracción de tiras en muros rígidos con movimiento y en modelos sometidos a vibraciones (Almi et al, 1973, Chang & Forsyth 1977, Schlosser, 1978). Los resultados de los ensayos han comprobado que la resistencia al corte pico y residual, dependen de la densidad del suelo, de la presión geostática efectiva y de la geometría y rugosidad de la superficie del refuerzo. Los resultados revelan que es razonable asumir que si se utilizan refuerzos con una superficie rugosa apropiada, el coeficiente de fricción es aproximadamente igual a la resistencia al corte del suelo.

5. Con relación al suelo a utilizar como relleno, es aceptado que los más adecuados para usar en estructuras de tierra armada, son suelos granulares compactados a densidades que resulten en expansión volumétrica cuando son sometidos a corte. La Tabla 4 indica las especificaciones mínimas para el relleno de muros de tierra armada, elaboradas por la F.H.W.A. Intentos de uso de materiales con porcentaje de finos desde 25% a 40% pasante el tamiz No. 200, resultaron en dos casos referidos por McKittrick (1978), con problemas en el comportamiento del macizo de tierra armada.

TABLA 4
(FHWA)

Tamiz	% pasante
6"	100
3"	75-100
No. 200	0-25

Indice plástico	< 6
-----------------	-----

Si el porcentaje pasante 200 es mayor de 25% y el porcentaje más fino de 15 micrones es menor de 15%, el material es aceptable si $\phi = 30^\circ$ determinado del ensayo AASHTO T-236.

Sridharan et al (1991) propusieron una técnica para usar suelos de grano finos en muros de tierra armada. Considerando la distribución de los esfuerzos de corte inducidos en el suelo alrededor de la superficie del refuerzo, los autores demuestran que solo se requiere una zona delgada de material friccionante alrededor del refuerzo. En tal sentido consideran que se puede utilizar, en general, un material de baja fricción para el relleno, colocando un espesor de arena de 15 mm alrededor del refuerzo. De acuerdo a Sridharan et al, el espesor de la capa de arena depende en gran parte de la rugosidad de la superficie del refuerzo y la resistencia del medio del suelo fino de baja resistencia a la fricción. Basados en resultados experimentales, los autores concluyen que la resistencia a la extracción del refuerzo (pullout) del sistema en forma de “sandwich”, permanece esencialmente similar al caso de uso de un material de alta resistencia friccionante.

Day (1992) en su discusión acerca del trabajo de Sridharan et al (1991), comenta que los autores desafortunadamente no presentaron una sección transversal de como el sistema de tierra reforzada sería construida. En tal sentido Day elabora una sección presumiendo la construcción de una cara frontal de concreto lanzado (gunita) y un material de filtro tal como puede verse en la Figura 15. El autor alerta que uno de los problemas de ese sistema ocurriría si se acumula agua en las capas de arena permeable o si se infiltra detrás de la cara del talud. Esto podría originar hinchamiento en la arcilla compactada y ejercer grandes esfuerzos

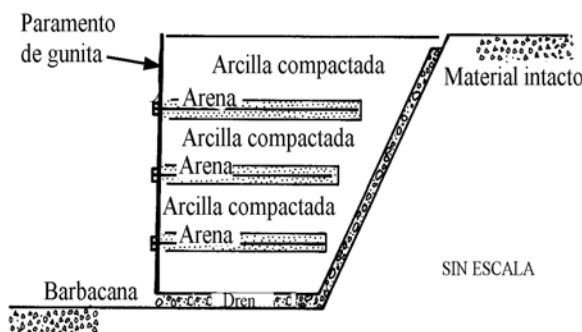


Fig. 15. Sistema de tierra armada (Day, 1992).

no uniformes tanto en la gunita como en las barras de acero de anclaje. Day comenta los resultados de Fourie (1989), quien midió en laboratorio presiones laterales de hinchamiento en una arcilla CH, de hasta 429 kPa. Concluye que el sistema descrito por Sridharan et al (1991) puede ser muy susceptible a grandes esfuerzos inducidos por hinchamiento o contracción de la arcilla, después de la construcción.

6. Las pletinas de refuerzo utilizadas en muros de tierra armada varían generalmente entre 3 y 9 mm de espesor, dependiendo de los esfuerzos a ser resistidos por el macizo y de las condiciones ambientales. En lo concerniente a la durabilidad de los refuerzos metálicos, McKittrick comenta que los muros de tierra armada son diseñados para una vida útil de 75 a 100 años. Este autor presenta un resumen detallado del efecto de la corrosión y justifica mediante ensayos experimentales publicados por otros autores, la selección de acero galvanizado como el material más adecuado.

7. O'Rourke & Jones (1990) comentan que aun cuando para análisis de estructuras de suelos reforzados se asumen condiciones de deformación plana, y en la mayoría de los casos la hipótesis de análisis de dos dimensiones es adecuada, la falla de un macizo de tierra armada en Tennessee, reveló que hay condiciones donde la geometría tridimensional influencia el comportamiento estructural. La Figura 16 muestra una vista isométrica del muro fallado, el cual fue construido transversalmente a una vaguada en una región montañosa.

Para determinar el patrón de movimientos del relleno y la deformación correspondiente del muro, se realizaron análisis de elementos finitos.

En la Figura 16 se muestran dos puntos en la cresta del muro, a ambos lados de la sección más alta de la estructura. Puede verse que los movimientos en el plano ZX, son ambos hacia el centro de la estructura. Estos resultados alertan que en algunas condiciones tales como muros grandes los cuales son curvos o articulados en planta, o que cruzan vaguadas profundas y abruptas, tales movimientos son

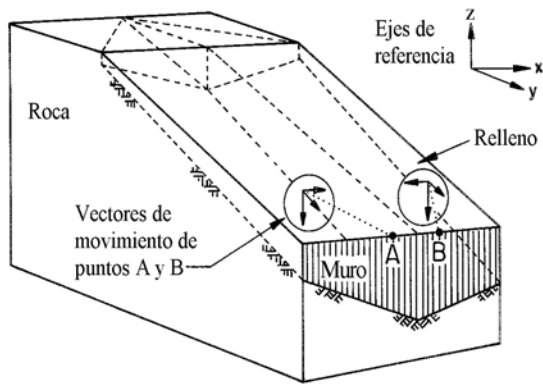


Fig. 16. Vista isométrica de un muro de tierra armada indicando movimientos hacia el muro (O'Rourke & Jones, 1990).

significativos y deben ser considerados en diseño.

8. Un tipo similar al muro de tierra armada descrito, ha sido puesto en el mercado por Freyssisol en Francia. El muro consiste de un paramento, generalmente de paneles prefabricados, con juntas de asiento entre paneles, con ataduras galvanizadas y plastificadas, y con armaduras en forma de tiras usualmente de acero galvanizado. La disposición de las tiras de refuerzo puede realizarse en forma de "V" tal como se puede apreciar en la Figura 17.

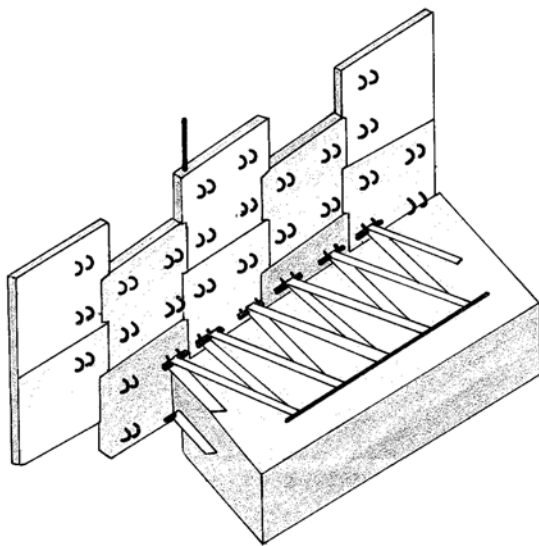


Fig. 17 Muro de tierra armada tipo Freyssisol.

2.5 Otros sistemas de suelos reforzados

2.5.1 Generalidades

Además del sistema patentado de tierra armada, existen otros sistemas de suelos reforzados donde el elemento de refuerzo está constituido por geosintéticos, bandas o mallas metálicas, bandas de polímeros, mallas de alambre tejida, geomallas y geotextiles. En la Figura 18 se muestran los tipos de refuerzo usados más frecuentemente y valores típicos de sus propiedades mecánicas. Un manual de ingeniería para la aplicación de geotextiles fue elaborado por Pais (1985). Los suelos reforzados han sido utilizados en numerosos casos, tanto en medidas correctivas de deslizamientos como en terraplenes. La Figura 19, muestra el proceso constructivo de un talud reforzado con geomalla.

Otros sistemas de suelos reforzados con neumáticos usados, inclusiones de fibras y geosintéticos multiorientados, y el efecto de raíces de árboles, se tratan al final de esta sección.

2.5.2 Aspectos técnicos

1. Los modos posibles de falla en muros de suelos reforzados, han sido representados en la Figura 20.

Duncan et al (1988) clasifican los modos de falla de suelos reforzados, en cuatro categorías:

- Falla por tensión del refuerzo, permitiendo falla de corte o deformación excesiva en el suelo.
- Falla por extracción del refuerzo (pullout failure), permitiendo falla de corte o deformación excesiva del suelo.
- Excesiva deformación del refuerzo, permitiendo falla de corte o deformación excesiva del suelo.
- Desmoronamiento del suelo en taludes de altas pendientes, debido a insuficiente confinamiento del refuerzo.

2. El diseño de muros de suelos reforzados con taludes verticales, se basa en consideraciones de posibles modos de falla, tanto internos como externos. Para fines de estabilidad interna, Mitchell & Schlosser (1979), con base en resultados de ensayos en

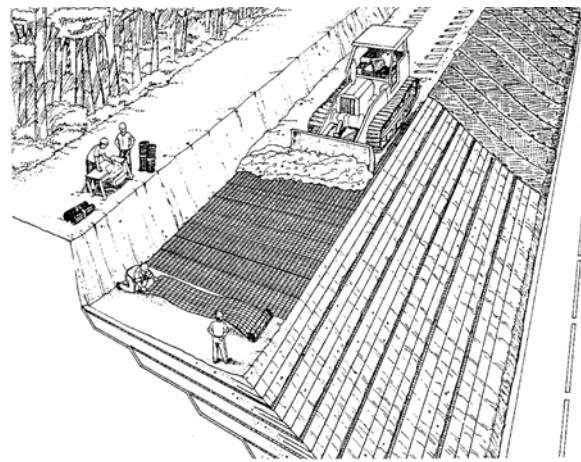
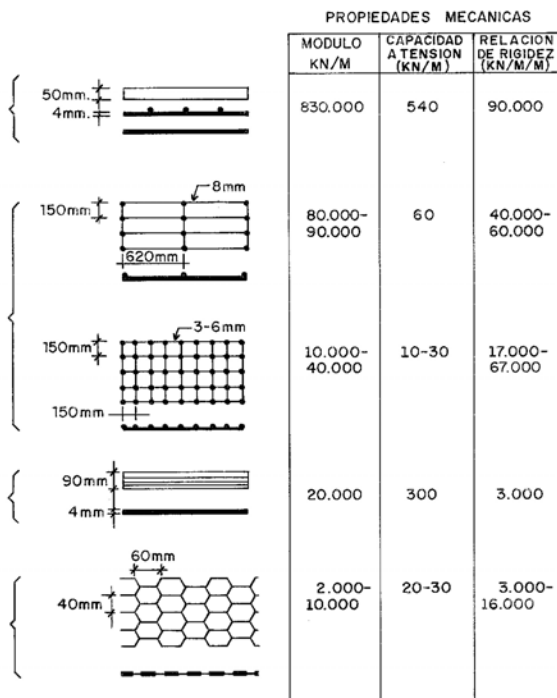


Fig. 19. Proceso constructivo de talud reforzado (Tensar Guide).

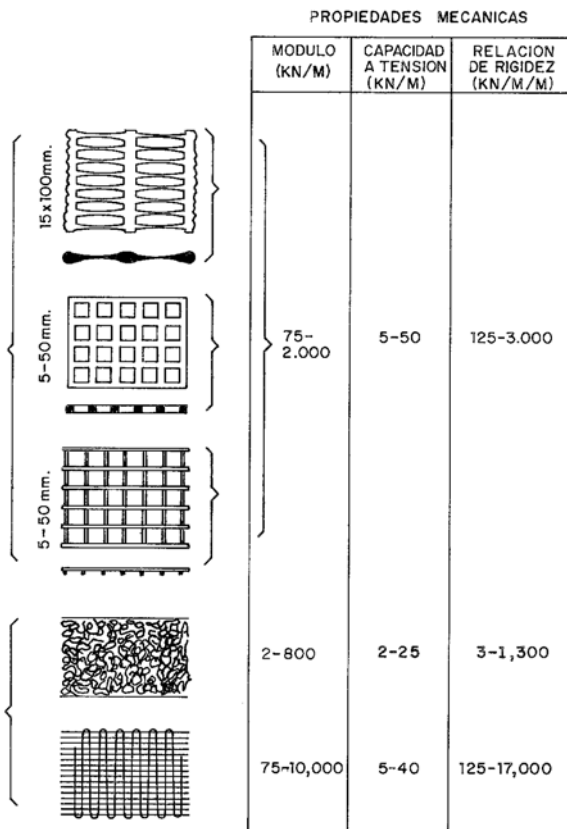


Fig. 18. Tipos y propiedades mecánicas de diferentes refuerzos (Schlosser & Delage, 1987) (Mitchell & Christopher, 1990).

modelos, recomiendan utilizar la superficie de deslizamiento mostrada en la Figura 21a. Esta superficie es considerada además, la localización de las fuerzas máximas en el refuerzo. Lee et al (1973), proponen la superficie de deslizamiento mostrada en la Figura 21b. Ambos criterios han sido usados en la práctica, con resultados suficientemente precisos.

Para diseño se consideran tres modos de falla interna:

- El refuerzo debe tener suficiente resistencia, para soportar las fuerzas máximas de tensión.
- El refuerzo debe tener suficiente empotramiento detrás de la superficie de deslizamiento, de tal forma que no falle por extracción (pullout).
- Debe haber suficiente confinamiento en la cara del muro, para evitar el desmoronamiento del suelo.

Con respecto a la estabilidad externa, Broms (1978), describe dos modos de falla: Uno que comprende deslizamiento de la masa de suelo con una superficie que pasa por la interfaz suelo-refuerzo, y otro que considera inestabilidad global con una superficie de deslizamiento detrás y por debajo de los refuerzos.

En el caso de taludes reforzados con pendientes inferiores a la vertical, la estabilidad interna se analiza generalmente con superficies

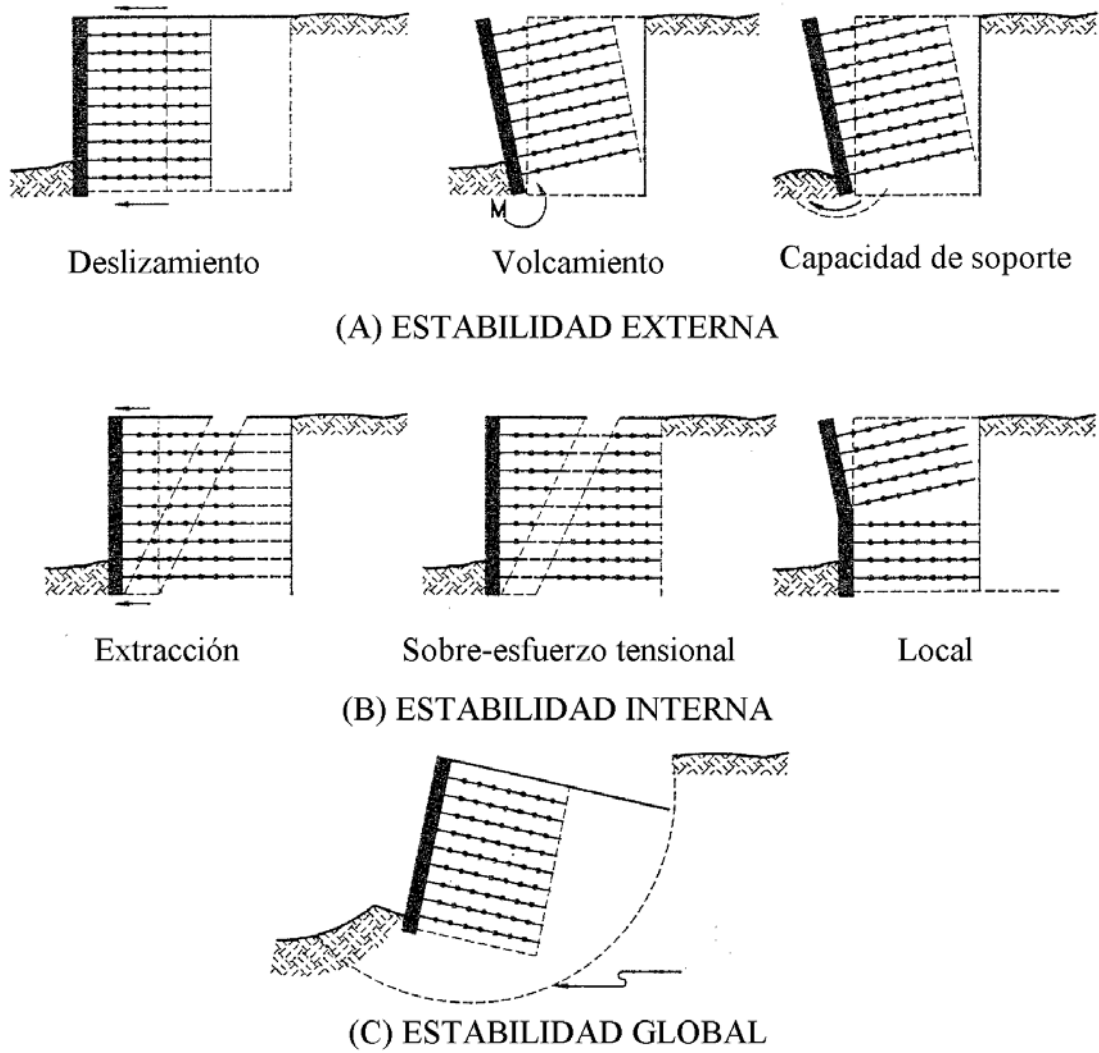


Fig. 20. Modos de falla en muros reforzados (Manual de diseño, Mirafi, Simac, 1990).

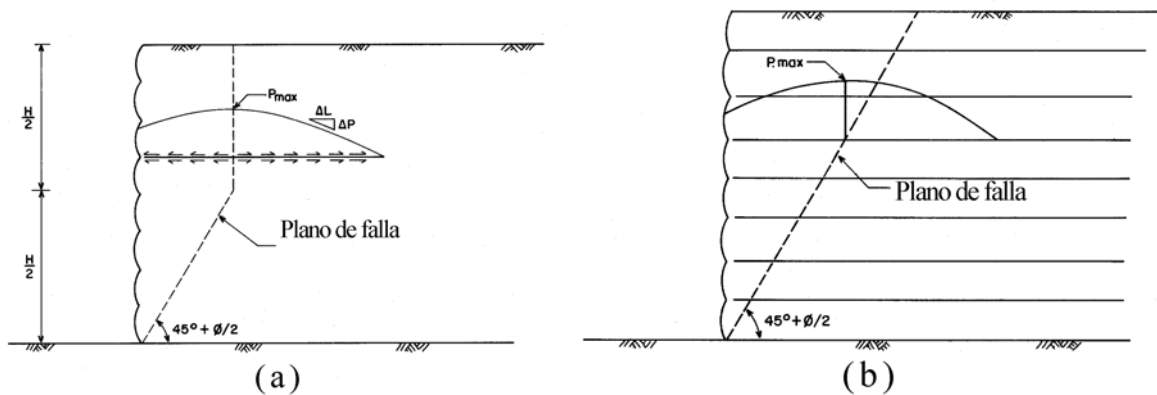


Fig. 21. Modos de falla interna. (a) Mitchell & Schlosser (1977). (b) Lee et al (1973).

de falla circular que cortan la masa reforzada, y la estabilidad externa se analiza con superficies circulares por detrás de los refuerzos. Ambos modos de falla, pueden ser analizados incorporando el refuerzo en los métodos convencionales de estabilidad de taludes.

3. El concepto del principio de compatibilidad de deformación entre el suelo y el refuerzo, ha sido descrito y explicado en forma muy didáctica por Schaefer & Duncan (1987), tal como se indica en la Figura 22. Esta figura muestra, en la parte superior, curvas de esfuerzo-deformación para dos suelos con comportamiento frágil y dúctil, y en la parte inferior curvas de deformación por unidad de longitud para tres materiales de refuerzo. Los tres materiales tienen la misma resistencia a la tensión y la misma resistencia admisible para diseño, pero tienen rigideces diferentes. Considerando una estructura diseñada para un factor de seguridad razonable, el esfuerzo movilizado dentro del suelo será una fracción de su resistencia pico. La deformación en el suelo bajo condiciones de trabajo depende de la

curva esfuerzo-deformación del suelo. El suelo frágil (duro) tendrá menores deformaciones que el suelo dúctil (menos duro). Por lo tanto, $\epsilon_b < \epsilon_d$ en la Figura 22.

A una deformación ϵ_b , un refuerzo de módulo alto (tipo A) sería deformado por encima de la carga permisible por unidad de longitud. Por otra parte, un refuerzo de bajo módulo (tipo C), desarrollaría solo una fracción de su resistencia a la tensión. Ambos casos se consideran indeseables (Duncan et al 1988). La mejor selección sería un refuerzo (tipo B) que tenga un valor de módulo tal que la carga permisible se desarrollaría bajo condiciones de trabajo.

Comparaciones similares pueden ser hechas para el caso del suelo dúctil en la Figura 22. A una deformación ϵ_d , tanto el refuerzo tipo A como el Tipo B estarían sometidos a esfuerzos por encima de su carga admisible por unidad de longitud. El tipo A sería deformado hasta el punto de falla. Para este caso, donde se desarrollan grandes deformaciones bajo condiciones de trabajo, un refuerzo de bajo módulo (tipo C) es más deseable, el cual sería capaz de soportar deformaciones más grandes sin fallar.

La discusión anterior permite concluir que cuando se selecciona el refuerzo, es importante considerar cuanta deformación o deformación unitaria es tolerable. Materiales de bajo módulo requerirían grandes deformaciones unitarias antes de que puedan desarrollar la fuerza resistente necesaria para la estabilidad, y tales deformaciones pueden resultar intolerables para la estructura. La Figura 23 ilustra un caso donde un refuerzo con una rigidez muy baja, requirió de deformaciones muy grandes para desarrollar su resistencia.

4. El valor de la carga límite (P_{lim}) a utilizar en materiales de refuerzo no debe exceder el producto de la siguiente ecuación:

$$P_{lim} = \epsilon_{tol} * E_{secant} \quad (2)$$

donde P_{lim} viene en unidades de fuerza/longitud, ϵ_{tol} es la deformación unitaria máxima en el refuerzo (adimensional), y E_{secant} es el módulo secante (fuerza/longitud) del refuerzo bajo condiciones de carga a largo plazo (vida de diseño).

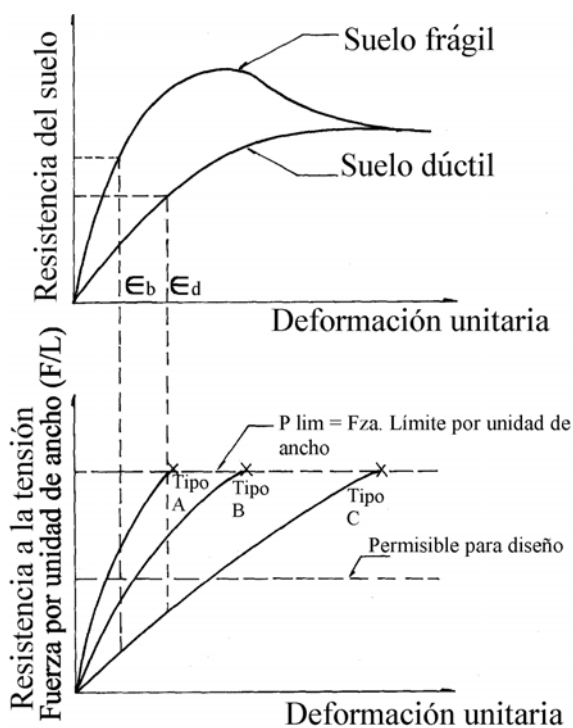


Fig. 22. Modos de falla interna (Schaefer & Duncan, 1987).

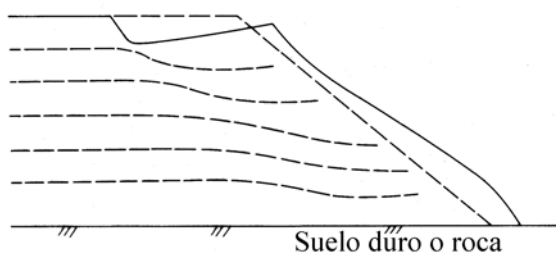


Fig. 23. Comportamiento inadecuado de un suelo reforzado por elongación excesiva del refuerzo. (Duncan et al, 1988).

En vista de que el material de refuerzo debe ser suficientemente rígido como para movilizar fuerzas resistentes sin deformación excesiva, Duncan (1988), basado en recomendaciones de varios autores, sugiere para diseño, los valores indicados en la Tabla 5.

TABLA 5
(Duncan, 1988)

Tipo de aplicación	Deformación unitaria tolerable (ϵ_{tol})
Muros de suelos reforzados y taludes reforzados en fundación firme.	0.10
Terraplenes reforzados constituidos por suelos sin cohesión sobre arcillas débiles sensitivas, sin tolerancia de moderadas deformaciones en la cresta.	0.05 - 0.06
Terraplenes reforzados constituidos por suelos frágiles sobre fundaciones débiles, o terraplenes sobre fundaciones de arcilla sensitiva.	0.02 - 0.03

La resistencia de la interfaz suelo-refuerzo, ha sido medida por numerosos investigadores. Dichos resultados han sido resumidos y tabulados por Duncan et al (1978). Una forma conveniente de expresar la resistencia de la interfaz es relacionarla con el ángulo de fricción en términos de la relación $\text{tg}\delta/\text{tg}\phi$, donde δ es el ángulo de fricción de la interfaz, y ϕ el ángulo de fricción del suelo.

Aunque se han reportado casos de existencia de resistencia cohesiva, es costumbre despreciarla para efectos de diseño. De acuerdo a Duncan et al (1988), para fines prácticos la relación puede tomarse como 0.67 para interfaces suelo-geotextil, y 0.90 para interfaces suelo-geomalla (geogrid).

5. Con respecto a la resistencia a largo plazo de mallas de polímeros, Duncan et al (1988) establecen que dicha resistencia está generalmente entre 25% y 60% de la obtenida en ensayos de laboratorio a corto plazo. En cuanto al factor de seguridad del refuerzo para seleccionar la tensión admisible (Pall), se debe seleccionar de acuerdo a las incertidumbres en la evaluación de la resistencia límite y las consecuencias de la falla. Como una guía, se han recomendado los factores de seguridad indicados en la Tabla 6.

TABLA 6
(Duncan, 1988)

Consecuencias de la falla	Incertidumbres en Plim	Factor de seguridad (Fr)
Mínima	Pequeña	1.5
Mínima	Grande	2.0
Catastrófica	Pequeña	2.0

6. Duncan (1988), considera que las condiciones para seleccionar el factor de seguridad de diseño en la estabilidad de suelos reforzados, son las mismas que para suelos sin refuerzo. En tal sentido, recomienda los factores incluidos en la Tabla 7.

7. La Figura 24 muestra los diferentes procedimientos en cuanto a la forma de incluir las fuerzas de anclaje o de refuerzo en análisis de estabilidad.

- En el primer procedimiento (Wright & Cuenca, 1986), cada fuerza debida al refuerzo o anclaje, se incluye en el equilibrio de una tajada o dovela, y el esfuerzo normal en su base se incrementa considerablemente si se compara con los esfuerzos normales en la base de las tajadas vecinas. Véase Figura 24b.

- En el procedimiento sugerido por Carpenter (1987), las fuerzas del refuerzo o de anclaje son distribuidas a lo largo de la superficie de deslizamiento, incrementando el

esfuerzo normal en la base de la tajada. Véase Figura 24c.

TABLA 7
(Duncan, 1988)

Condición	Factor de seguridad (FS)
Final de construcción	> 1.3
Largo plazo	1.5
Descenso súbito (si es aplicable) para niveles normales de agua	1.2
Descenso súbito (si es aplicable) para niveles extremos de agua con poca probabilidad de que persistan por largos períodos de tiempo después del descenso	1.0
Carga por sismo (si es aplicable). Factor calculado por análisis pseudo-estático con resistencia al corte reducida 15% por debajo de la resistencia al corte estática.	1.15

El último método, mostrado en la Figura 24d, incluye las fuerzas del refuerzo o de los anclajes como cargas externas que tienen la misma línea de acción de dichos refuerzos.

De acuerdo a Duncan et al (1988), aunque todos los métodos satisfacen equilibrio, las distribuciones de esfuerzos alrededor de la superficie de deslizamiento son diferentes, por lo tanto, en principio resultarían factores de seguridad distintos, principalmente en condiciones de suelos con diferentes ángulos de fricción. Según los autores la distribución más suave de los esfuerzos normales, mostradas en las Figuras 24c y 24d, son más realísticas que la mostrada en la Figura 24b, y por lo tanto, son más atractivas desde el punto de vista intuitivo. Sin embargo, consideran que en la mayoría de los casos, es muy poco probable que se obtengan diferencias apreciables en los valores de factor de seguridad calculados utilizando estos procedimientos. Los autores aceptan que aun se requieren estudios adicionales al respecto, pero que por ahora se puede lograr una precisión aceptable, utilizando los métodos ilustrados en las Figuras 24b y 24c, tomando en

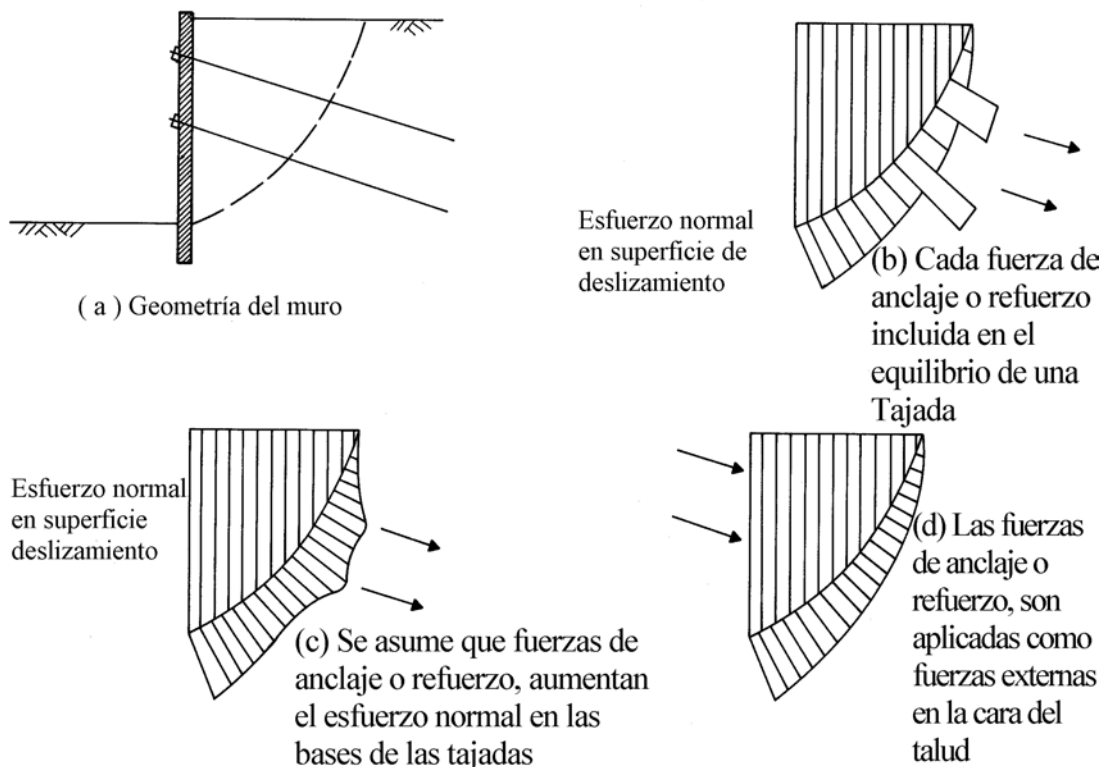


Fig. 24. Métodos para incluir las fuerzas de anclaje o refuerzo en análisis. (Duncan et al, 1988).

cuenta que cuando van a ser aplicados, se debe tener un buen juicio ingenieril.

8. Además de superficies de arco circular, otros autores han analizado superficies de deslizamiento en forma de espiral logarítmica (Broms, 1978), y cuña biplanar (Wright & Cuenca, 1986) con parte de dicha superficie horizontal entre refuerzos, y superficies compuestas (circular y planar).

Ingold (1982) describe un método para analizar la estabilidad de la cara frontal de taludes reforzados, considerando un enfoque de talud infinito, tal como se muestra en la Figura 25.

La expresión del factor de seguridad evaluada para un rango de pendientes de taludes y para un valor de ángulo de fricción de 30° y un peso unitario de 20 kN/m^3 , se presenta en forma gráfica en la Figura 26. Este gráfico puede ser utilizado, en forma preliminar, para revisar el orden de magnitud del factor de seguridad contra una inestabilidad superficial.

Hryciw (1991) propone un método de diseño para estabilizar taludes contra fallas relativamente superficiales (profundidad de 3 m, aprox.), aplicando cargas discretas en la cara del talud. El término "discreta" es utilizado para distinguir tales cargas del soporte continuo aportado por estructuras de contención. Las cargas discretas son usualmente desarrolladas por barras de acero dentro del suelo y tensadas en la superficie contra una placa o un paño de concreto. El anclaje puede ser del tipo con bulbo inyectado en su extremo dentro del suelo (anclaje de punta) por detrás de la superficie potencial de deslizamiento, o de fricción si las barras son hincadas. El autor expresa que aunque es práctica normal instalar los anclajes perpendiculares a la superficie, esta orientación puede estar muy lejos de la inclinación óptima. Los tres casos analizados por el autor, adoptando criterios de talud infinito, se presentan en la Figura 27. El trabajo incluye ecuaciones simplificadas para obtener la inclinación óptima de anclaje y suministra una tabla de diseño para determinar el espaciamiento y la longitud. La Figura 28 presenta los resultados de un ejemplo práctico en un talud de 30° de pendiente con un estrato

de arena suelta de 2.1 m de espesor, a ser estabilizada con geosintéticos anclados (Koerner, 1985) constituidos por barras No. 8, hincadas.

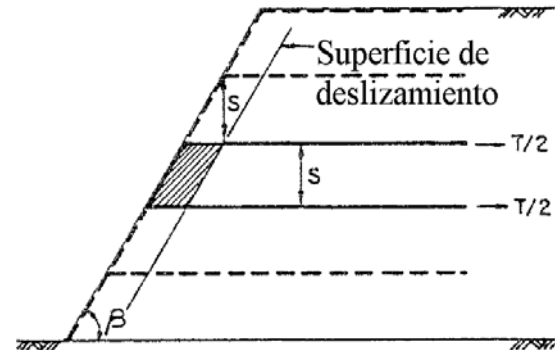


Fig. 25. Análisis de talud infinito (Ingold, 1982).

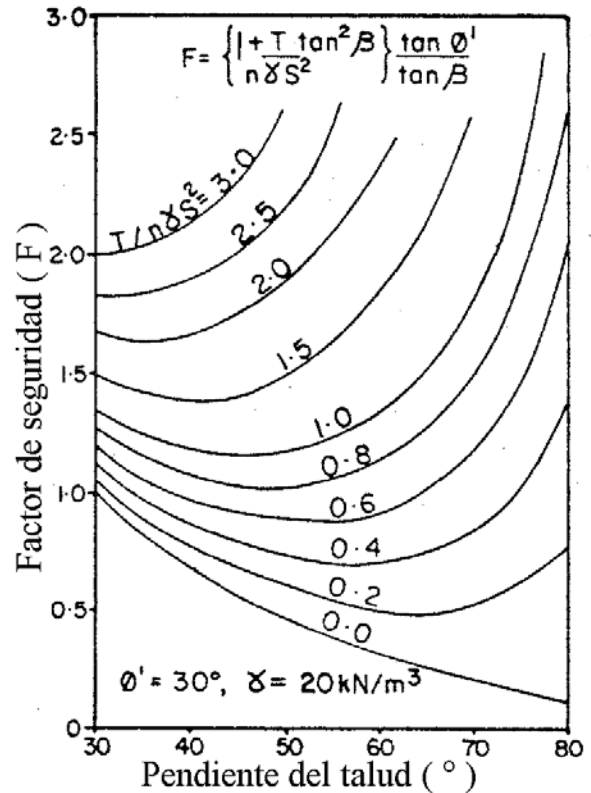


Fig. 26. Resultados de análisis con talud infinito (Ingold, 1982).

El factor de seguridad de diseño fue seleccionado como 1.3. El valor de FSR en dicha Figura es la relación entre el factor de seguridad antes de la colocación de los anclajes y el factor de seguridad deseado. La carga máxima que puede ser transferida a cada

conexión geosintético-anclajes, está limitada por la resistencia del geosintético, la cual en este problema era de 11.1 kN. Según el método de Hryciw (1991), la inclinación óptima (θ_{opt})

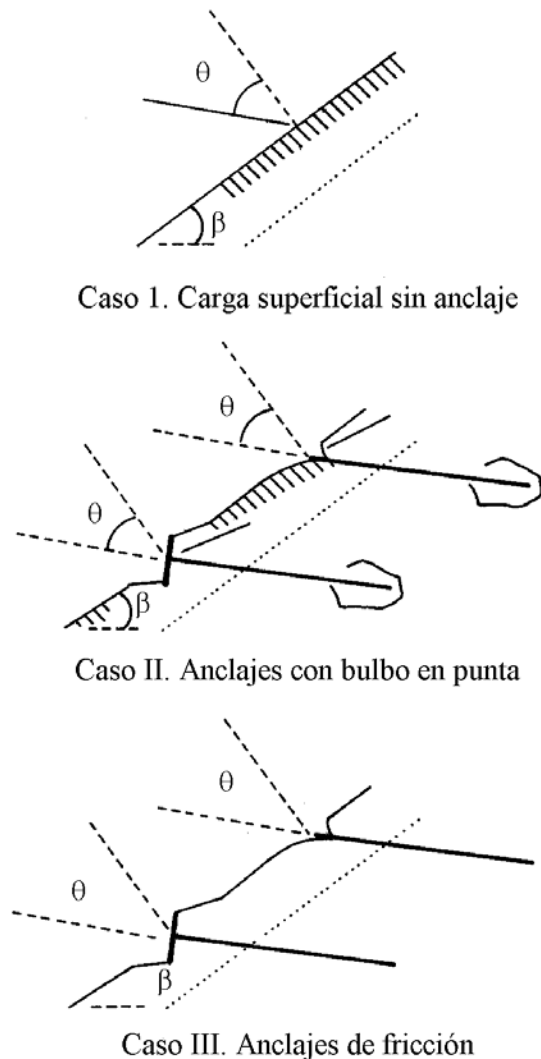


Fig. 27. Tipos de anclajes para estabilización por cargas discretas superficiales (Hryciw, 1991).

para los anclajes, resultó igual a 32° , y la longitud requerida igual a 5.7 m. En la Figura 28 puede verse que si se hubiesen colocado los anclajes perpendiculares al talud ($\theta = 0$), el valor de FSR sería de 1.13 mientras que a la inclinación θ_{opt} , el FSR resulta igual a 1.25.

Más recientemente, Michalowski (1997) ha presentado un enfoque de análisis de estabilidad de taludes uniformemente reforzados, para determinar la cantidad de refuerzo necesario con el fin de evitar el

colapso del talud debido a ruptura del refuerzo, extracción (pullout) y deslizamiento directo. El autor publica tablas de diseño para determinar la resistencia de refuerzo necesario y su correspondiente longitud.

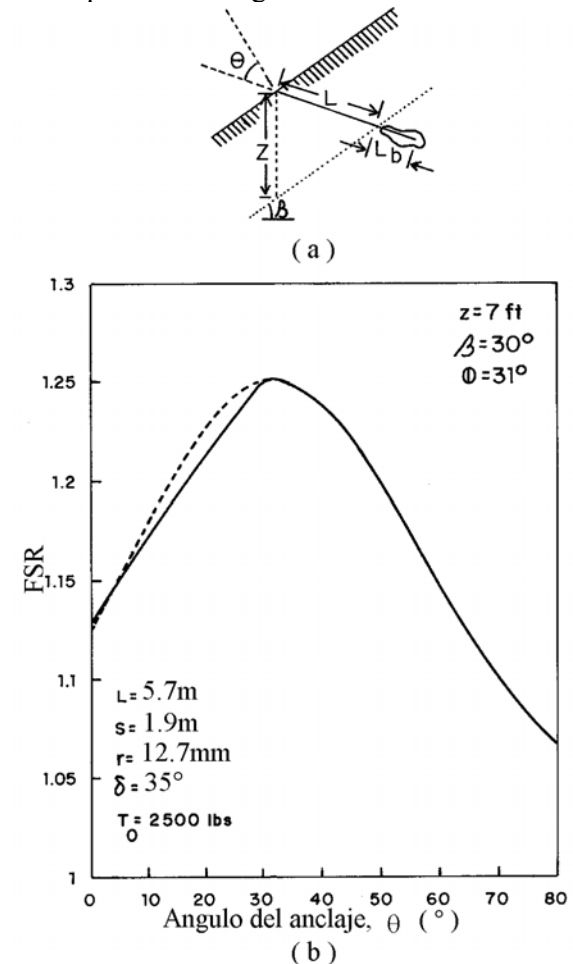


Fig. 28. Efecto del ángulo de anclaje en estabilización de talud (Ejemplo práctico). (Hryciw, 1991).

9. Los resultados del comportamiento de un muro instrumentado, reforzado con geomalla (Geogrid) tipo Tensar SR2, fabricada con polietileno de alta densidad, fueron publicados por Fishman et al (1993) (Véase Figura 29). La comparación entre los resultados de la instrumentación y métodos de diseño en dos secciones de muros construidos con paneles completos de concreto armado en toda su altura, los condujo a las siguientes conclusiones:

- Los cálculos de la máxima tensión en la geomalla, utilizando los procedimientos standard de diseño, resultaron satisfactorios.

- La distribución de los esfuerzos verticales medidos en el suelo reforzado es no-lineal con su valor menor en la cara del muro, contrario a la distribución lineal que se asume en los cálculos normalmente utilizados para diseño.

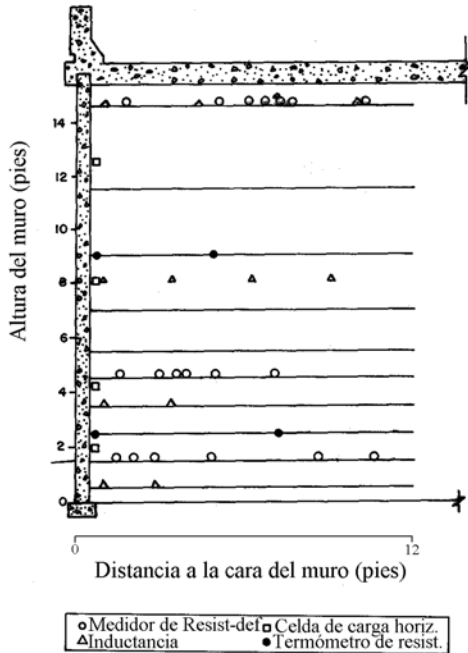


Fig. 29. Localización de instrumentación (Fishman et al, 1993).

En la Figura 30, correspondiente a una elevación de 1.53 m por encima del pie del muro, se muestra: (a) la distribución asumida, similar a la estimada para una presión de forma trapezoidal de soporte bajo una fundación rígida con una carga excéntrica, (b) la presión medida, y (c) la presión geostática promedio calculada como el producto de la densidad por la altura. Los autores consideran que esta desviación puede ser debida al efecto de fricción en el muro, lo cual introduce un efecto de arco dentro del suelo reforzado. Sin embargo, dado que los datos obtenidos corresponden a la instrumentación a lo largo de un solo elemento (geogrid), expresan que no se puede trazar una conclusión acerca de la naturaleza de la distribución de los esfuerzos verticales y que son necesarios estudios adicionales en este sentido. A este respecto, Day (1995), en su discusión sobre el artículo, introduce la factibilidad de que la diferencia entre los esfuerzos verticales medidos en la cara del muro, los cuales resultaron ser la

mitad de los esfuerzos debidos a la presión geostática, pudiera ser atribuida a la baja energía de compactación que normalmente los contratistas realizan cerca del muro, lo cual da como resultado un material de menor densidad. Igualmente, Day piensa que siendo la geomalla

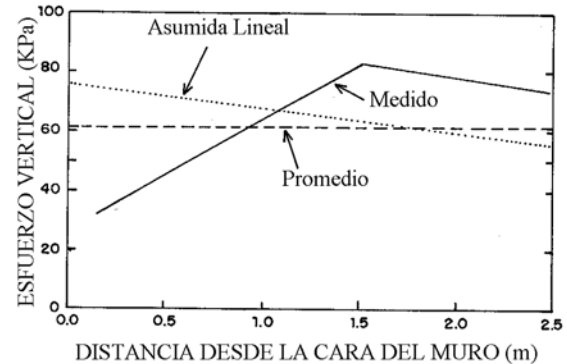


Fig. 30. Distribución medida de esfuerzos verticales (Fishman et al, 1993).

rígida, ella puede soportar parte de la presión geostática cerca del muro y transferirla directamente al muro mismo a través de la conexión geomalla-muro.

- Los resultados de mediciones de esfuerzos horizontales contra la cara del muro, se muestran en la Figura 31. Puede verse que la presión lateral es mucho menor cerca de la mitad de la altura y luego aumenta cerca del tope del muro. Cabe destacar que de acuerdo a los métodos de diseño no se anticipaban presiones laterales de tierra contra la altura total del muro prefabricado, debido a que toda la presión era transferida como tensión a las geomallas. Los bajos esfuerzos medidos por encima de 1/3 de la altura total del muro, aparentemente confirmarían dicha hipótesis, sin embargo, la hipótesis no justificaría el aumento en presión lateral de tierra cerca de la base del muro. Los autores consideran que cuando se usan paneles completos en la cara del muro, los desplazamientos son restringidos, lo cual puede inhibir la transferencia de carga entre el suelo y el refuerzo, resultando como consecuencia las presiones laterales de tierra actuando en la base del muro.

- La Figura 32 muestra una comparación entre las deformaciones obtenidas en el suelo y la geomalla. Aun cuando no corresponden

exactamente a la misma profundidad, los resultados sugieren que cerca de la cara del muro no existe compatibilidad en cuanto a la deformación se refiere, indicando movimientos relativos entre el suelo y la geomalla. Puede observarse en dicha figura que a medida que nos alejamos de la cara del muro hacia el

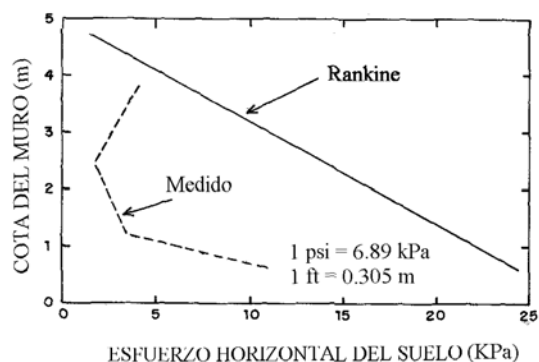


Fig. 31. Presiones laterales medidas cerca de la cara del muro (Fishman et al, 1993).

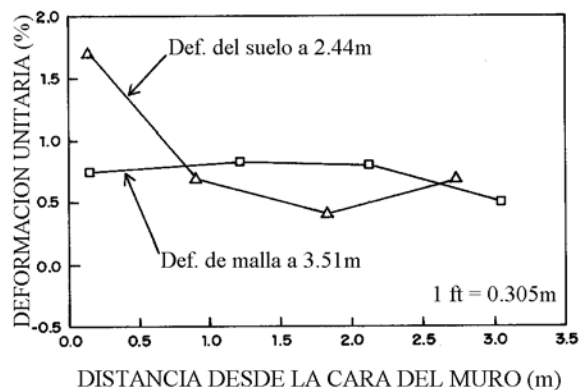


Fig. 32. Comparación entre medidas en la geomalla y en el suelo (Fishman et al, 1993).

relleno reforzado, las deformaciones del suelo y la geomalla, se hacen más compatibles.

- Fishman et al (1993) concluyen que en general las medidas cercanas a la cara del muro, no tuvieron buena correlación con el comportamiento anticipado, y la compatibilidad entre las deformaciones unitarias del suelo y de la geomalla, aparentemente no fue satisfactoria.

10. De las discusiones anteriores es indudable y ampliamente conocido, que la magnitud y distribución de las presiones de tierra dependen de los movimientos del muro, lo cual fue advertido por Terzaghi (1936). McGown et

al (1988), basados en este antiguo principio, recalcan que se han hecho numerosos intentos de relacionar presiones de tierra con deformaciones pero que todos ellos asumen que el relleno completo es colocado antes de que el muro se mueva. En tal sentido, los efectos del proceso constructivo no se toman en consideración aunque definitivamente influyen tanto en la distribución de esfuerzos como en el mecanismo de rotura del suelo detrás del muro. La Figura 33 muestra los métodos de colocación de relleno, clasificados en tres categorías: Carga incrementada, Carga inmediata y Combinación de los dos tipos de carga.

La carga incrementada ocurre cuando el relleno se coloca en capas detrás de la estructura de retención. Si el muro es rígido y se restringe totalmente el movimiento, las presiones de tierra que se desarrollan corresponden a la condición de reposo. Si el muro rígido y es capaz de deformarse lo suficiente (Figura 33a), las presiones de tierra se reducen a la condición activa. Esta condición correspondería a aquella producida por estructuras de suelo reforzado, con paneles sucesivos.

La carga inmediata aplicaría a un muro rígido que es completamente apuntalado, y luego se le permite movimiento quitando los puntales al final del proceso constructivo (Figura 33b). Este, en efecto, es el modo de carga asumido en las teorías clásicas de empujes de tierras. Efectos de cargas combinadas, incrementada e inmediata, pueden desarrollarse en una gran variedad de formas. Un ejemplo se muestra en la Figura 33c.

Con base en lo expuesto puede deducirse que el diseño económico de un muro implica satisfacer dos criterios contradictorios. Por una parte el relleno debe desarrollar suficiente deformación para movilizar su resistencia al corte y minimizar las presiones laterales sobre el muro, y por otra parte los movimientos del muro deben ser limitados hasta un punto de que se garantice una segura capacidad de servicio de la estructura. Basados en estos principios McGown et al (1988) sugieren un método alternativo que propone la colocación de una capa compresible en la parte de atrás del muro o de los paneles. De acuerdo a

resultados de numerosos ensayos de laboratorio en modelos específicos, los autores demuestran la aplicabilidad de su proposición. Para el caso de muros reforzados, recomienda el procedimiento mostrado en la Figura 34. La cara del muro debe ser apuntalada durante su construcción para permitir que la capa compresible se comprima en la medida que el relleno es colocado. Durante este proceso los refuerzos no deben ser acoplados a la cara del

muro. Solamente después de terminado el relleno, los refuerzos deben acoplarse a la cara del muro. Si se considera necesario, el relleno puede ser sometido a una sobrecarga por un cierto período antes del acople de los refuerzos; de esta manera se pre-deforma el suelo y los refuerzos, y se reduce la deformación post construcción dependiente del tiempo.

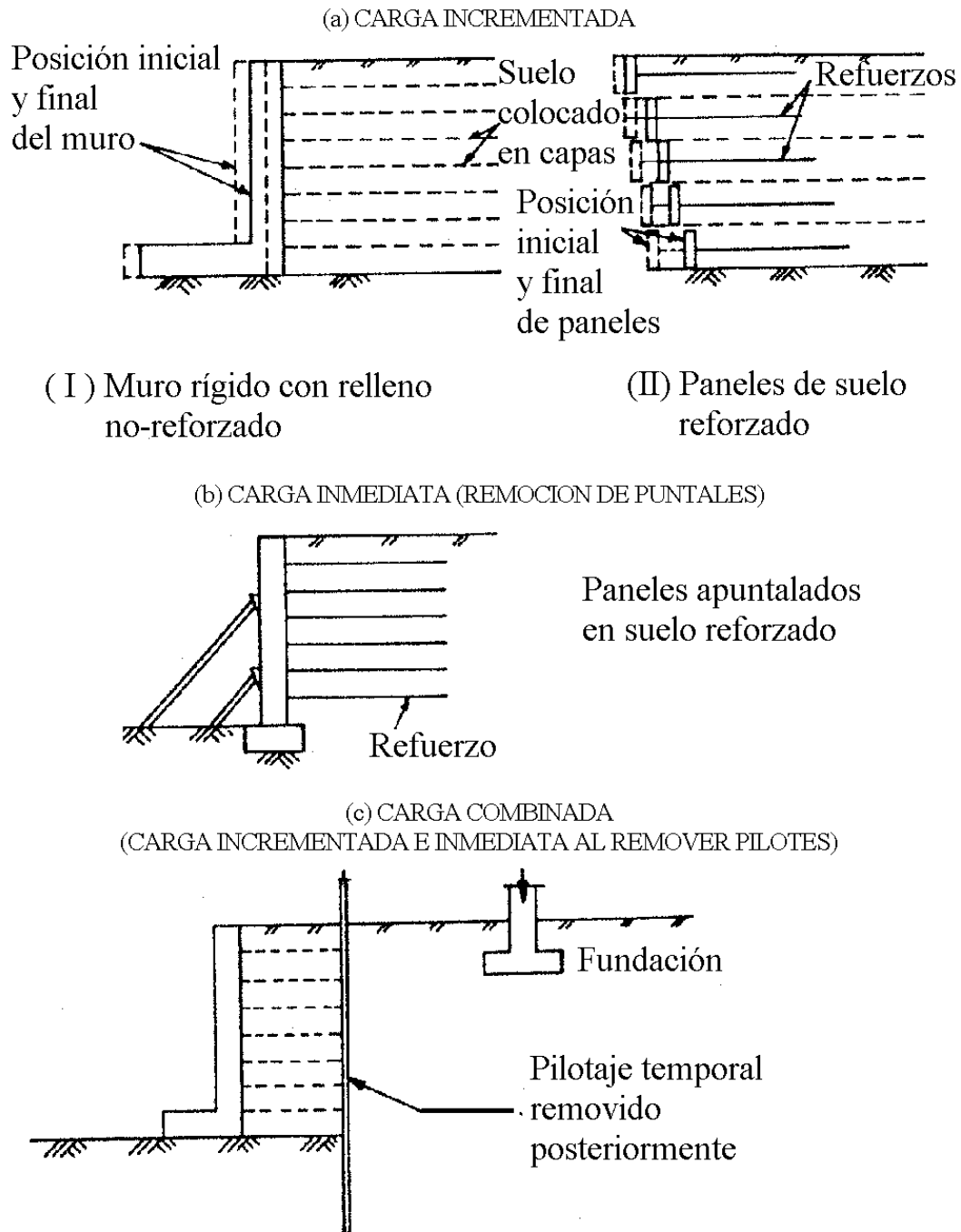


Fig. 33. Métodos de aplicación de cargas en estructuras de contención. (McGown et al, 1988).

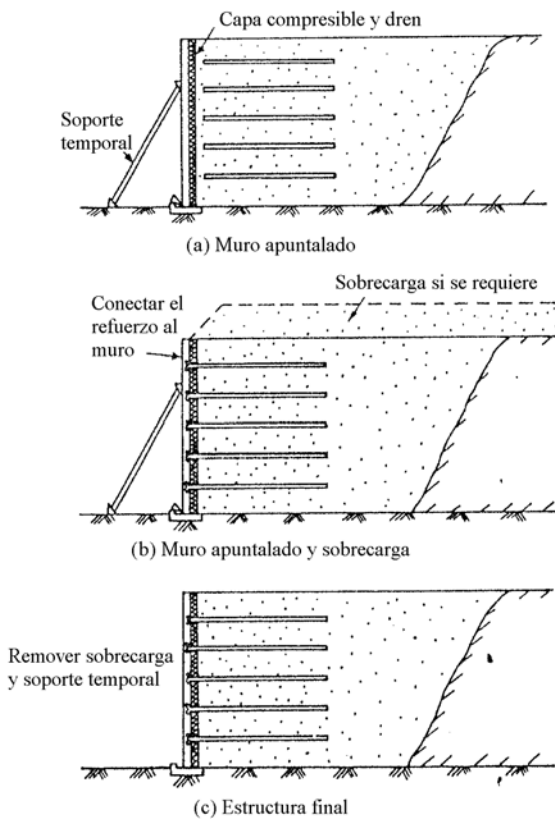


Fig. 34. Aplicación práctica de una capa compresible, en muros de suelo reforzado. (McGown et al, 1988).

11. Ghiassian et al (1997) describen el uso de sistemas de geosintéticos anclados (AGS) para la estabilización de taludes costeros sujetos al efecto de las olas, erosión e infiltración de agua. El concepto de este sistema de estabilización se muestra en la Figura 35. Los autores presentan las relaciones teóricas necesarias para determinar las cargas de AGS requeridas y las longitudes de anclajes, y elaboraron tablas para diferentes condiciones de suelos y direcciones de flujo.

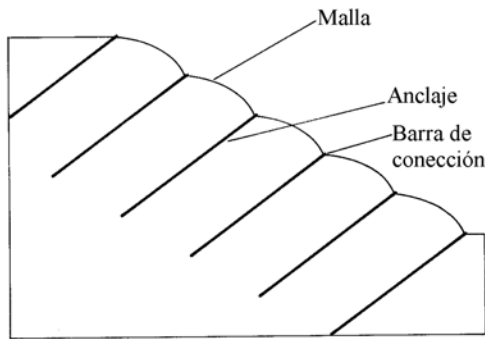


Fig. 35. Concepto de talud anclado con geosintético (Ghiassian et al, 1997).

12. Para la evaluación preliminar de la estabilidad de taludes reforzados con geosintéticos, se pueden utilizar las tablas de diseño publicadas por Jewel & Woods (1984).

13. La formación de zonas de corte en arena reforzada, ha sido discutida por Schewbridge & Sitar (1996). Los resultados vistos en forma global indican que los suelos reforzados que se deforman en un campo de esfuerzos uniforme, no desarrollan zonas de corte y, por lo tanto, la contribución del refuerzo a la resistencia a través de reorientación y movilización de momentos flectores es poco probable que ocurra en condiciones de campo. Los autores concluyen que el refuerzo debe ser orientado alrededor de los 45° respecto al esfuerzo principal menor, para asegurar que el mismo sea cargado en tensión.

14. Otro tipo de muro reforzado patentado es el denominado Murobloq. El paramento está constituido por bloques de concreto de alta resistencia (15 MPa) acoplados con pines de fibra de vidrio. El refuerzo utilizado entre capas de relleno compactado es una malla de polietileno de alta densidad. Véase Figura 36.

15. Además de los muros de gaviones previamente tratados, la empresa Maccaferri ha introducido el Sistema Terramesh como solución para el refuerzo de suelos. El paramento está constituido por gaviones y el refuerzo consiste en una malla hexagonal, continua, que se coloca sobre un plano horizontal. Utilizando redes de doble torsión fabricadas con alambres de acero sustituyendo los flejes. La resistencia última a la tracción sin fenómeno de repteo, es del orden de 47 kN/m. El alambre tiene un espesor mínimo de 2.2 mm y es galvanizado y revestido con PVC o con puntos metálicos de 3 mm de diámetro en acero inoxidable. De acuerdo a los fabricantes, además del desarrollo de fricción contra la sección del alambre, la gran dimensión de los huecos en la malla con relación al diámetro del alambre se traduce en un aumento general de la resistencia del refuerzo, lo cual no ocurre con materiales que aportan solamente resistencia por fricción. El sistema es muy versátil y permite la construcción de muros verticales o inclinados en escalones, según se requiera.

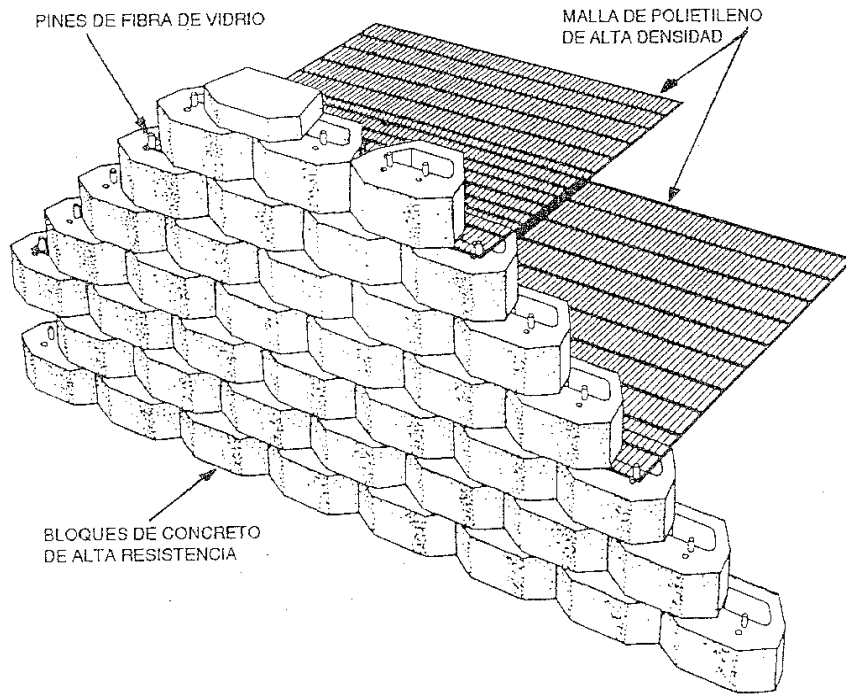


Fig. 36. Sistema Murobloq.

En el paramento se pueden colocar semillas de especies autóctonas o en el caso del sistema que el fabricante denomina Terramesh verde, se puede aplicar la técnica del hidrosembrodo sobre el paramento, tal como puede observarse

en la Figura 37. El sistema Terramesh ya ha sido utilizado en varias partes del mundo. Un ejemplo de su utilización en un tramo de una autopista en Australia, puede verse en la sección de la Figura 38.

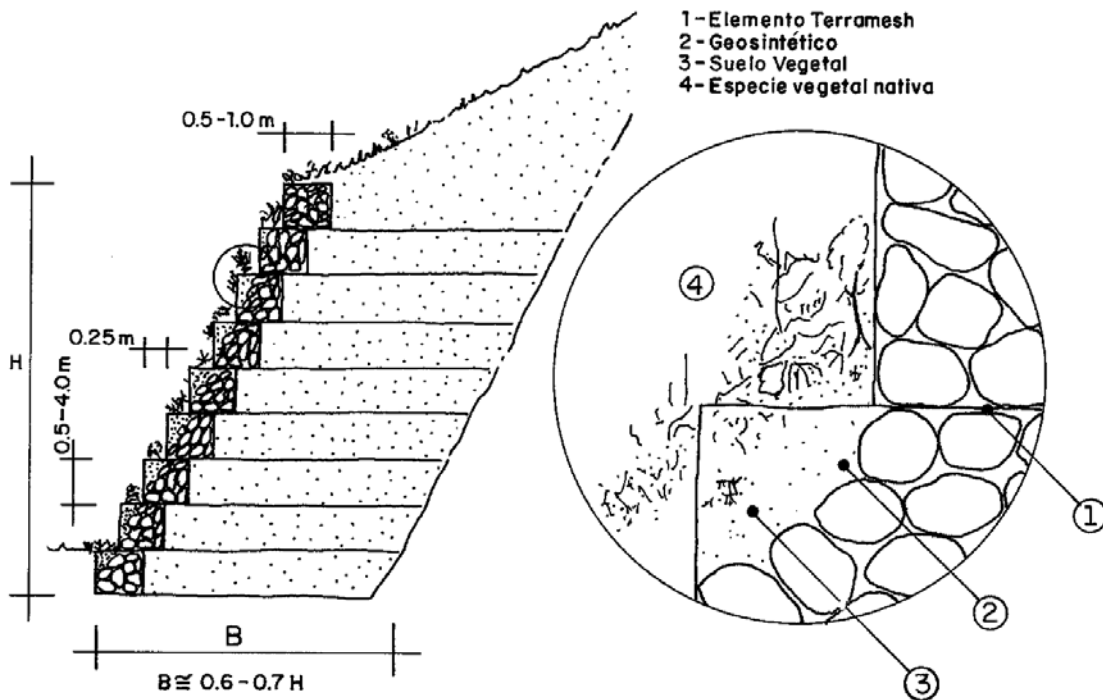


Fig. 37. Sistema Terramesh (Maccaferri, 1995).

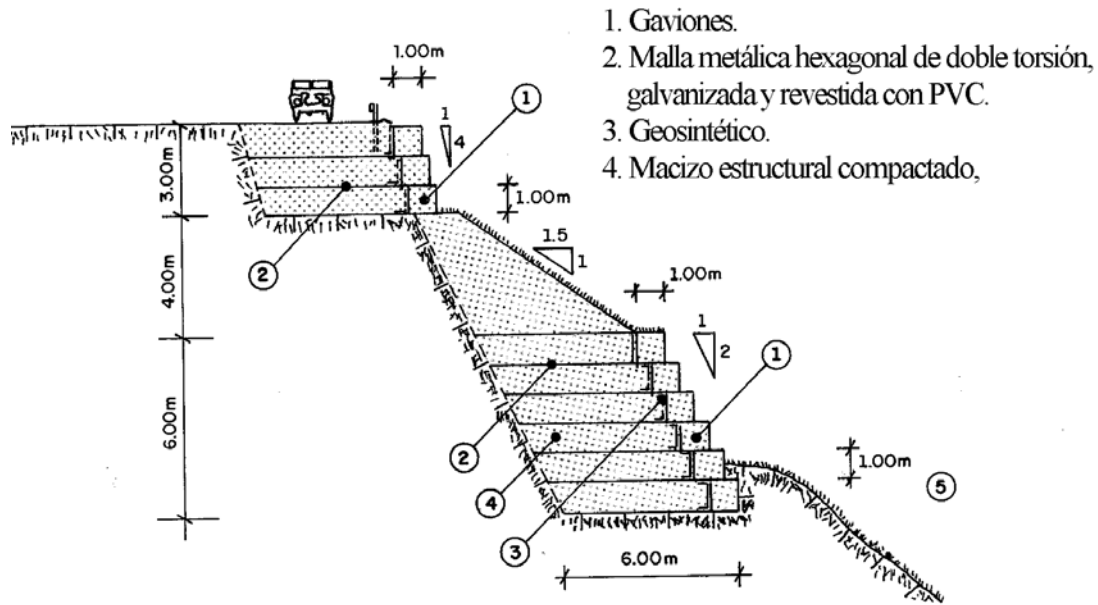


Fig. 38. Reconstrucción de un tramo de autopista de Australia, utilizando sistema Terramesh (Maccaferri, 1990).

16. En la Figuras 39 al 43 se ilustran otros tipos de refuerzos utilizados en la práctica.

Tuan (1988) reporta tres formas de utilización de neumáticos en diferentes obras de contención construidas en cauces de alta amenaza de flujo de sedimentos. La primera obra, denominada “presa de neumáticos en cantilever”, está constituida por un muro de concreto armado con su fuste reemplazado por columnas y neumáticos usados, tal como puede verse en la Figura 44. El segundo tipo de obra para retención de sedimentos, ilustrado en la Figura 45, utiliza solamente columnas de concreto armado y neumáticos usados. El tercer uso de los neumáticos está orientado a la protección de muros de gaviones, en los cuales se ha demostrado que el alambre protegido con zinc es muy débil contra el impacto de bloques de roca. En tal sentido los gaviones se protegen con neumáticos, los cuales a la vez pueden absorber la energía de impacto de las rocas y aumenta su vida de servicio. Véase Figura 46.

Hausmann (1992), presenta una técnica de estabilización utilizando también neumáticos de vehículos, los cuales fueron empleados para reparar una falla de un terraplén en California. Esta técnica mostrada en la Figura 47, se conoce como “Pneusol” o “Tiresoil”. El terraplén con los neumáticos incluidos, pudo

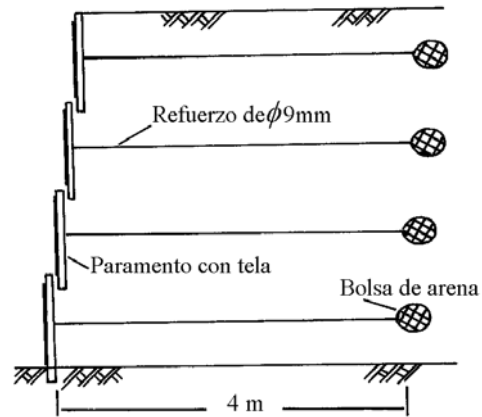


Fig. 39. Suelo reforzado con barras empotradas en sacos de arena (Fukuoka, 1986).

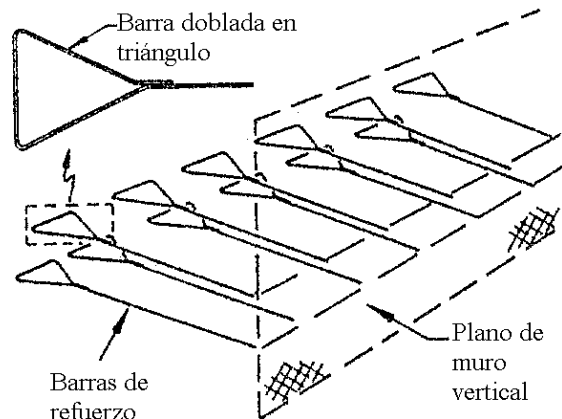


Fig. 40. Tierra anclada con barras triangulares. (O'Rourke & Jones, 1990).

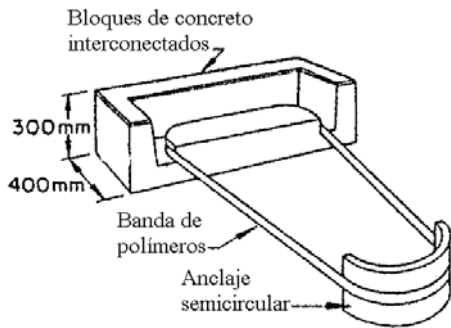


Fig. 41. Muro con bloques de concreto, tiras de polímeros y anclajes. (O'Rourke & Jones, 1990).

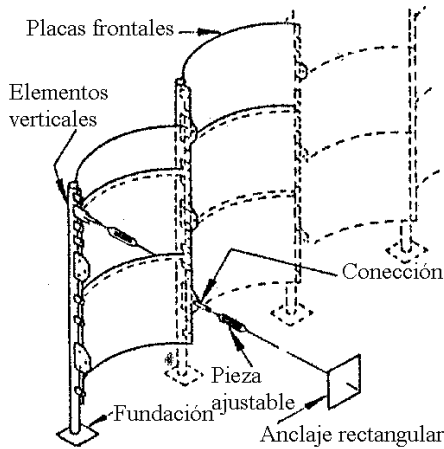


Fig. 42. Muros con placas y anclajes rectangulares. (O'Rourke & Jones, 1990).

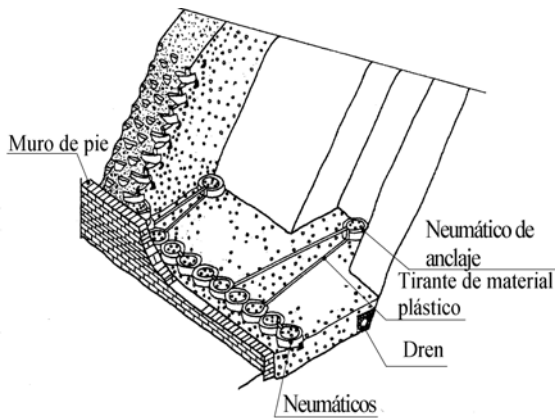


Fig. 43. Estructura de contención con neumáticos y geotextiles. (Jones 1988). (O'Rourke & Jones, 1990).

ser reconstruido con una pendiente de 0.5:1 en lugar de 1.5:1, ahorrando 73600 m³ de relleno. Las conclusiones resumidas por Hausmann (1992) fueron las siguientes:

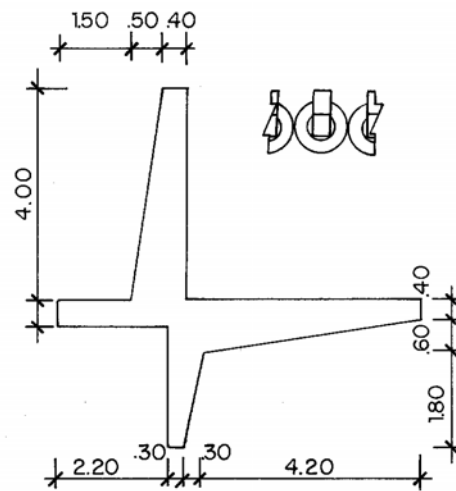
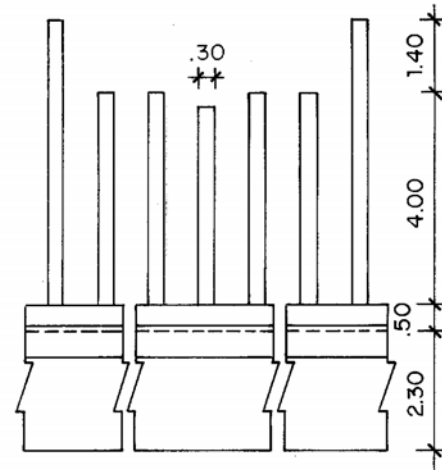


Fig. 44. Presa de neumáticos usados en cantilever (Tuan, 1988). (Medidas en m).

- La resistencia a la extracción varió desde 19.95 kN para una malla simple hasta 69.50 kN para un grupo.
- El peso unitario del relleno incorporando los neumáticos, varió entre 6.08 y 8.00 kN/m³.
- El módulo de esfuerzo-deformación del suelo reforzado es menor, pero la resistencia al corte es mayor que el suelo equivalente sin refuerzo.
- Entre los neumáticos se puede utilizar una gran variedad de conectores, incluyendo cuerdas sintéticas, o ganchos de metal.

Otro caso histórico de estabilización con neumáticos (pneusol) de un deslizamiento, ha sido reportado en Francia por Bricout et al (1992).

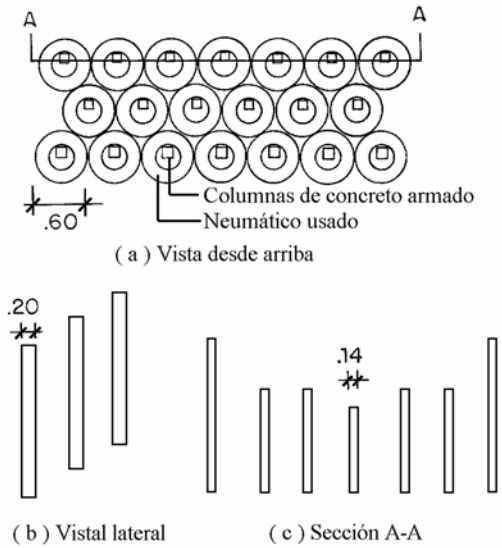


Fig. 45. Neumáticos usados en columnas de concreto (Tuan, 1988). (Medidas en m).

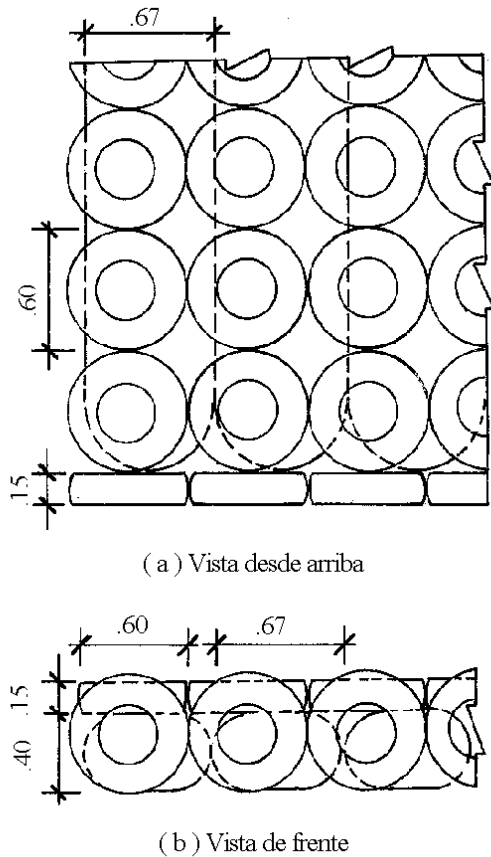


Fig. 46. Protección de gaviones con neumáticos usados (Tuan, 1988). (Medidas en m).

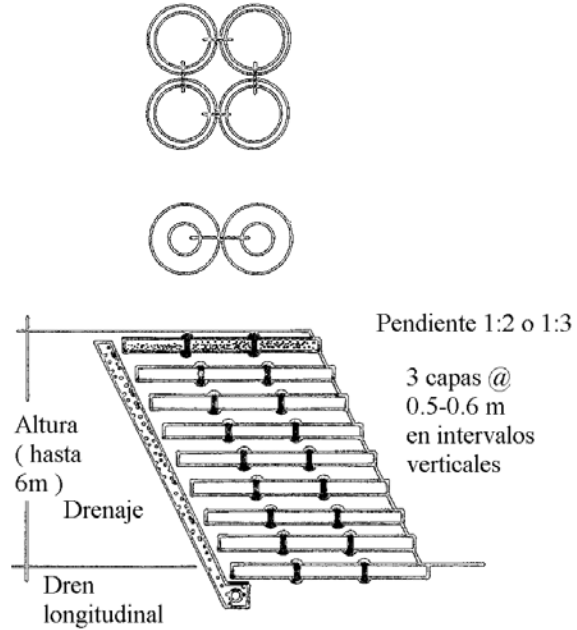


Fig. 47. Sistema PneuSol (Hausmann, 1992).

17. Dentro de esta sección de suelos reforzados, hay que mencionar recientes trabajos orientados a mezclar suelos con trozos de neumáticos (Foose et al 1996, Bosscher et al 1997), inclusiones de geosintéticos multiorientados (jacks), (Lawton et al 1993), fibras al igual que las usadas en concretos (Lawton et al 1993, y Mitchell & Villet, 1987), y otros productos sobrantes de procesos industriales (Turner, 1994).

La Figura 48 muestra dos secciones de terraplenes con trozos de neumáticos investigadas por Bosscher et al (1997). Entre las conclusiones y recomendaciones para diseño, formuladas por los autores, se pueden mencionar:

- El tamaño del trozo de neumático no es una especificación crítica, sin embargo, las operaciones constructivas se facilitan si se utilizan trozos con dimensión máxima de 75 mm.
- El peso unitario de los trozos de neumáticos varía típicamente entre 3 y 5 kN/m^3 , siendo función del tamaño del trozo y de la compactación. El peso específico varía entre 1.13 y 1.36 con un promedio de 1.22. Estos valores, en conjunto con el peso unitario

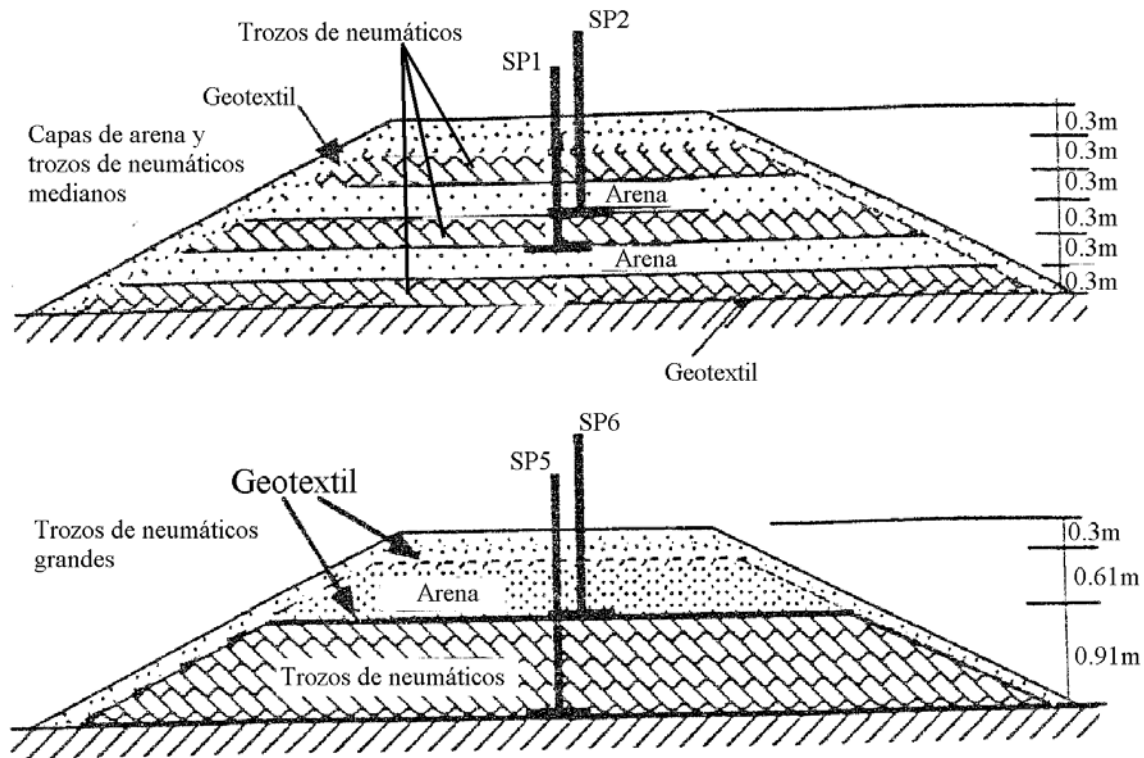


Fig. 48. Vista de las dos secciones de prueba (Bosscher et al, 1997).

del suelo, pueden ser utilizados para determinar el peso unitario de las mezclas de suelo-trozos de neumáticos.

- La compresibilidad es el parámetro que controla el diseño de rellenos con trozos de neumáticos. Para lograr una mínima compresibilidad, una cobertura mínima de 1 m de suelo, debe ser colocada sobre los trozos de neumáticos. Es recomendable el uso de un geotextil para separar la cubierta de suelo del relleno poroso con neumáticos. Con referencia a la Figura 48, el modelo inferior resultó con mejor comportamiento.
- Se debe anticipar un período inicial de asentamientos diferenciales, por lo cual se recomienda esperar este período antes de la pavimentación final de terraplenes.
- Se ha reportado un caso de combustión espontánea en el Estado de Washington, sin embargo, en muchos otros terraplenes construidos en los Estados Unidos no ha habido información de este tipo de fenómeno.

18. El uso de productos livianos para facilitar la estabilización de taludes, también ha sido objeto de numerosas investigaciones. En tal sentido se puede mencionar como ejemplo un sistema patentado denominado “geofoam” que

consiste en paneles de poliestireno producto de resinas. (Negussey, D. 1997). Las Figuras 49 y 50 muestran dos aplicaciones de uso de los paneles de geofoam. Los paneles tienen las siguientes dimensiones típicas: ancho entre 406 mm y 1219 mm, largo entre 1219 mm y 2438 mm, y espesores entre 13 y 102 mm. Las densidades varían, dependiendo del tipo, entre 0.14 y 0.35 kN/m³. El módulo de elasticidad inicial es función de la densidad, y varía entre 15 y 35 MPa. La compresión sin confinar es usualmente especificada al esfuerzo correspondiente entre 5 y 10% de deformación, y varía según el tipo de geofoam para el caso de una deformación de 10%, entre 20 y 200 kPa. Otras características y uso de este sistema, pueden ser consultadas en Aaboe (1987), Yeh & Gilmore (1989) y Negussey & Jahanandish (1993).

19. Finalmente, hay que mencionar los trabajos que ha llevado a cabo la Oficina de Control Geotécnico del Gobierno de Hong Kong con el fin de cuantificar el efecto del refuerzo de raíces de árboles en la estabilidad de taludes. Estas investigaciones han sido publicadas por Greenway et al (1984), Greenway (1987), y Yin et al (1988).

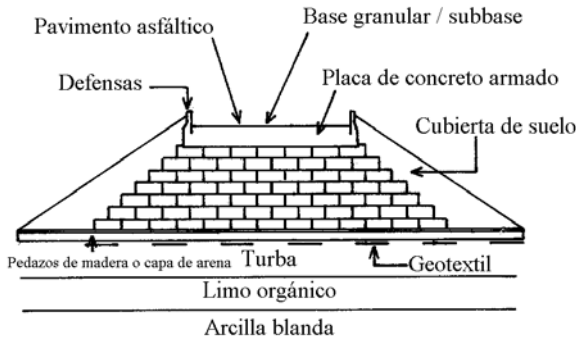


Fig. 49. Concepto del “Geofóam” para terraplenes en suelos blandos (Negussey, 1997).

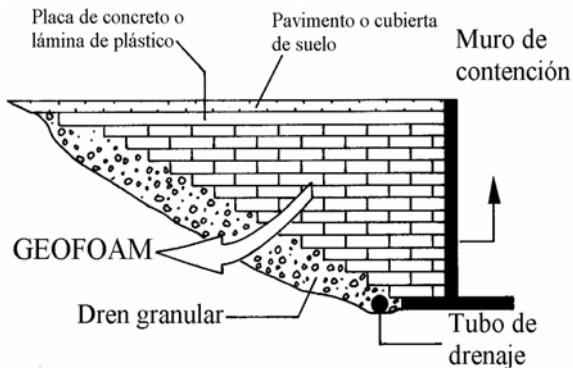


Fig. 50. Aplicación de “Geofóam” en muros de contención (Negussey, 1997).

Los autores expresan que un suelo reforzado con raíces se comporta como un material compuesto. Los refuerzos tienen alta resistencia relativa a la tensión y el desarrollo de fuerzas de fricción entre el refuerzo y la matriz de suelo, es el fenómeno esencial que permite la movilización de resistencia adicional dentro del material compuesto. En otras palabras, los esfuerzos de corte en el suelo movilizan la resistencia a la tensión del refuerzo, el cual a su vez imparte mayor resistencia al suelo.

El efecto del refuerzo en la relación esfuerzo-deformación de un suelo, está representado por un aumento en la resistencia al corte del suelo, y hace al suelo más dúctil y capaz de resistir deformación continua, sin pérdida significativa de resistencia.

Yin et al (1988), concluyen con base a la investigación de tres casos en Hong Kong, que las raíces de árboles tuvieron un efecto

significativo y proporcionaron una resistencia efectiva contra fallas relativamente superficiales. Con relación a la Figura 51, Yin et al resumen la influencia de la vegetación en la Tabla 8.

Cabe destacar que el autor del presente artículo, ha constatado casos en rocas metamórficas foliadas donde las raíces han causado un efecto adverso o negativo a la estabilidad de taludes. Las raíces tienden a desarrollarse a lo largo de los planos de foliación de las rocas, abriendo esta discontinuidad y rompiendo los puentes de roca, además de facilitar el escurrimiento de agua en las aberturas producidas por ella.

Otro aspecto importante de mencionar es que si el árbol muere, las raíces se pudren y pierden su resistencia por completo, dejando orificios por donde puede penetrar el agua y sustancias deletéreas.

Sancio (1996) expresa que la eficiencia de las raíces como anclaje es pobre, sobre todo considerando que en determinada orientación con respecto a la normal del plano de deslizamiento, son sometidas a compresión.

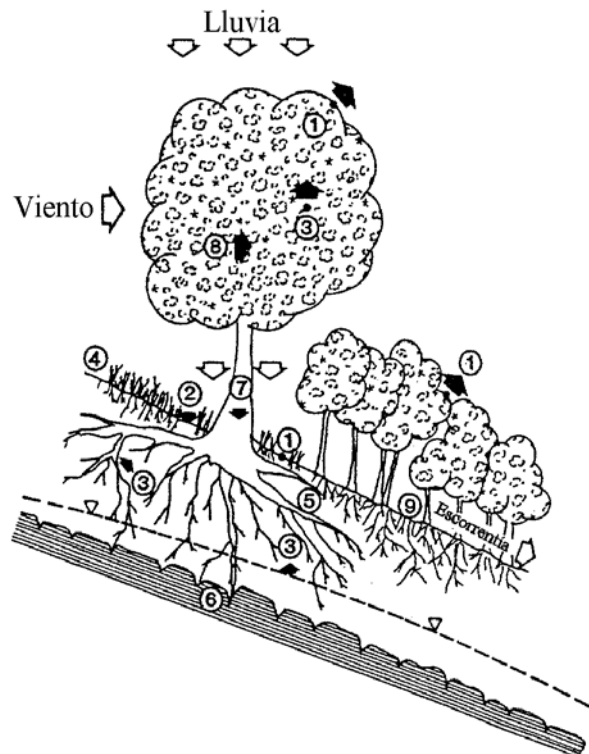


Fig. 51. Interacción ladera-vegetación, e influencia en la estabilidad (Yin et al, 1988).

TABLA 8
(Yin et al, 1988)

Mecanismos hidrológicos	Influencia
1. El follaje intercepta la lluvia, causando pérdidas por absorción y evaporación que reduce la infiltración de aguas.	Beneficiosa
2. Las raíces y troncos aumentan la rugosidad de la superficie y la permeabilidad del suelo, aumentando la capacidad de infiltración.	Adversa
3. Las raíces extraen humedad del suelo, la cual se pierde en la atmósfera por transpiración, conduciendo a menores presiones de poro.	Beneficiosa
4. Disminución de la humedad del suelo puede acentuar la desecación y agrietamiento del suelo, resultando en una mayor capacidad de infiltración.	Adversa

Efectos mecánicos	Influencia
5. Las raíces refuerzan el suelo, aumentando su resistencia al corte.	Beneficiosa
6. Las raíces pueden anclar el suelo dentro de un estrato firme, suministrando soporte al manto de suelo a través de un efecto de berma y de arco.	Beneficiosa
7. El peso de los árboles sobrecarga el talud, aumentando las componentes normales y las fuerzas en el sentido de la ladera.	Adversa/ Beneficiosa
8. La vegetación expuesta al viento, transmite fuerzas dinámicas en la ladera.	Adversa
9. Las raíces unen las partículas de suelo a la superficie del terreno, reduciendo su susceptibilidad a la erosión.	Beneficiosa

En tales casos, debido a su tortuosidad y a su esbeltez, las raíces, no oponen una resistencia relevante a la compresión. Sancio (1996), destaca que las raíces no tienen acción

estabilizante alguna en un deslizamiento activo porque si están encima del plano de falla no tienen efecto alguno, y si están en el plano de deslizamiento son cortadas, con lo cual se produce la muerte del árbol y la eliminación de otras acciones beneficiosas.

2.6 Clavetaje (Soil Nailing)

2.6.1 Generalidades

El sistema de clavetaje consiste en elementos constituidos por barras de acero o de metal, o tubos de metal, que son hincados dentro del suelo in situ o en roca blanda, o son inyectados dentro de huecos preperforados, los cuales deben resistir esfuerzos de tensión, esfuerzos de corte y momentos flectores impuestos por los movimientos del talud. Este sistema de clavos en conjunto con el suelo, forman una estructura coherente capaz de detener el movimiento de taludes inestables. (Schuster, 1995). Los clavos se consideran elementos pasivos a diferencia de los anclajes pretensados o activos, y generalmente se colocan muy cercanos. La estabilidad de la superficie entre los clavos se estabiliza comúnmente con una capa delgada (10-15 cm) de concreto lanzado reforzado con malla, dejando provisiones para el drenaje. En algunos países se acostumbra colocar como cabezal de los clavos, una plancha de acero de ½ pulgada de espesor, la cual es unida a la barra mediante una tuerca con su rosca, También se acostumbra eliminarla, doblando el extremo libre de la barra, empotrándola dentro de la losa de concreto (Véase Figura 52). Este procedimiento se considera suficiente, puesto que la transferencia de fuerzas entre el terreno y el refuerzo se produce esencialmente por adherencia sobre la superficie de la barra de refuerzo, por lo cual los cabezales no generan fuerzas concentradas significativas que ameriten la verificación de la losa por punzonado. En la Figura 53 se muestra la comparación entre la distribución de presiones para el caso de anclajes activos y para el caso de clavetaje.

Comparativamente con la técnica de tierra armada, previamente descrita, Schlosser (1983) considera que la diferencia radica en el método constructivo. Mientras que el sistema por clavetaje refuerza el suelo in situ y la

estructura se construye mediante excavaciones sucesivas, la tierra armada va reforzando el relleno mientras el mismo es construido desde el pie hacia arriba. En tal sentido, las distribuciones de los desplazamientos, las deformaciones y esfuerzos en el suelo y en el

refuerzo, resultan diferentes inclusive para geometrías equivalentes.

La Figura 54 muestra la comparación entre los desplazamientos laterales de un muro claveteado y una tierra armada.

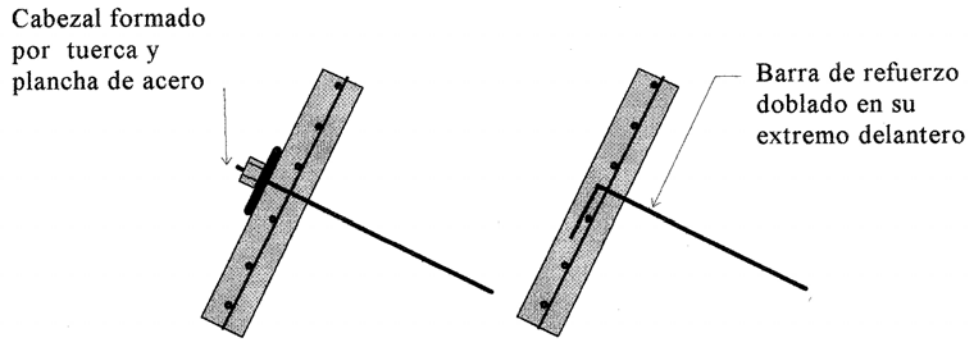


Fig. 52. Sistemas de cabezal para clavos. (Pesti, 1995)

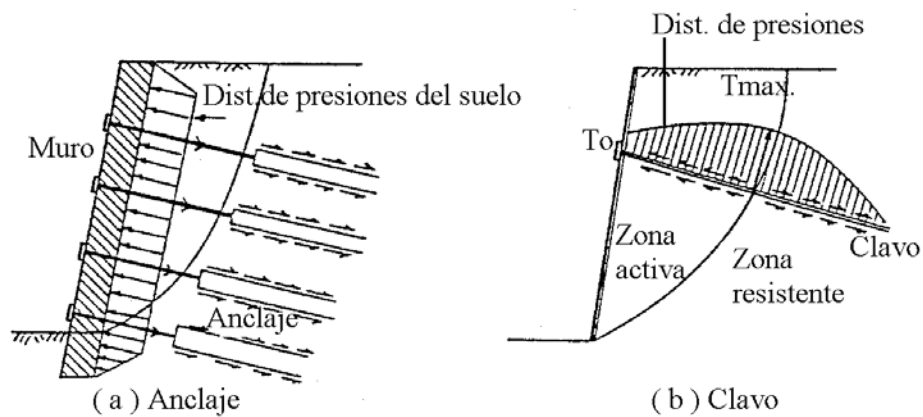


Fig. 53. Comparación entre anclajes y clavetaje. (Mitchell & Christopher, 1990)

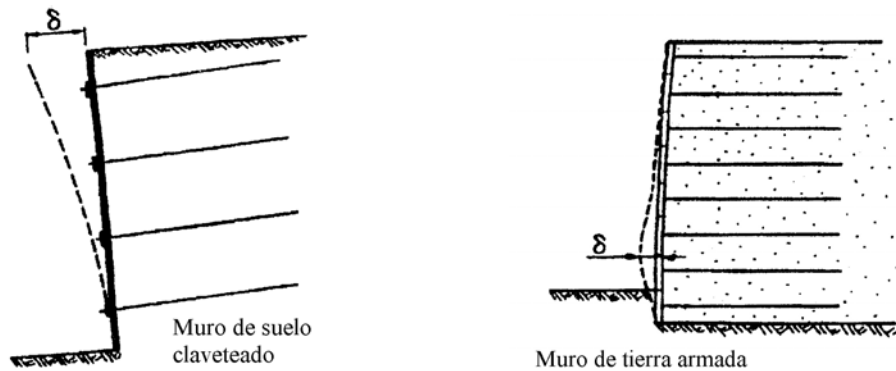


Fig. 54. Comparación entre desplazamientos laterales en un muro de suelo claveteado y en un muro de tierra armada (Proyecto Clouterre, 1991).

2.6.2 Aspectos técnicos

1. En cuanto a la longitud, distribución y ángulo de inclinación de los clavos, las recomendaciones generales del Proyecto Clouterre (Recommendations Clouterre, 1991) para muros con pared vertical, son las siguientes:

- Para clavos hincados por percusión o por vibración, $L = 0.5$ a $0.7 H$, donde H es la altura de la estructura.
- Para clavos instalados en perforaciones y luego inyectados, $L = 0.8$ a $1.2 H$, distribuidos en una relación de un clavo por cada 2.5 a 6 m^2 de muro. Se considera que para cualquier distribución superior a un clavo por cada 6 m^2 , la estructura ya no se comportará como un suelo reforzado dentro de las reglas establecidas para sistemas de clavetaje.
- El diseño de clavos de la misma longitud ha sido un procedimiento usual y generalmente muy práctico, tal como puede apreciarse en la Figura 55a. Sin embargo, es posible diseñar una distribución de clavos de tal forma de introducir clavos más largos en la parte superior, los cuales trabajan muy bien para estructuras altas (Figura 55b). Esta solución también reduce los desplazamientos laterales en la cresta de la estructura.

Por otro lado, una distribución inversa con longitudes de clavos mayores hacia la base de la estructura, tal como se ilustra en la Figura

55c, no se considera adecuada y por lo tanto no es recomendable.

2. De acuerdo a Mitchell & Christopher (1990), el sistema de clavetaje es más efectivo en suelos granulares densos y en arcillas limosas rígidas de baja plasticidad. Según los autores no resultan prácticos ni efectivos desde el punto de vista de costo, en los siguientes suelos:

- Suelos granulares sueltos con índice de penetración (N_{spt}) menor de 10, o densidades relativas menores del 30%.
- Suelos mal gradados con coeficiente de uniformidad menor de 2. El clavetaje no es práctico por la necesidad de estabilizar la cara del corte antes de la excavación.
- Suelos blandos cohesivos con resistencia al corte sin drenar menor de 48 kPa, debido a su incapacidad para desarrollar adecuada resistencia a la extracción (pullout).
- Arcillas muy plásticas ($IP > 20$), debido a la deformación excesiva por repteo.

3. Con referencia a muros claveteados, Stocker & Riedinger (1990) expresan que de acuerdo a la experiencia obtenida en Alemania desde 1975, los resultados más importantes se pueden resumir como sigue:

- La estructura del suelo claveteado se comporta como un muro de gravedad.

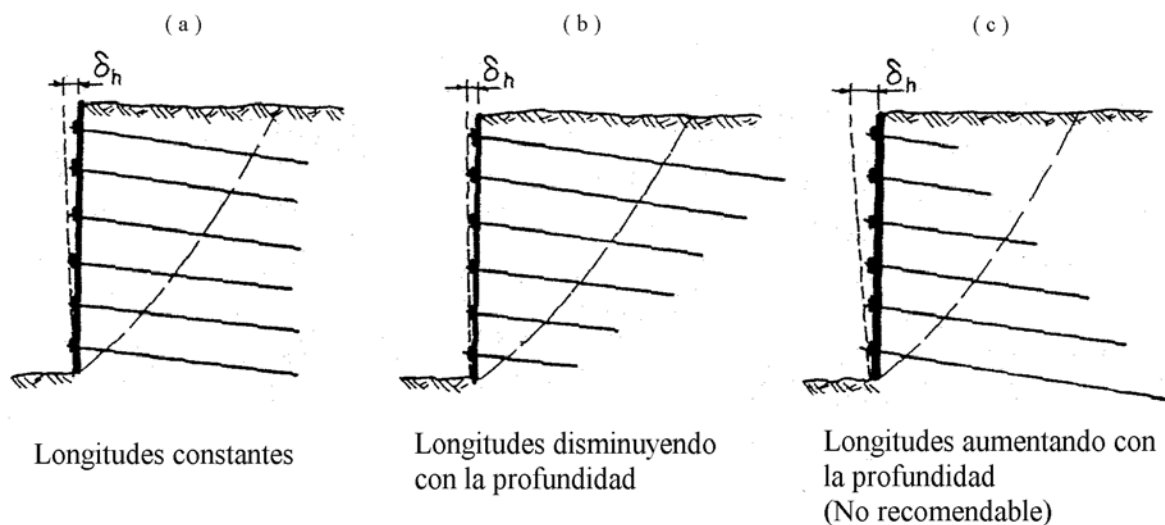


Fig. 55. Ejemplos de distribución de clavos en un sistema claveteado (Proyecto Clouterre, 1991).

- La longitud requerida para los clavos para el caso general de muros verticales y superficie superior horizontal, está en un rango entre 0.5 y 0.8 veces la altura del muro.
- El espaciamiento entre los clavos debería ser menor de 1.5 m, por ejemplo una relación de refuerzo debe ser de 1 clavo por cada 2.25 m².
- La distribución de presiones de tierra contra la cara del muro, puede ser asumida rectangular. Su magnitud es del orden de 0.4 a 0.7 veces la presión activa de tierra obtenida por el método de Coulomb

Stocker & Riedinger (1990) presentan además, interesantes resultados de un muro claveteado de 15 m de altura, instrumentado con inclinómetros y celdas de carga, tal como se aprecia en la Figura 56. El programa de mediciones ha sido llevado a cabo durante 10 años. Las dos filas de arriba consistieron en barras de acero de 25 mm de diámetro, y en las filas inferiores se colocaron barras de 28 mm de diámetro, con resistencia última y de cedencia de 420 N/mm² y 500 N/mm², respectivamente.

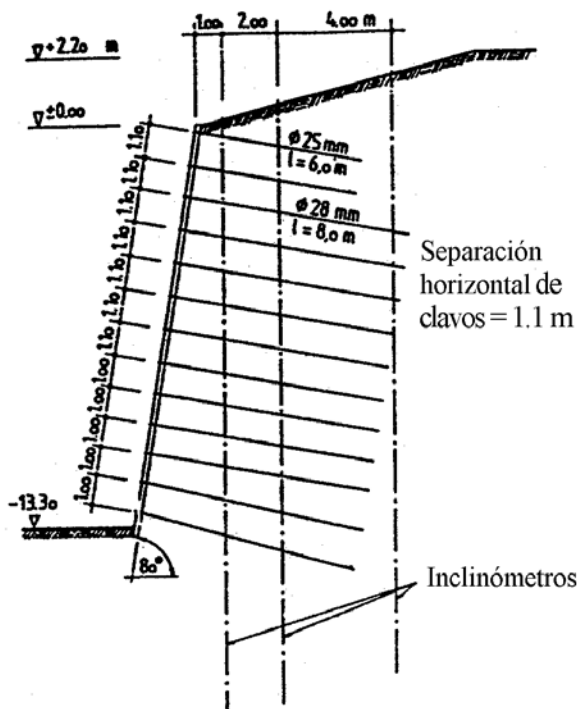


Fig. 56. Sección transversal del muro instrumentado (Stocker & Riedinger, 1990).

Cinco por ciento de los clavos fueron sometidos a pruebas de carga. La carga de diseño se mantuvo constante por 15 minutos para observar el comportamiento por repteo del clavo. La excavación para la construcción del sistema de claveteaje fue realizada en etapas con alturas de 1 a 1.1 m. En la Figura 57a se muestra la fuerza en los clavos después de la excavación. La unión de los puntos de máxima fuerza indicaron una superficie de falla potencial como se muestra en la Figura 57b. Las máximas deformaciones horizontales con la profundidad se muestran en la Figura 58. Estas variaron entre 0.1% y 0.36% de la profundidad de excavación, con un promedio de 0.25%. Las deformaciones en el suelo, disminuyeron con el aumento en distancia a partir de la cara del muro. Es interesante notar que aún a una distancia de 7 m de la cara del muro, el máximo desplazamiento era todavía de 13 mm.

La comparación entre las presiones de tierra calculadas con diferentes posibles valores de cohesión y las presiones medidas en la parte superior del muro, se muestran en la Figura 59. De estos valores se puede concluir que la presión de tierras real, es solamente un 65% del valor calculado para el caso de $c = 10 \text{ kN/m}^2$, y de 50% para el caso de $c = 5 \text{ kN/m}^2$.

4. En el marco del proyecto Clouterre (Recommendations Clouterre, 1991), se realizaron tres ensayos a escala real en muros claveteados, cuyos resultados han permitido conocer mejor el comportamiento de estas estructuras.

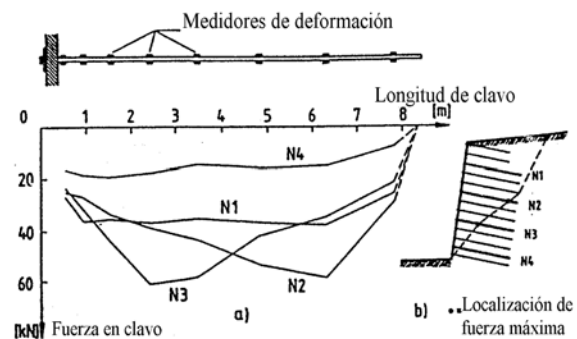


Fig. 57. Distribución y cambio en la fuerza del clavo con el avance de excavación (Stocker & Riedinger, 1990).

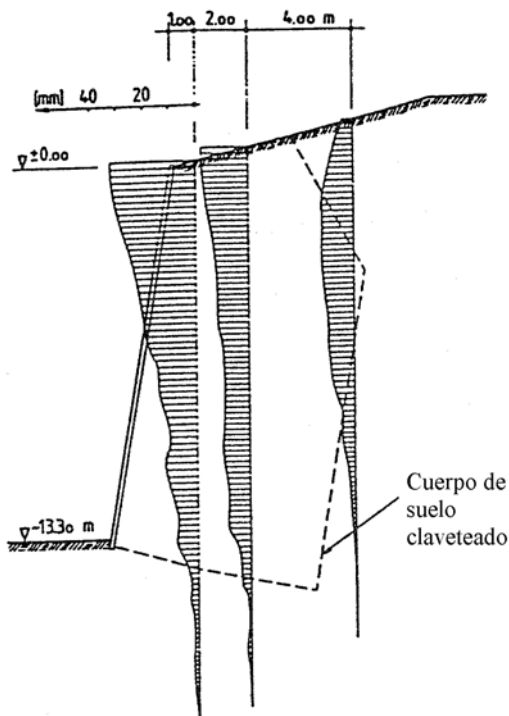


Fig. 58. Deformaciones en el suelo claveteado (Stocker & Riedinger, 1990).

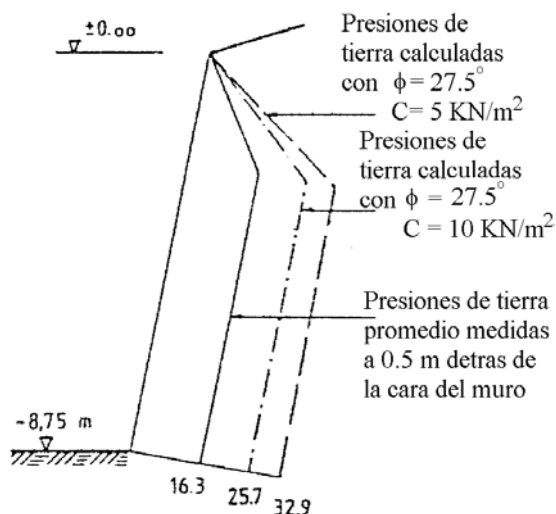


Fig. 59. Presiones de tierra actuando sobre la cara del muro (Stocker & Riedinger, 1990).

Uno de los experimentos, ilustrados en la Figura 60, se realizó con el objeto de investigar la estabilidad tanto local como global. En tal sentido se construyó un muro de 6 m de alto y se llevó hasta la falla extendiendo la altura de la excavación al pie del muro desde 1 a 3 m. Durante la primera excavación (1 m) tanto la excavación como el muro, permanecieron

estables. En la segunda fase (2 m de altura) ocurrió una falla local pero se estabilizó por efecto de arco. En la tercera etapa (3 m de alto), la efectividad del arco fue destruida y la falla local se propagó hasta la superficie. Esto a la vez condujo a una falla interna y general del muro.

Otro de los experimentos se orientó a investigar la falla generada por clavos muy cortos. En tal sentido, se construyó un muro de 6 m y se llevó a la falla reduciendo gradualmente la longitud de clavos telescópicos colocados en tubos deslizantes. Cuando se redujo la longitud de los clavos a un valor mínimo, toda la estructura claveteada se hundió 27 cm y se deslizó a lo largo de una superficie de falla bien definida demarcada por el extremo de los clavos. Véase Figura 61.

5. Varios estudios experimentales han señalado que la dirección de los clavos respecto a superficie potencial de falla tiene un papel importante en la movilización de tensión y corte, y en general en la resistencia al corte global del suelo reforzado. Jewell (1980), citado en Recommendations Clouterre (1991), verificó experimentalmente que las direcciones óptimas para la movilización de la tensión en clavos flexibles, corresponden a las direcciones de máxima extensión en suelos no reforzados, es decir, aproximadamente 30° con respecto a la normal en la superficie de falla.

Por esta razón una inclinación muy marcada de los clavos hacia el fondo de un muro vertical, reduce las fuerzas de tensión y moviliza principalmente de las fuerzas de corte y momento, tal como lo muestran los resultados de estudios con elementos finitos realizados por Schaffie, (1986), citado en Recommendations Clouterre, (1991). Véase Figura 62.

6. Ortigao et al (1995) presentan resultados de un programa de estabilidad para el análisis de suelos claveteados o también reforzados con geosintéticos. Los clavos se asumen que están fijados en la cara del muro y que solo contribuyen con tensión. El efecto de esta hipótesis fue comparada por los autores con otros programas desarrollados en Francia, concluyendo, de los resultados obtenidos, que

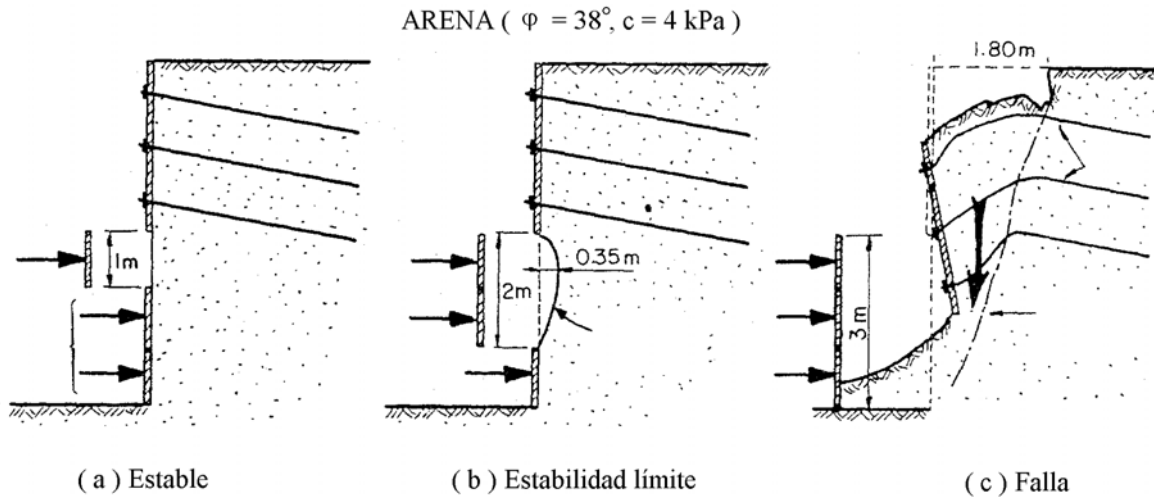


Fig. 60. Etapas de estabilidad de excavación en muro experimental (Proyecto Clouterre, 1990).

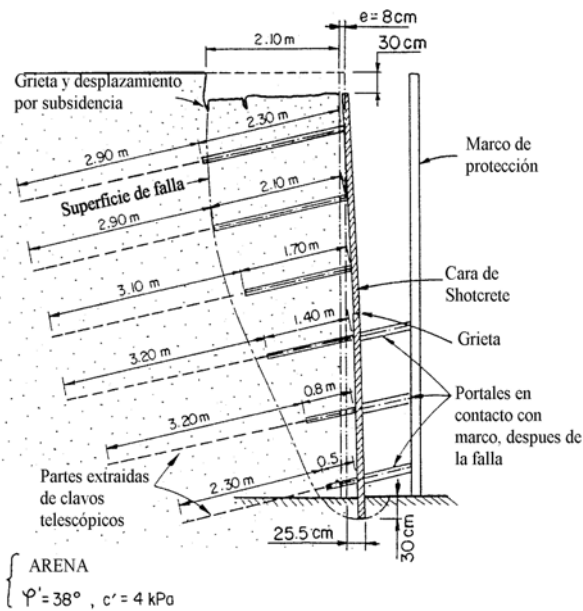


Fig. 61. Observaciones post-falla en muro claveteado experimental (Proyecto Clouterre, 1990).

la influencia del pandeo y del corte es muy pequeña en el cálculo del factor de seguridad, aun para el clavo más rígido utilizado en los análisis. En tal sentido la hipótesis de tensión solamente, la consideran razonable desde el punto de vista práctico.

Ortigao et al (1995), concluyen que utilizando el método de Bishop se obtienen factores de seguridad similares a los programas franceses, sin embargo, si se utiliza el Método de Janbu, resultan valores de factores de seguridad más bajos.

7. Otros métodos de diseño han sido presentados por Juran et al (1990) y Elías & Juran (1991). En la primera referencia realiza un análisis comparativo entre el método “alemán” (Stocker et al, 1979), el método “Davis” (Shen et al 1981), y el método de análisis límite cinemático propuesto por los autores. Este último método, a diferencia de los precedentes que consideran fundamentalmente la estabilidad global, permite realizar análisis de estabilidad local en cada nivel de refuerzo, verificando los factores de seguridad respecto a extracción (pullout), tensión y resistencia al corte en el refuerzo seleccionado. Este enfoque es muy importante porque la estabilidad local a nivel de cada refuerzo puede resultar más crítica que la estabilidad global. La aplicabilidad de este método ha sido comprobada en análisis de mecanismos de falla en modelos y en comparaciones de resultados anticipados y medidos en estructuras a escala real.

Las conclusión más importante del análisis comparativo de métodos realizado por Juran et al (1990), es que un procedimiento de diseño racional para estructuras claveteadas, requiere de tres etapas básicas:

- Estimar las fuerzas de trabajo del clavo y la localización de una superficie potencial interna de falla.
- Evaluación de la estabilidad local de cada clavo con respecto a la falla por rotura o extracción.

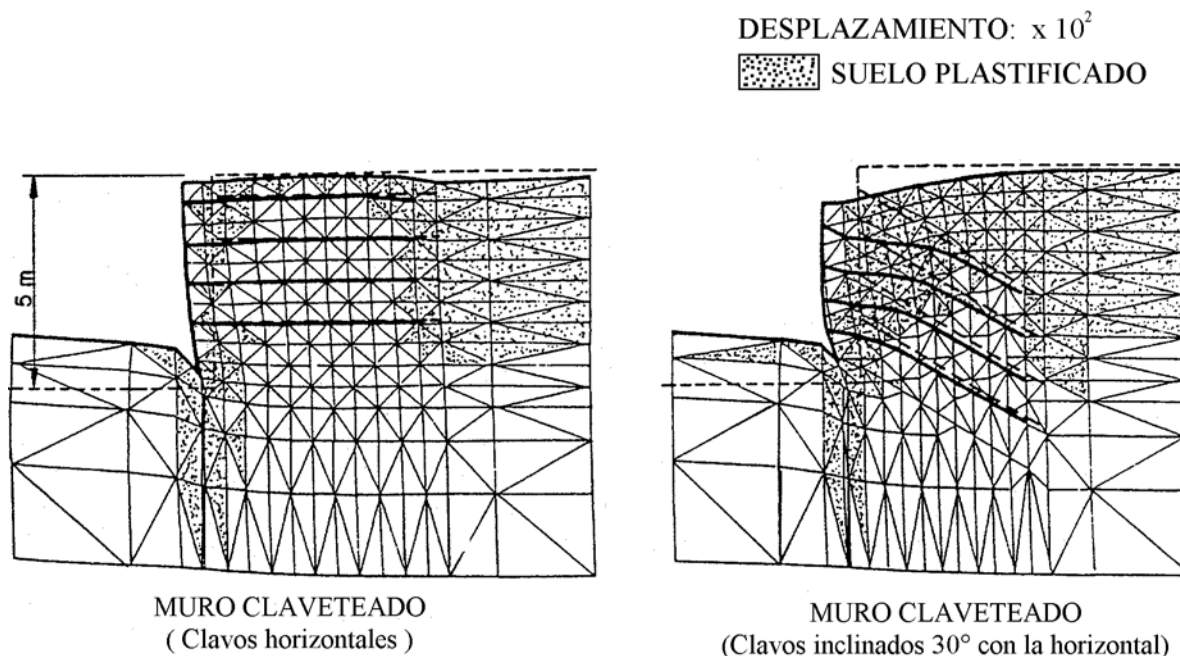


Fig. 62. Cálculos utilizando el método de elementos finitos. Influencia de inclinación de los clavos. (Proyecto Clouterre, 1990).

- Evaluación de la estabilidad global de la estructura de suelo claveteado y el suelo alrededor, con respecto a un deslizamiento general a lo largo de superficies potenciales de falla que pueden pasar dentro o fuera de la masa de suelo claveteada.

Los autores expresan que la incertidumbre relacionada con la resistencia a la extracción de los clavos (pullout), es significativamente mayor que la asociada a los parámetros del suelo, y por lo tanto un factor de seguridad mayor debe utilizarse para el diseño de la resistencia a la extracción de los clavos.

8. El sistema de clavetaje se considera flexible y masivo y por lo tanto resistente a solicitaciones sísmicas. Esta aseveración es respaldada por Ferworn & Weatherby, citado por Schuster (1995), quien reporta ausencia total de daños, en tres obras de clavetaje que estaban localizadas a 33 km del epicentro del terremoto de Loma Prieta de magnitud 7.1.

2.7 Muros o pantallas ancladas

2.7.1 Generalidades

Los muros o pantallas ancladas constituyen una técnica de estabilización muy utilizada para solventar problemas de estabilidad. Los anclajes pueden ser pretensados, denominados

activos, en los cuales se concentra la discusión de este capítulo, o sin tensar comportándose como elementos pasivos.

El diseño y la construcción de anclajes está regido por especificaciones elaboradas en diferentes países, las cuales han sido resumidas por Littlejohn (1990).

Los elementos que constituyen un sistema de contención con anclajes activos son los siguientes (Pesti, 1995):

- Los anclajes: constituyen los elementos resistentes del sistema y permiten desarrollar las fuerzas estabilizantes requeridas para la contención de la pantalla atirantada, transfiriendo las solicitaciones hasta una zona más profunda y estable del terreno. Por una parte, la fuerza aplicada por los anclajes somete a compresión la masa de suelo comprendida entre los bulbos y la pantalla, aumentando su resistencia al corte, y por otra parte los anclajes representan un vínculo externo cuya fuerza o capacidad resistente disminuye el efecto motor de la gravedad, mejorando de esta manera la estabilidad del talud confinado.

- La pantalla: cuyo objetivo principal es repartir sobre la superficie del talud las fuerzas aplicadas mediante los anclajes. Para cumplir

su función la pantalla debe tener suficiente resistencia estructural para evitar la falla por punzonado de los anclajes y de soportar los momentos flectores resultantes de la interacción suelo-pantalla-anclaje. Por lo general, la pantalla consiste en una losa de concreto proyectado, armada mediante una o dos capas de cabillas. En el caso de terrenos más duros o rocosos, la pantalla puede ser sustituida por zapatas o cabezales aislados de concreto armado, en cada sitio de anclaje.

- Los cabezales: constituyen los elementos encargados de transmitir la fuerza de tracción del anclaje a la pantalla de concreto.

En la Figura 63 se ilustran diferentes tipos de pantallas ancladas, con contrafuertes, vigas entrecruzadas, y cabezales individuales.

2.7.2 Aspectos técnicos

1. En la Figura 64, se aprecian los componentes de un anclaje activo. El tensor es generalmente de acero y pueden ser barras del tipo Dywidag con diámetros comerciales de 26 mm, 32 mm y 36 mm, y torones de 7 alambres en dos diámetros comerciales de 12.7 mm (1/2") y 15.2 mm (0.6"). Las recomendaciones de la Norma DIN 4125 especifican que el esfuerzo máximo permitido en condición de trabajo no debe exceder el 57% (1/1.75) del esfuerzo cedente (f_y). La calidad del acero varía entre 1000 y 1500 MPa al 1% de elongación.

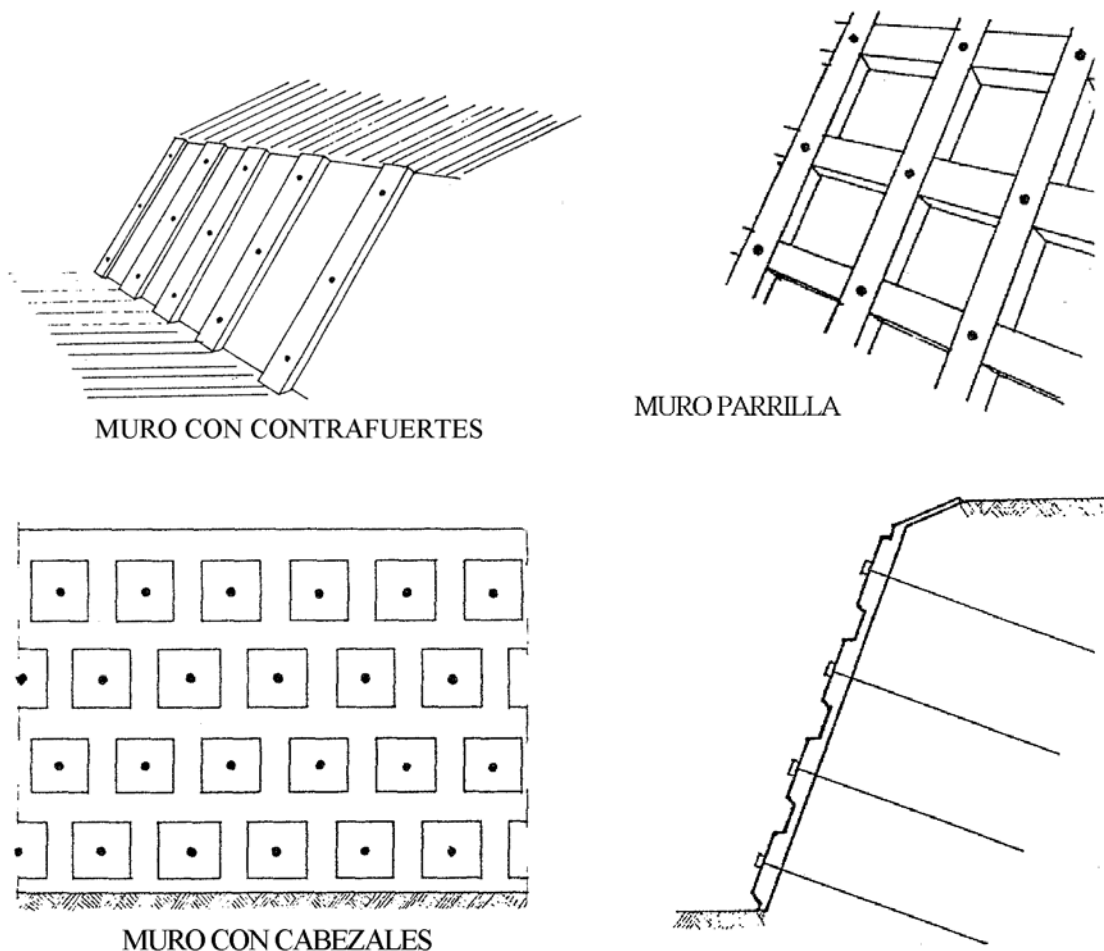


Fig. 63. Tipos de pantallas atirantadas.

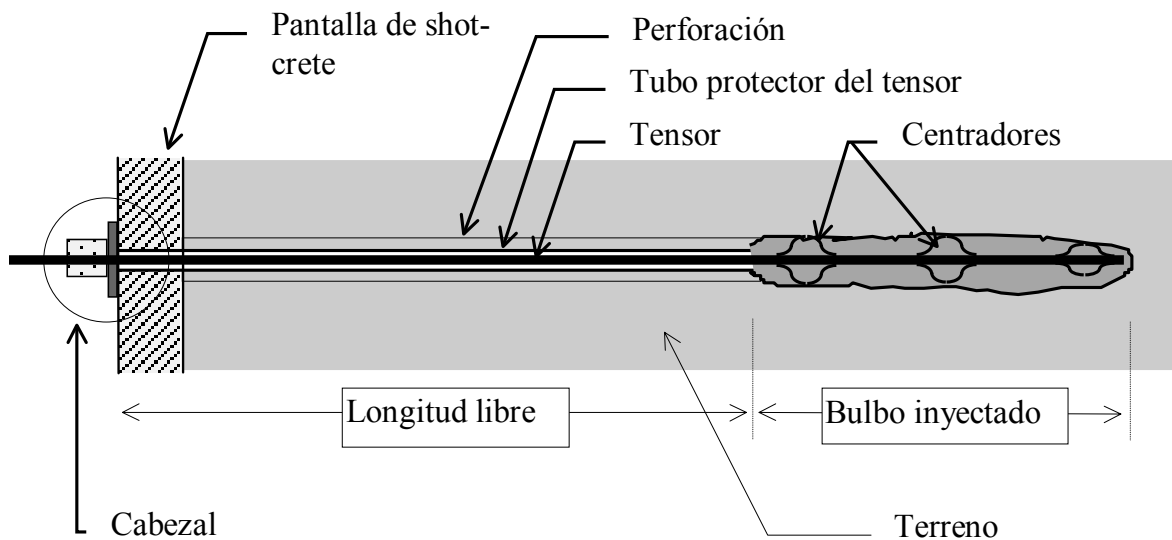


Fig. 64. Componentes de un anclaje activo (Pesti, 1995).

El bulbo puede ser simple o duplex. En el primero de ellos una porción del tensor es rodeado de la lechada de inyección, lo cual asegura la transmisión de fuerza entre éste y el terreno que lo rodea. En el tipo duplex, patentado originalmente por Stump-Bohr A.G., el elemento que transmite la fuerza al terreno consiste en un tubo de acero, sometido a compresión en condición de trabajo. Este diseño es muy ventajoso en terrenos corrosivos debido a que permite aislar y proteger el tensor en toda su longitud y utilizar un tubo de acero de resistencia intermedia, de gran espesor de pared, y poco susceptible a la corrosión. Para la inyección del bulbo es práctica común utilizar lechadas basadas en cemento portland tipo 1, con un contenido de sulfato no mayor

del 4% y de cloruros totales menor de 0.1% por peso de cemento. El agua no debe tener un contenido de iones cloruro mayores de 500 ppm. La resistencia a la compresión de la lechada debe alcanzar 40 MPa a los 28 días. Las relaciones agua:cemento comúnmente utilizadas, están en el rango de 0.30 a 0.60.

El cabezal, pieza que permite el bloqueo de los tensores, garantizando la adecuada transferencia de carga a la estructura a ser anclada, se muestra en la Figura 65. La plancha de acero debe tener el espesor y resistencia suficiente para transferir y distribuir la carga del elemento del bloqueo sobre el muro o la pantalla de concreto lanzado, a través de la cuña de nivelación. Una plancha demasiado delgada se alabea bajo el efecto de la carga

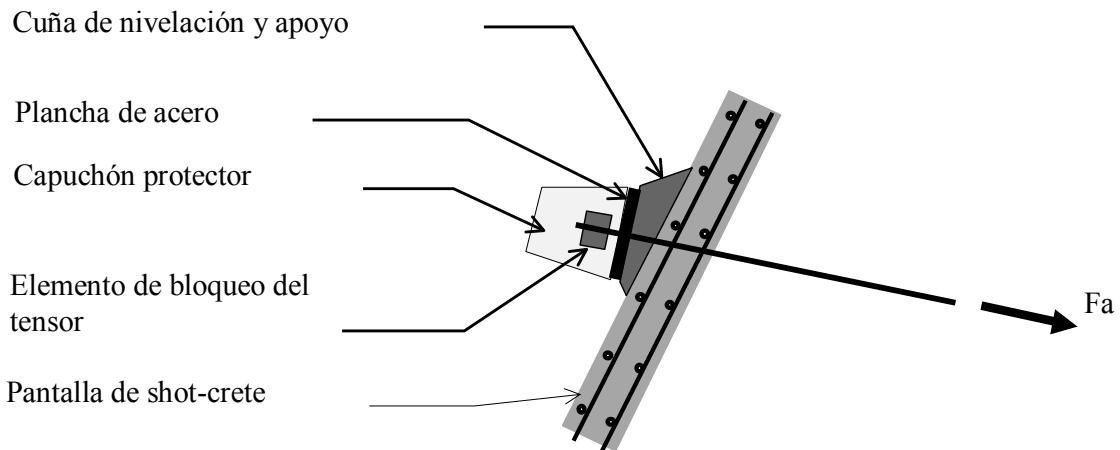


Fig. 65. Detalle de cabezal de anclaje activo.

del anclaje, concentra la fuerza en el centro de la cuña de nivelación, pudiéndose partir bajo la sollicitación.

2. La transferencia de fuerzas entre el bulbo y el terreno para el caso de suelo granulares, suelos cohesivos y masas rocosas, ha sido tratada por Ostermayer (1974, 1977, 1982), Littlejohn (1990) y Pesti (1995).

3. Para la capacidad de trabajo de los anclajes, se han definido dos factores de seguridad: el primero se refiere a la capacidad límite del bulbo, y el segundo al esfuerzo máximo permitido por el tensor. Detalles de los factores de seguridad en función del caso de carga y la condición temporal o permanente de los anclajes, pueden ser consultados en normas internacionales tales como la DIN 4125, mencionada previamente.

4. La corrosión es uno de los aspectos más discutidos y se han reportado muchos casos de anclajes deteriorados por corrosión. Este fenómeno afecta principalmente la zona del cabezal y el tramo libre del anclaje. De acuerdo a Littlejohn (1990), el anclaje debe ser protegido en todas sus partes ya que la protección parcial puede inducir corrosión más severa en las partes no protegidas. La selección del sistema de protección, debe ser responsabilidad del proyectista y depende de las consecuencias de la falla, de la agresividad del medio y de los costos de la protección. Una protección simple significa que se usa una sola barrera anticorrosiva en el anclaje antes de su instalación. La protección doble consiste en la utilización de dos protecciones, siendo el propósito de la segunda barrera proteger la barrera interna contra la posibilidad de daño durante el manejo y colocación del anclaje.

La inyección no debe ser considerada como protección a la corrosión debido a su fragilidad y a la formación de grietas de hasta 1 a 2 mm de espesor, durante el tensado del anclaje. Los tipos de protección a la corrosión han sido discutidos ampliamente por Littlejohn (1990), quien dentro de sus recomendaciones para futuras investigaciones, expresa que se debe desarrollar alguna metodología, tal como resistividad eléctrica, o técnicas de medición ultrasónica o acústica, que permitan monitorear la corrosión del anclaje.

5. El control de calidad durante la construcción de los anclajes, las pruebas de idoneidad técnica, pruebas de aceptación y rechazo y seguimiento post constructivo, han sido tratados por Littlejohn (1990) y Pesti (1995).

6. En cuanto a los criterios y métodos de diseño se acostumbra primero predimensionar la obra, utilizando correlaciones empíricas o métodos simplificados. Luego se realizan los análisis de estabilidad según el método seleccionado por el proyectista, y se define un factor de seguridad de diseño que será función de los riesgos admisibles y de las incertidumbres asociadas a los parámetros que caracterizan el terreno.

La estimación preliminar de las fuerzas de anclaje pueden realizarse mediante los conocidos métodos de empujes de tierra (Coulomb, Rankine, etc.) u otros procedimientos de redistribución del diagrama de presiones, considerando las condiciones particulares relacionadas con el desplazamiento y deformaciones de la estructura en consideración. Alternativamente, existen métodos que permiten determinar las fuerzas requeridas mediante una evaluación general de la estabilidad del talud, fijando a priori un factor de seguridad de diseño. En este último método, para la primera aproximación, la longitud de los anclajes debe considerarse infinita o muy grande, con el objeto de asegurar que todas las superficies de falla cortan a cada uno de los anclajes (Pesti, 1995).

La estimación preliminar de la longitud de los anclajes debe hacerse de tal forma que no exista una superficie de falla profunda detrás del conjunto de anclajes, con factor de seguridad menor del valor de diseño establecido. En el caso de taludes subverticales sostenidos mediante un muro o pantalla atirantada, se pueden usar los diagramas presentados en la Figura 66. Para taludes con pendientes menores de 0.5:1 (H:V), es recomendable realizar un análisis de estabilidad del perfil, sin tomar en cuenta los anclajes. Entre todas las superficies de tanteo analizadas, se seleccionan aquellas cuyo factor de seguridad se aproxima al de diseño. Como primera aproximación, los bulbos de los

anclajes podrán ubicarse sobre esta línea, tal como se muestra en la Figura 67. El bulbo de anclaje inferior debe ubicarse totalmente detrás de la superficie de falla crítica, mientras que el de los anclajes superiores podrá quedar cortado por ésta. Las longitudes de anclaje estimadas de esta manera, resultan conservadoras y podrán ser disminuidas si las verificaciones de estabilidad conducen a factores de seguridad mayores que los de diseño.

Las verificaciones de estabilidad en el caso de pantallas verticales se realizan internamente por volcamiento y rotación del muro en su extremo inferior, y externamente por deslizamiento según una superficie de falla profunda. En taludes con pendientes por debajo de la vertical, la modalidad de falla predominante es la externa.

El análisis de la estabilidad interna puede ser realizado por la metodología propuesta por Kranz (1953). El análisis de estabilidad externa consiste en un cálculo convencional de estabilidad considerando superficies planas o curvas, utilizando métodos ampliamente conocidos como Bishop, Janbu, Morgenstern & Price, Sarma, etc., y mediante programas de estabilidad comerciales tales como UTEXAS3,

STABR, STABGM, GEOSOFT, GEOSLOPE SLIDE y otros.

La fuerza de los anclajes interviene en la evaluación siempre que el bulbo inyectado se encuentre empotrado en masas de suelo estables por detrás de la superficie de falla crítica. Tal como se muestra en la Figura 68, algunos de los anclajes pueden estar aportando fuerza estabilizante mientras que otros, cuyo bulbo se encuentra dentro de la masa deslizante, no contribuyen a estabilizar el sistema. En la Figura 68, el anclaje 1 no aporta fuerza estabilizante, el anclaje 3 aporta la totalidad de la fuerza al análisis de equilibrio, y el anclaje 2 que solo tiene una parte del bulbo detrás de la superficie de falla considerada, contribuye a la estabilización solo con una parte de su fuerza de tensado. La fuerza disponible se estima interpolando entre 0 y la fuerza de trabajo del anclaje, en función de la proporción de la longitud del bulbo empotrada con respecto a su longitud total. Véase Figura 69. El análisis de equilibrio se repite con varias superficies de deslizamiento, hasta obtener aquella que produce el menor factor de seguridad, la cual se identifica como superficie de falla crítica.

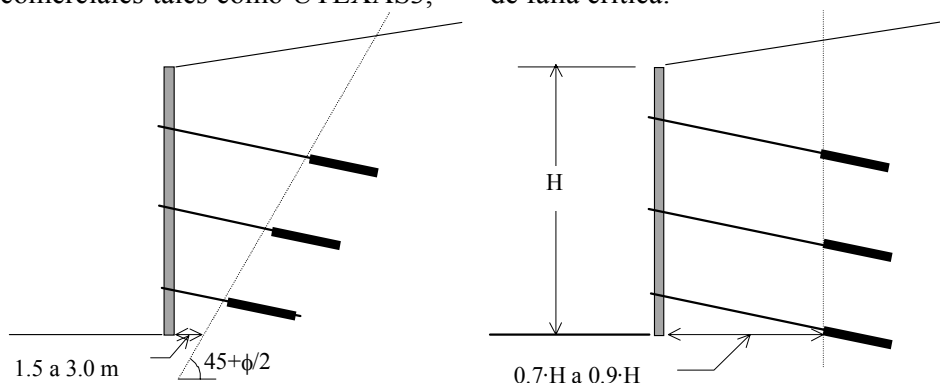


Fig. 66. Diagramas para estimación de longitud de anclaje.

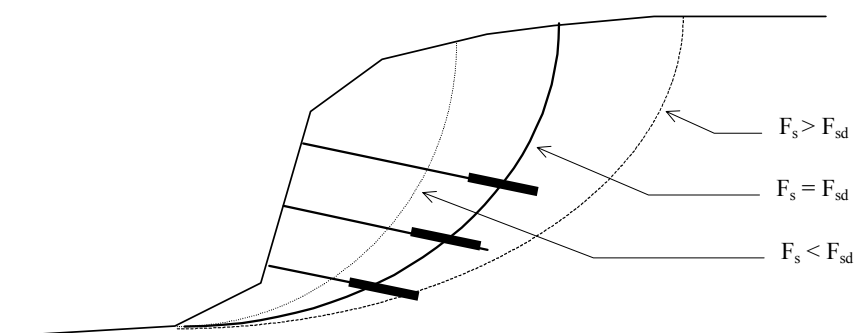


Fig. 67. Estimación preliminar de longitud de anclajes (Pesti, 1995).

Como práctica normal se recomienda iniciar la evaluación con superficies de falla profundas, ubicadas detrás de todos los anclajes, e ir acercándose gradualmente hacia la superficie hasta encontrar el mínimo factor de seguridad (Pesti, 1995).

Seguidamente, se repite el cálculo con superficies más próximas al talud tanteando con superficies de falla cada vez más profundas. De esta forma se evita que el cálculo proporcione un mínimo relativo, cuyo valor pudiera ser superior al mínimo absoluto.

Aunque resulta evidente para especialistas en análisis de estabilidad, es conveniente recordar que la superficie de falla crítica una vez incorporados los anclajes, es distinta de la superficie de falla crítica obtenida para el análisis sin anclaje.

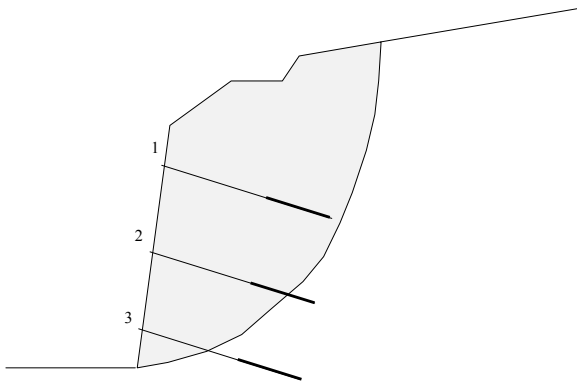


Fig. 68. Análisis de estabilidad externa de pantallas atirantadas.

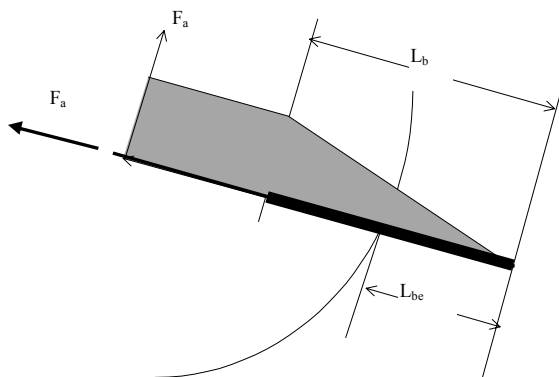


Fig. 69. Detalle del anclaje No. 2 en Figura 68. (Pesti, 1995).

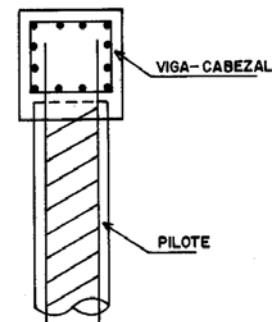
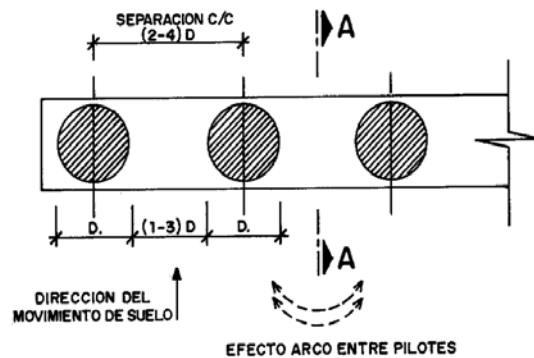
2.8 Muros o pantallas de pilotes pasivos

2.8.1 Generalidades

Muros de pilotes de una o más filas atravesando la masa en deslizamiento y empotrándose en terreno estable, ha sido un sistema muy utilizado para estabilizar movimientos de masas. El sistema consiste en la construcción de pilotes generalmente de concreto armado, excavados y vaciados en sitio, de gran sección transversal (diámetro > 0.8 m) construidos a una distancia centro a centro tal (aprox. 2 a 3 veces el diámetro del pilote) que el suelo intermedio se estabiliza por efecto de arco. Véase Figura 70.

Cuando se trata de evaluar pilotes sujetos a cargas estáticas laterales, hay que diferenciar entre dos grupos:

- Pilotes que se espera transmitirán cargas laterales al suelo.
- Pilotes que estarán sujetos a cargas laterales a lo largo de su fuste, debido a movimientos del suelo donde están incluidos.



SECCION TIPICA A-A

Fig. 70. Distribución típica de filas de pilotes.

En el primer grupo, la carga horizontal es la causa y los movimientos del suelo son la consecuencia. Los pilotes en esta condición se denominan en la literatura “pilotes activos”. En el segundo grupo, los movimientos del suelo son la causa y la carga horizontal a lo largo del fuste del pilote es la consecuencia. Estos se denominan “pilotes pasivos” y sería la condición que privaría en la utilización de ellos para estabilizar laderas inestables. Tanto en un caso como en otro, el problema es controlado por (a) la deformabilidad del pilote (E, I, L), (b) la deformabilidad del suelo k_h que es función del diámetro, del desplazamiento y de la profundidad del pilote, y (c) la resistencia última del suelo. (De Beer, 1977).

El sistema de “pilotes pasivos” puede estar constituido por pilas elípticas con su dirección mayor orientada según la dirección del deslizamiento o pozos de gran sección (Ej. 6 x 8 m) que pueden eventualmente ser huecos en su sección central para facilitar el drenaje hacia ellos. Los pilotes, pozos, o pilas, pueden vincularse en cabeza, bien mediante vigas de riostra o una placa armada continua. Ginzburg (1988), reporta la experiencia del uso de estructuras de pilotes para la estabilización de deslizamientos en Rusia. En la Figura 71 se muestra un diagrama del uso de dichas estructuras para estabilizar un deslizamiento que comprometía la seguridad de una vía.

Dependiendo de los esfuerzos involucrados en el deslizamiento, puede ser necesario la construcción de 1 o más filas de anclajes en su parte superior. El suelo o roca que queda entre los pilotes en la cara externa, es normalmente cubierto por concreto lanzado (shotcrete) reforzado según las características del suelo o roca. En caso de utilizar shotcrete, es recomendable la construcción de un adecuado sistema de drenaje.

La Figura 72 muestra otro sistema constructivo empleado entre filas de pilotes (Hovland & Willoughby, 1982). Dado que el suelo intermedio se estabiliza por efecto de arco, en casos solo es necesario colocar un revestimiento con fines estéticos.

Otro tipo de muro que debe mencionarse dentro de esta sección, es el conocido como muro Berlín, el cual es un sostenimiento mixto

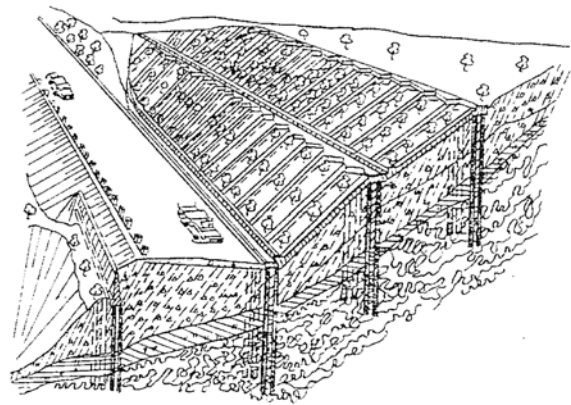


Fig. 71. Sistema de estabilización de deslizamientos (Ginzburg, 1988).

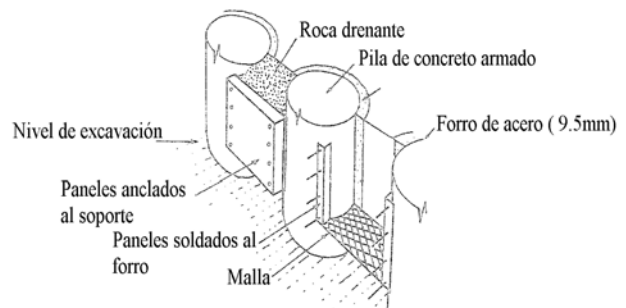


Fig. 72. Detalle constructivo en cara de muro de pilotes (Hovland & Willoughby, 1982).

compuesto generalmente por perfiles metálicos introducidos en una perforación y rellenos con concreto. En este sistema se define el espaciamiento entre los perfiles y en el espacio entre ellos se coloca un revestimiento que puede consistir en elementos prefabricados, concreto proyectado, o con concreto tradicional y uso de encofrado (Véase Figura 73). Cuando el revestimiento entre los perfiles está ejecutado, se asume el siguiente esquema de trabajo: El terreno empuja sobre el revestimiento que está apoyado sobre los bordes de los perfiles. El revestimiento trabaja a flexión horizontal transmitiendo los esfuerzos de empuje sobre los columnas con perfiles verticales.



Fig. 73. Perfiles y revestimiento en muro tipo Berlín.

Cuando es necesario la colocación de anclajes que atraviesen las columnas, el diseño varía y generalmente es necesario la colocación de dos perfiles tipo I o H, aunque también se han utilizados perfiles tipo U. Véase Figura 74.

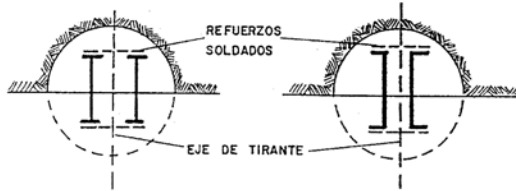


Fig. 74. Perfiles con anclajes.

2.8.2 Aspectos técnicos

1. En la Figura 75 se explica en forma simplificada el concepto general de estabilización con pilotes (Poulos & Davis, 1980). La porción de pilote de longitud L_1 sobre la superficie de deslizamiento estará sujeta a una fuerza perturbadora P con una excentricidad “ e ” sobre dicha superficie. La fuerza de empuje P es resistida por la porción inferior del pilote de longitud L_2 . El valor máximo de la fuerza resistente H_u , viene dada por el menor de los siguientes cuatro valores:

- La resistencia lateral última de un pilote “corto” de longitud L_2 , cargado con una excentricidad e , controlada por plastificación del suelo bajo la superficie de deslizamiento.
- La resistencia lateral última de un pilote “largo”, cargado con una excentricidad e ,

controlada por la capacidad última a momento de la sección del pilote.

- La resistencia al esfuerzo cortante de la sección transversal del pilote.
- La carga última que puede generarse en la longitud L_1 del pilote, en caso de ocurrir flujo del suelo alrededor del pilote.

Para la evaluación de estabilidad del talud, con la pantalla de pilotes se han usado diferentes metodologías. Una de ellas consiste en realizar el análisis convencional del talud sin los pilotes y superponer en la ecuación de equilibrio de momentos a lo largo de la superficie crítica de deslizamiento, el momento resistente adicional (M_p) debido a la fuerza H_u mínima desarrollada por los pilotes;

$$M_p = H_u \cdot R + H_u \cdot e \quad (3)$$

Este procedimiento requiere una estimación previa de $H_u = P$, para lo cual se recurre a utilizar las teorías de empuje de tierras sobre muros, mayorando éste para tener en cuenta el efecto tridimensional del problema. El factor de mayoración del empuje, calculado para un pilote aislado por un ancho igual al diámetro, está comprendido entre 1.5 y 3.0, dependiendo si se consideran solicitaciones de empuje de reposo o activo.

Otra opción de cálculo consiste en efectuar los análisis de estabilidad considerando la fila de pilotes como una dovela de caras verticales,

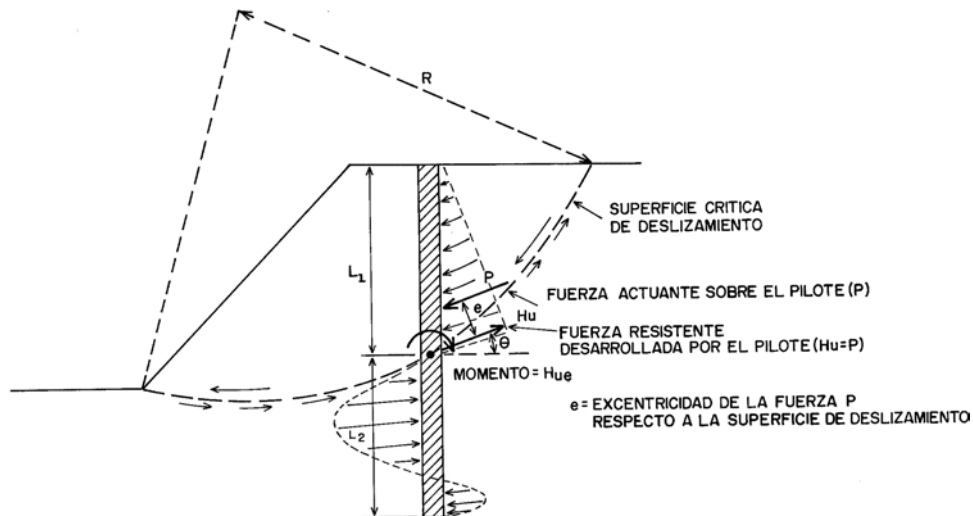


Fig. 75. Análisis del efecto de un pilote en la estabilidad de una ladera (modificada de Poulos & Davis, 1980).

caracterizada con las propiedades mecánicas del concreto armado. Esta metodología permite cuantificar el empuje sobre la pantalla de pilotes (componente normal de la fuerza de interacción con las dovelas adyacentes) y a la vez se determina el factor de seguridad del talud estabilizado. (Rodríguez, 1995).

2. El caso de pilotes activos sometidos a carga horizontal en su cabeza y la transferencia de esa carga al suelo, ha sido estudiado por diferentes autores tales como Poulos (1973) y Coyllé et al (1983). El caso de pilotes pasivos se considera más complicado debido a que las fuerzas laterales que actúan sobre los pilotes dependen de los movimientos del suelo, los cuales a su vez son afectados por la presencia de los pilotes. En tal sentido, la solución de una fila de pilotes no puede ser fácilmente adaptada a la situación de pilotes en grupo.

3. Partiendo de la premisa que los movimientos del suelo son conocidos, varios métodos diferentes han sido utilizados para obtener una solución teórica:

- El suelo se considera caracterizado por un módulo de reacción, bien constante o variable con la profundidad “z”, y con un desplazamiento relativo del pilote con respecto al suelo ($u_p - u_s$). (Fukuoka, 1977).
- El suelo se considera que se comporta como un material elástico lineal, con un módulo de elasticidad constante y con una relación de Poisson de 0.5. (Begemann & De Leeuw, 1972).
- El suelo se considera que se comporta como un material elasto-plástico ideal, con un módulo de deformación y un esfuerzo de cedencia que puede variar con la profundidad. (Poulos, 1973).
- El suelo se considera un material bilineal o hiperbólico, y se modela mediante el método de elementos finitos. (Duncan & Chang, 1970).

4. Entre los procedimientos de cálculo que permiten conocer la seguridad del pilote, solicitado por cargas de servicio, frente al agotamiento de la capacidad resistente del terreno, se pueden citar los propuestos por Brinch Hansen (1961) y Broms (1970). El método de Brinch Hansen utiliza una ecuación

general de capacidad de carga lateral, aplicable a suelos de comportamiento friccionante-cohesivo en condiciones no drenadas, y a pilotes libres de rotar en cabeza, considerados rígidos. Este método es detalladamente explicado en el Manual NAVFAC (1982). El método de Broms es similar al anterior, excepto por simplificaciones que introduce en la distribución de esfuerzos a lo largo del pilote, además de considerar tanto pilotes libres como restringidos de rotar en cabeza, rígidos y flexibles. Se considera que ambos métodos son procedimientos conservadores y que presentan limitaciones importantes para reproducir las condiciones reales.

5. Wang & Yeng (1974) presentaron un método de diseño fundamentado en el efecto de arco en un suelo rígido-plástico, adoptando un modelo de talud infinito en condición de equilibrio límite. La Figura 76, tomada de Greenway (1987), muestra ejemplos de resultados utilizando el método de Wang & Yeng para el caso de taludes constituidos por suelos sin cohesión y por suelos cohesivos. En dicha Figura, las curvas trazadas en líneas segmentadas muestran el incremento significativo en el espaciamiento entre pilotes, debido a la presencia de resistencia cohesiva en la superficie de falla.

6. Ito & Matsui (1975, 1979) e Ito et al (1981, 1982), desarrollaron un método que no se fundamenta en el efecto arco y no toma en cuenta ni superficies de terreno inclinadas ni la resistencia al corte en el plano de falla. El modelo de los autores basado en un terreno que se deforma plásticamente, se presenta en la Figura 77. En dicho trabajo se elaboraron gráficos para obtener las fuerzas que actuarían sobre pilotes para varios tipos de suelos (Véase Figura 78). Para fines de análisis de estabilidad y determinación del factor de seguridad de un talud reforzado con pilotes, Ito et al (1981) recomiendan el uso del método ordinario de tajadas con una superficie de falla fija. Hassiotis et al (1997), consideran que el método propuesto tiene limitaciones en su aplicación, debido a que la superficie de falla crítica cambia de posición con la presencia de los pilotes.

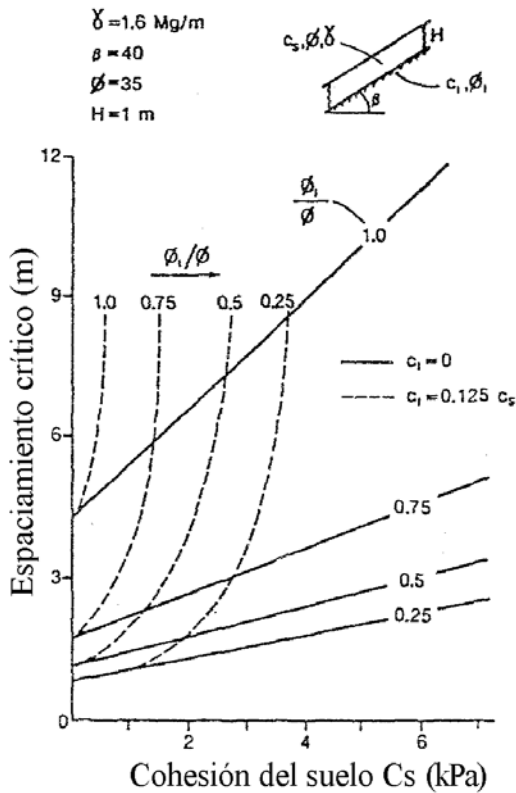


Fig. 76. Ejemplo de solución de Wang & Yen, (1971), para arenas y suelos cohesivos (Greenway, 1987).

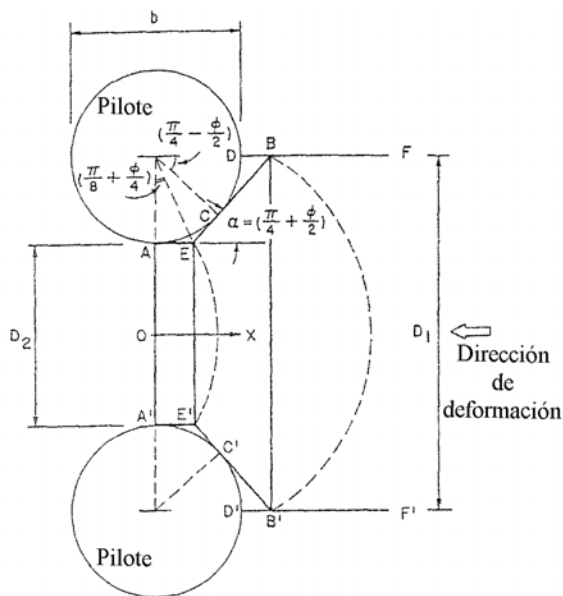


Fig. 77. Terreno deformándose plásticamente alrededor de pilotes estabilizantes (Ito & Matsui, 1975).

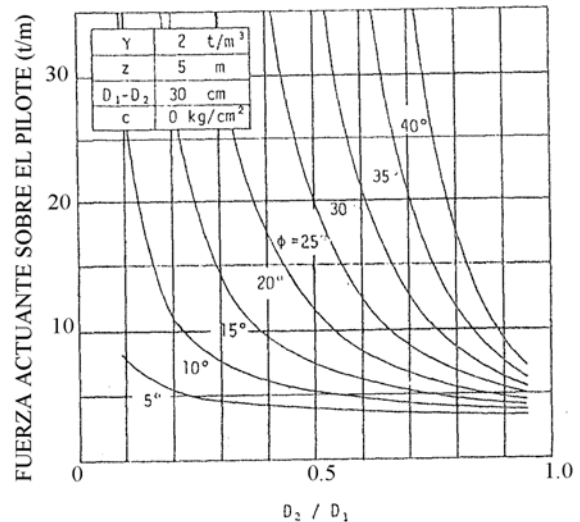


Fig. 78. Fuerzas actuando sobre pilotes para $c=0$ y ángulo de fricción variable, de acuerdo a teoría de deformación plástica (Ito & Matsui, 1975).

7. De Beer & Carpenter (1977) en su discusión técnica sobre el método de Ito & Matsui, desarrollaron ecuaciones comparables sin despreciar algunas de las suposiciones hechas por estos últimos. Los primeros autores publicaron resultados muy diferentes para suelos sin cohesión y concluyeron que la teoría de Ito et al debe ser usada con mucha cautela, y expresan su preocupación acerca de las fuerzas infinitas que se obtienen de la Figura 78 cuando el espacio entre pilotes se hace cero, lo cual no corresponde a la realidad. En tal sentido recomiendan que la teoría anterior debe ser limitada a un rango de distancia entre pilotes de 3 a 5 veces el diámetro del pilote.

8. Fukuoka (1977) trata el problema de cargas horizontales sobre pilotes, producidas por deslizamientos. El autor presenta consideraciones teóricas respecto a la relación entre la presión actuante sobre el pilote y su deformación. Asimismo presenta ejemplos prácticos de sistemas de pilotes construidos en deslizamientos y medidas de momentos flectores en pilotes reales. La Figura 79 muestra un tipo especial de pilotes propuesto por Fukuoka, el cual tiene una alta resistencia a los momentos flectores. Ejemplos de resultados de momentos flectores obtenidos por el autor, se presentan en la Figura 80.

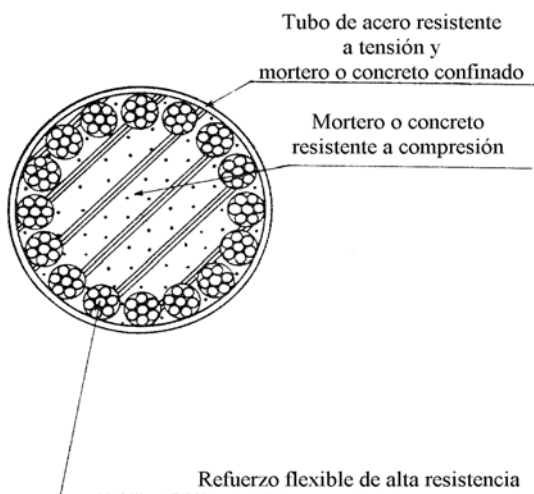


Fig. 79. Sección transversal de un pilote flexible de concreto armado con tubo de acero (Fukuoka, 1977).

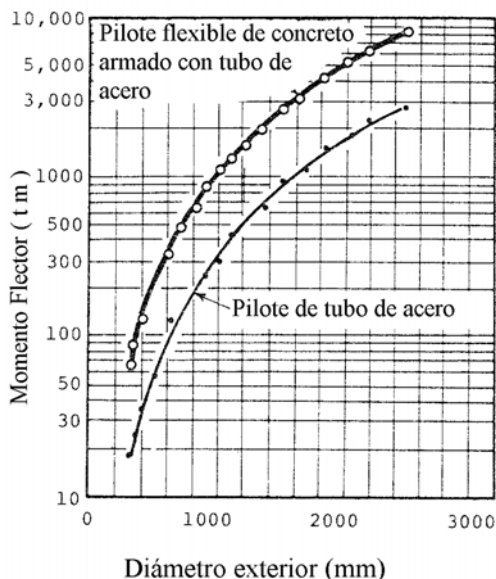


Fig. 80. Relación entre diámetro exterior del tubo de acero y el momento flector (Fukuoka, 1977).

9. Yamagami et al (1992) proponen un método simplificado para estimar el efecto estabilizante de una o varias filas pilotes, en una ladera afectada por deslizamientos. La idea central del método, basado en teoría de equilibrio límite, es que se pueden presentar dos factores de seguridad a ambos lados de la fila de pilotes. El enfoque propuesto utiliza el método de estabilidad de Janbu y permite predecir aquellos lugares donde no se deberían construir los pilotes estabilizantes.

10. Evans (1982), desarrolló en la Universidad de California, tablas de diseño para análisis simplificados de pilotes sometidos a cargas laterales, las cuales permiten realizar cálculos rápidos, sin necesidad del computador. Dichas tablas están basadas en análisis p-y no lineales de pilotes en arenas y en arcillas, desarrollados por Reese & Matlock (1960), en la Universidad de Texas, a través del uso de cargas y momentos característicos que reflejan las propiedades del pilote y del suelo en el cual está empotrado. Mediante las tablas de Evans (1982), es posible determinar la carga correspondiente a un valor dado de deflexión del pilote, y la carga correspondiente a un valor dado de momento máximo en el pilote.

11. Guillox & Schlosser (1982), Gray & Ohashi (1983), Leventhal & Mostyn (1987), reportaron las investigaciones de Jewell (1980) mencionadas previamente para el caso de clavetajes, aplicándolas a pilotes (Véase Figura 81). Estos resultados muestran que refuerzos flexibles instalados cerca de la cresta del talud, serían inefectivos. Este es el mismo estilo de modelo analizado por Rowe & Poulos (1979), quienes sacaron a la luz algunas interrogantes sobre la efectividad de pilotes en mejorar el comportamiento de taludes. Otros métodos de análisis han sido publicados por Viggiani (1981), basados en los conceptos de Broms (1964), y Winter et al (1983).

12. Varios investigadores han reportado que los desplazamientos en taludes no necesariamente se detienen en forma total, debido a la instalación de pilotes pasivos (Veder, 1981), lo cual ha sido incluido en el análisis de Winter et al (1983), quienes proponen un método basado en las propiedades viscosas de un suelo cohesivo y definen un índice de viscosidad en función del límite líquido. El referido método determina los parámetros de resistencia al corte mediante retrocálculos y reportan que, en muchos casos, la capacidad al momento flector de los pilotes es la que controla el diseño, en lugar de la resistencia al corte del pilote. En tal sentido, el método adopta un momento flector máximo permisible y selecciona el espaciamiento entre pilotes de forma de alcanzar la reducción en velocidad deseada.

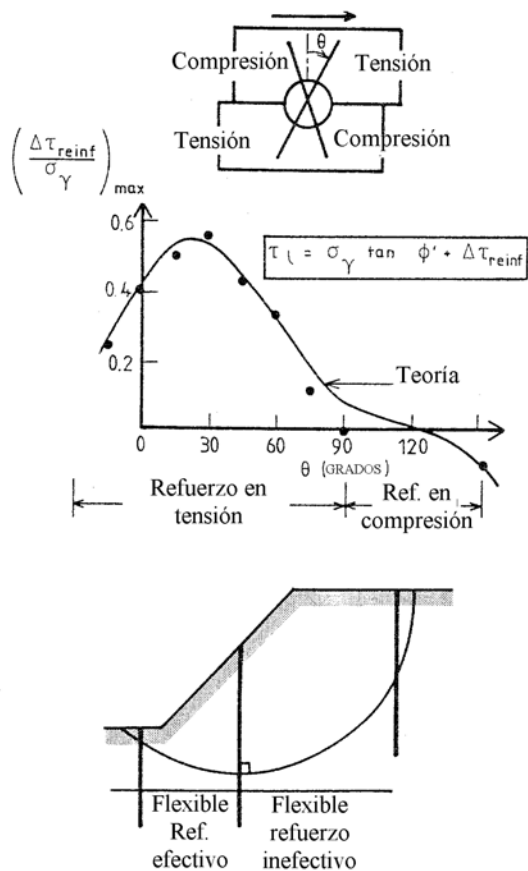


Fig. 81. Aumento en resistencia al corte de la arena -vs.- inclinación del refuerzo. (Guilloux & Schlosser, 1982).

13. Gudehus & Schwartz (1985) también presentan un método de diseño para un suelo viscoso atravesado por pilotes pasivos. Los autores definen el “pilote óptimo” como aquél que asegura un uso óptimo del pilote y de la resistencia del suelo. El análisis se basa en el comportamiento de vigas elásticas con un coeficiente constante de reacción lateral (ks).

14. Oakland & Chameau (1989) presentan resultados de análisis numéricos para evaluar el efecto de pilas excavadas en la estabilidad de taludes. El modelo permite incorporar secuencias constructivas, interacción entre movimientos del suelo y desplazamientos del pilote, áreas remodeladas alrededor del pilote y lentes débiles dentro del subsuelo. Tres casos fueron analizados: sobrecarga, excavación por etapas desde una superficie horizontal, y estabilización mediante cortes para rectificar la pendiente de un talud.

Una de las conclusiones más importantes de las investigaciones de Oakland & Chameau

(1989), es que las pilas deben estar ubicadas en los sitios donde se espera que ocurran los mayores desplazamientos; la magnitud de estos desplazamientos determina cuanto será el esfuerzo movilizado contra el pilote.

Al igual que en los muros excavados, la colocación adecuada de los pilotes añade resistencia en la superficie potencial de deslizamiento. Sin embargo, su adecuada ubicación y espaciamiento, les permite absorber fuerzas verticales y transmitir las al terreno de fundación donde han sido empotrados. Este hecho incorpora la filosofía de diseño de transmitir la carga por compresión en lugar de por puro corte. El espaciamiento adecuado de pilotes en lugar de su colocación continua aporta un aumento de área superficial que interactúa con el suelo y es más eficiente para absorber fuerzas verticales. Los autores expresan que la re-orientación de los esfuerzos en el suelo debido a la construcción de las pilas, puede ser beneficiosa o negativa a la estabilidad final.

En la Figura 82 se muestran los resultados de análisis por elementos finitos para la última etapa de excavación desde una superficie horizontal. Los vectores de desplazamientos indican que las pilas actúan como una barrera, eliminando las componentes horizontales detrás de la fila de pilas. Esta barrera reduce significativamente el levantamiento basal, representado por los vectores de desplazamiento verticales en frente de la fila de pilas. La evaluación de los vectores de desplazamientos en diferentes etapas de excavación permitió a los autores concluir que en el modelo sin la barrera de pilas, en una de las etapas ocurrió un cambio drástico en la magnitud de los desplazamientos, lo cual no ocurrió en el modelo con la fila de pilas.

En cuanto a los esfuerzos de corte en la etapa final de la excavación por etapas, éstos resultaron mucho mayores para el caso del suelo sin pilas (Véase Figura 83). La fila de pilas fue colocada en la cresta del talud para aprovechar completamente la ventaja de la máxima carga vertical. Los autores comentan que la ubicación de las pilas en ese sitio limitan la movilización de la carga horizontal y su habilidad de mejorar la estabilidad

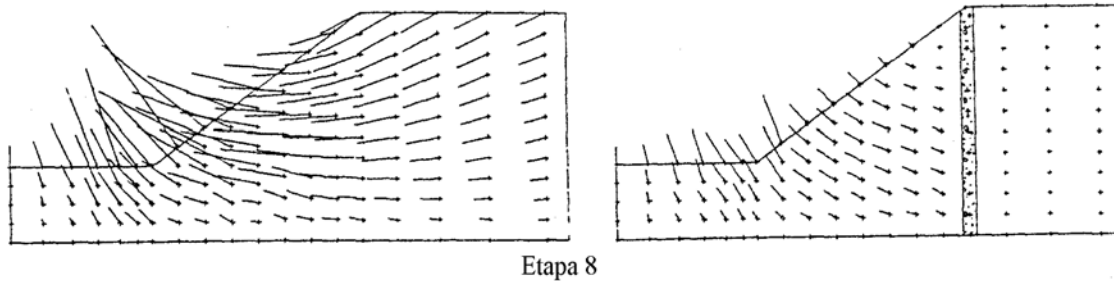


Fig. 82. Resultados de análisis de elementos finitos sin y con pilote. Desplazamiento del suelo en última etapa de excavación (Oakland & Chameau, 1989).

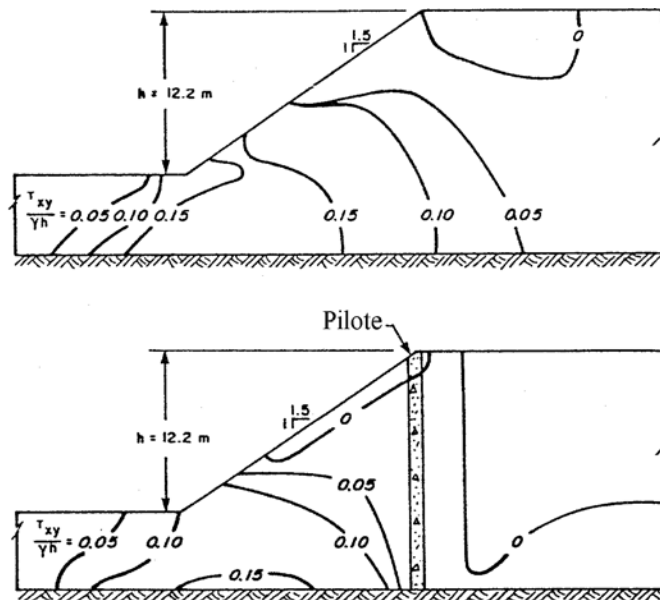


Fig. 83. Esfuerzos de corte normalizados sin pilote y con pilote en la cresta (Oakland & Chameau, 1989).

Una mejor condición de estabilidad puede lograrse colocando las pilas más abajo en el talud donde los desplazamientos horizontales son mayores, sin embargo, los análisis muestran que esto conduce a la generación de altos esfuerzos de corte en las pilas.

Los autores también evaluaron la sensibilidad de los modelos bajo diferentes valores de ángulo de fricción y cohesión, y concluyen que el sistema de estabilización con pilas tiene mejor aplicación en suelos puramente cohesivos bajo condiciones de carga que puedan usar la resistencia vertical de dichas pilas.

En resumen, Oakland & Chameau (1989) concluyen que para evaluar un sistema de estabilización con pilas para un talud, se debe prestar especial atención a la interacción

completa entre la masa de suelo y las pilas, no simplemente añadiendo la resistencia al corte aportada por dichas pilas.

15. Anagnostopoulos et al (1992) modificaron la teoría de Ito & Matsui y propusieron un método simple pero racional, para estimar la carga del pilote y su influencia en la estabilidad del talud objeto de estudio. Para el cálculo y diseño del pilote, utilizan la fuerza estimada y una distribución parabólica con la resultante ubicada a $0.45H$, o la distribución equivalente mostrada en la Figura 84.

16. Considerando que los procedimientos conocidos para el diseño de grupos de pilotes sometidos a cargas laterales requieren del uso de computadoras o cálculos manuales muy

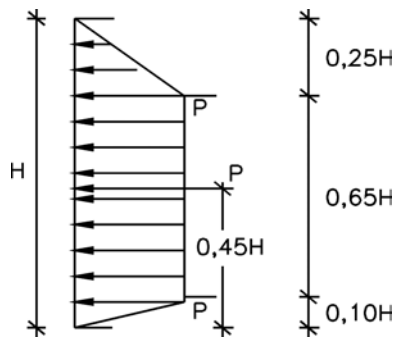


Fig. 84. Distribución simplificada de la fuerza total sobre el pilote (Agnanostopoulos, et al 1992).

extensos, Ooi & Duncan (1994) presentan un método sencillo denominado “procedimiento de amplificación de grupo”, el cual permite estimar las deflexiones de un grupo de pilotes y los momentos flectores máximos, basándose en la teoría de Poulos y de Focht & Koch. Las deflexiones y el máximo momento flector del pilote más cargado del grupo, se estiman multiplicando los valores correspondientes a un pilote individual por unos factores de amplificación. Los autores expresan que los resultados obtenidos mediante este método concuerdan con los valores medidos en pruebas de carga de campo.

17. Poulos & Chen (1997) utilizan el método de elementos finitos (FEM) y el de elementos frontera (BEM) para evaluar la respuesta de un pilote debido a movimientos del suelo inducidos por excavaciones. Los autores presentan tablas de diseño para estimar los momentos flectores y deflexiones en un pilote, las cuales pueden ser utilizadas por ingenieros en la práctica de su profesión. Estas tablas están limitadas a excavaciones apuntaladas y no son aplicables a excavaciones sin soporte.

18. Hassiotis et al (1997), proponen un método de diseño para la estabilización de taludes mediante una sola fila de pilotes pasivos. Los autores utilizan la teoría de Ito & Matsui (1975, 1981) para determinar la presión actuante en los pilotes, independientemente del estado de equilibrio del talud. Para fines de análisis de estabilidad, los autores prefieren el uso del método del círculo de fricción, modificado para tomar en cuenta las fuerzas ejercidas por los pilotes en el talud. La Figura

85 muestra las fuerzas que intervienen en el análisis.

En la Figura 86 se muestran las superficies críticas obtenidas para un talud de baja pendiente, en función de la localización de la fila de pilotes. El factor de seguridad original del talud sin los pilotes era de 1.08 (OAB). Una vez insertada una fila de pilotes con una relación D_2/D_1 de 0.6, colocada a 13.7 m del pie del talud, el factor de seguridad aumenta a 1.82 y la superficie crítica cambia de posición a $O'AB'$. Si la fila de pilotes se coloca a una distancia de 21.3 m del pie, el factor de seguridad cambia a 1.64 y la nueva superficie crítica es $O''AB''$. En este sentido los autores expresan que la hipótesis de que la superficie crítica no cambia con la incorporación de los pilotes, conduce a resultados no conservadores del factor de seguridad.

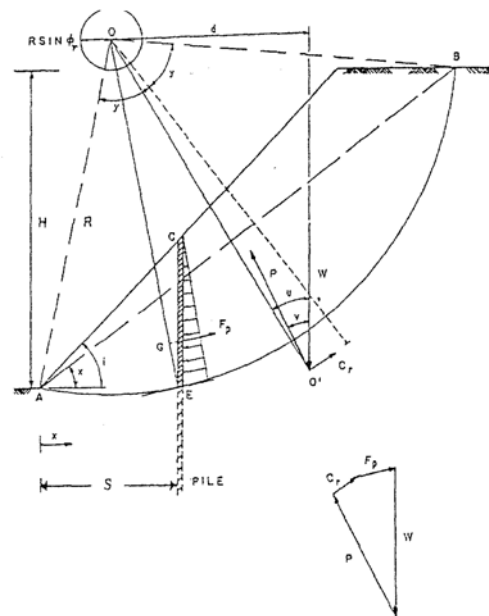


Fig. 85. Fuerzas en talud reforzado con pilotes (Hassiotis et al, 1997).

El comportamiento del factor de seguridad de un talud de baja pendiente, se muestra en la Figura 87. Para cada valor de S, se calculó el factor de seguridad tanto para la superficie crítica original (curva sólida) y para la superficie crítica modificada, la cual fue obtenida después de incorporar los pilotes. Los autores realizaron igualmente, cálculos para taludes con alta pendiente, y concluyen respecto a la mejor ubicación de la fila de

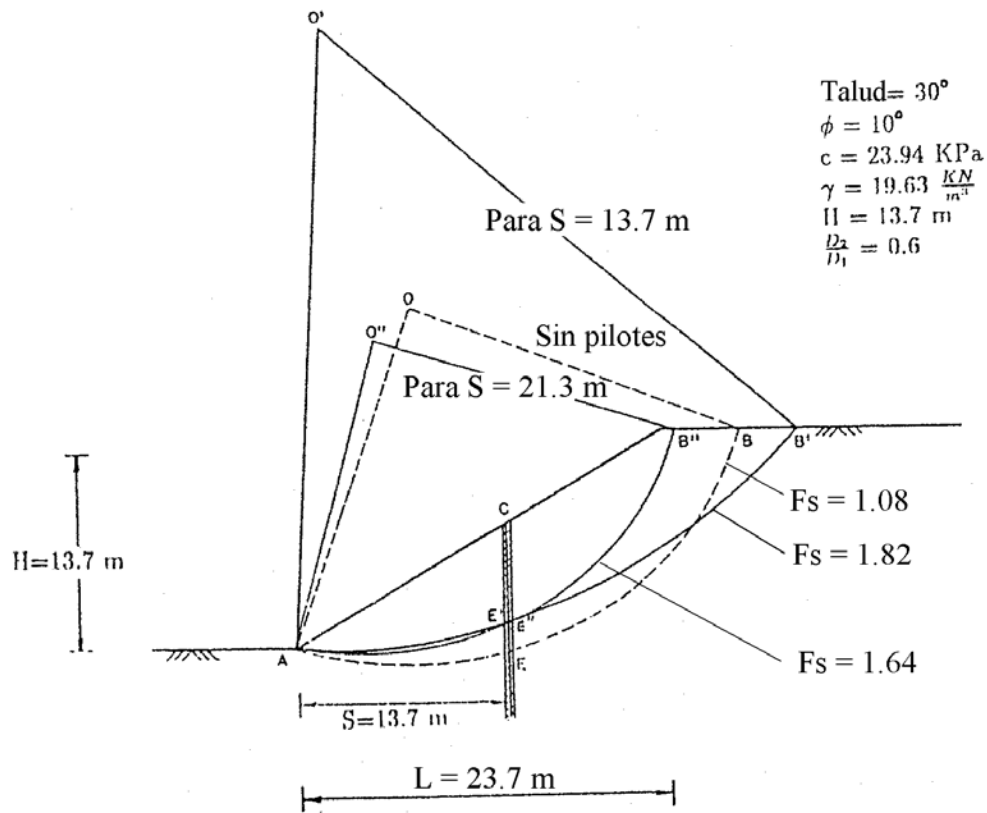


Fig. 86. Superficies de falla crítica de talud de baja pendiente en función de la localización del pilote (Hassiotis et al 1997).

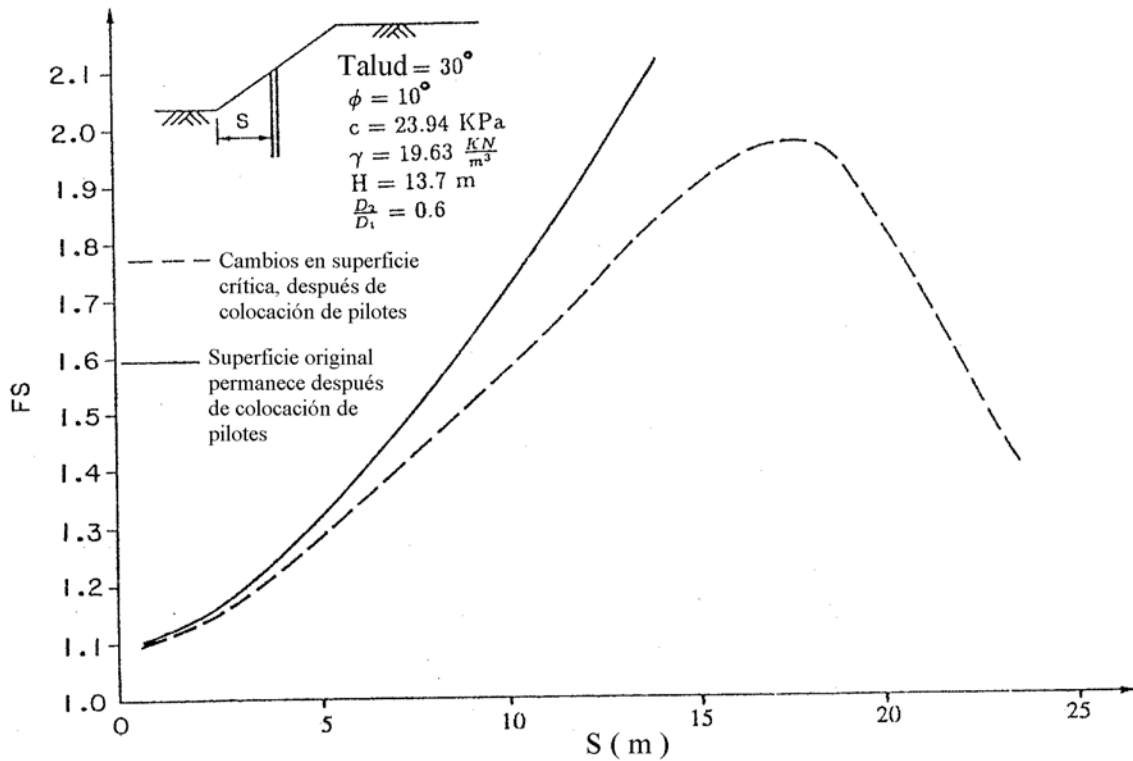


Fig. 87. Efecto de la localización del pilote, en la seguridad de un talud de baja pendiente (Hassiotis et al 1997).

pilotes, según sea el caso. Para el factor de seguridad máximo, los pilotes deben ser colocados en la parte superior media del talud. Generalmente, deben ser colocados más cerca de la cresta en el caso de taludes con pendientes más altas. De acuerdo a diagramas de desplazamiento y de momento flector a lo largo del pilote, recomiendan que la cabeza del pilote debe ser restringida de forma de minimizar los momentos flectores y las fuerzas de corte en los pilotes.

19. Un método más reciente para analizar la respuesta lateral de pilotes verticales sujetos a movimientos laterales, ha sido propuesto por Chen & Poulos (1997), con el fin de que pueda ser aplicado a casi cualquier tipo de problema. La respuesta lateral del pilote se calcula utilizando un análisis simplificado de elementos fronteras (BEM), sin embargo, para el caso de pilotes en grupo, requiere el uso del método de elementos finitos. Para el uso del procedimiento, se requieren determinaciones precisas de los movimientos laterales del suelo, del módulo de Young y de la presión límite en el contacto pilote-suelo. Con el establecimiento adecuado de estos factores, mediante el método propuesto es posible obtener una predicción satisfactoria de la respuesta del pilote, lo cual ha sido demostrado mediante ensayos en modelos y por casos históricos publicados. Los autores presentan tablas de diseño que pueden ser utilizadas para estimar preliminarmente el máximo momento flector y la deflexión de la cabeza del pilote. Estas tablas pueden ser usadas cuando no se tiene información muy detallada del sitio. Los resultados obtenidos de dichas tablas pueden ser considerados como límites superiores, y la sobrestimación de los valores de momento flector máximo y deflexión de la cabeza del pilote, se incrementa con el aumento de la relación s_0/d , donde “ s_0 ” es el movimiento superficial del suelo y “ d ” el diámetro del pilote. Los autores consideran que si dicha relación es menor del 10%, se puede obtener una estimación muy razonable del comportamiento del pilote.

20. De acuerdo a las discusiones anteriores se puede concluir que la estabilización con pilotes pasivos constituye un caso de interacción suelo-pilote particularmente difícil

de analizar y no existe un método analítico o una solución única para diseño. El difícil problema a resolver es como predecir los movimientos horizontales del terreno bajo la influencia de la modificación del campo de esfuerzos que ya existe en el suelo. La resolución satisfactoria de este problema, es aún difícil empleando aquellos procedimientos de cálculo que utilizan el método de elementos finitos. En tal sentido, dependiendo del caso específico, es conveniente diseñarlos por diferentes métodos y tomar la decisión con base en un juicio ingenieril adecuado.

2.9 Micropilotes o pilotes raíces

2.9.1 Generalidades

Otro sistema de reforzar suelos y rocas blandas, consiste en la construcción de pilotes de pequeño diámetro denominados micropilotes, y conocidos en la literatura como “pali radice” o “root piles”. Este sistema ha sido utilizado con éxito para la estabilización de deslizamientos, construyendo dichos micropilotes en diferentes direcciones o en forma reticulada, teniendo un efecto tridimensional por su disposición geométrica. Dichos micropilotes son de concreto vaciado en sitio y tienen diámetros variables, generalmente entre 7 y 30 cm; el refuerzo puede consistir en barras de acero o tubos de acero, o armaduras con espirales para los de mayor diámetro. De acuerdo a Lizzi (1978), las ventajas del sistema de pilotes raíces (marca registrada), son las siguientes:

- El enrejado de pilotes es creado sin introducir nuevos esfuerzos en el suelo. De hecho, cada pilote es una nueva línea de resistencia que se inserta gradualmente en el suelo, la cual contribuye a mejorar su comportamiento.
- La porción de la ladera por encima de la superficie crítica es en cierta forma “cosida” y convertida en una masa unitaria la cual puede considerada como una especie de “suelo reforzado.”
- Los pilotes raíces proveen a través de cualquier superficie potencial de deslizamiento, por encima y por debajo de la

superficie crítica, una serie de “clavos” los cuales aumentan la resistencia del suelo.

- La longitud de los pilotes no se extiende más allá de la superficie crítica porque su propósito no es alcanzar un estrato profundo, sino conectar diferentes partes de la potencial masa en movimiento.
- En la superficie, los pilotes son conectados con vigas relativamente muy delgadas, las cuales pueden ser frecuentemente enterradas después de la construcción, lo cual es muy aceptable desde el punto de vista ambiental.

2.9.2 Aspectos técnicos

1. Lizzi (1978) reporta algunos resultados de ensayos en modelos, uno de los cuales se muestra en la Figura 88.

En este modelo se utilizaron barras de acero de 18 mm de diámetro cubiertas con un mortero epóxico de resina de 1 mm de espesor. El ensayo se realizó en dos suelos típicos, una arena volcánica muy cohesiva, y una arena tamizada sin cohesión. Los pilotes se colgaron

temporalmente y luego fueron bajados introduciéndolos lentamente en el suelo. Para cada suelo se realizaron tres series diferentes de ensayos. Grupo A: 3 pilotes verticales espaciados 17.5 diámetros. Grupo B: 18 pilotes verticales espaciados 7 diámetros. Grupo C: 18 pilotes en forma “reticulada” en un volumen de suelo menor que el volumen del suelo utilizado en el caso B. Los pilotes fueron conectados en cabeza por una placa de acero, y para cada grupo se realizaron ensayos de carga-asentamiento. Los resultados obtenidos para el caso de la arena sin cohesión, se muestran en la Figura 89. Puede verse que el Grupo C demostró un capacidad de carga mucho mayor que el Grupo A. Para el caso del suelo cohesivo, también se obtuvo una mayor capacidad de carga para el Grupo C, sin embargo, la diferencia no es tan marcada como en el caso de la arena. Lizzi (1978) considera que eso es debido a la cohesión del suelo con finos, lo cual impide que aun los pilotes del Grupo A interactúen con el suelo para formar un efecto de “grupo”.

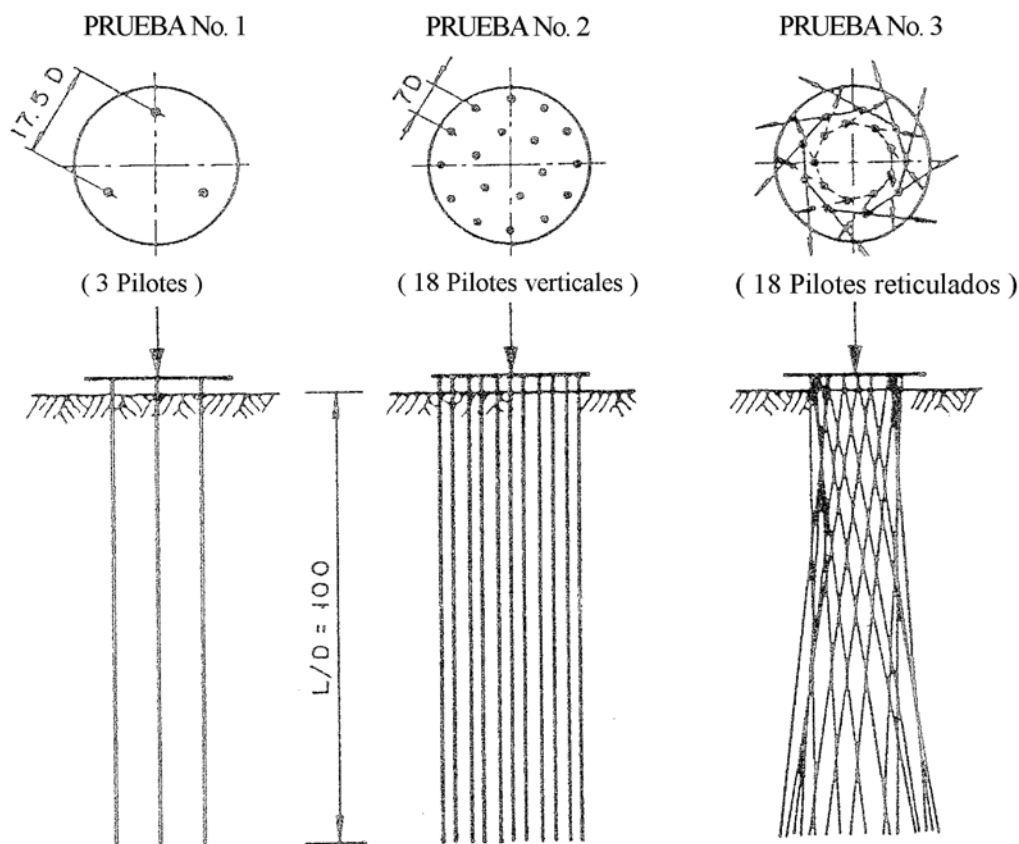


Fig. 88. Arreglo de pilotes en modelos de prueba (Lizzi, 1978).

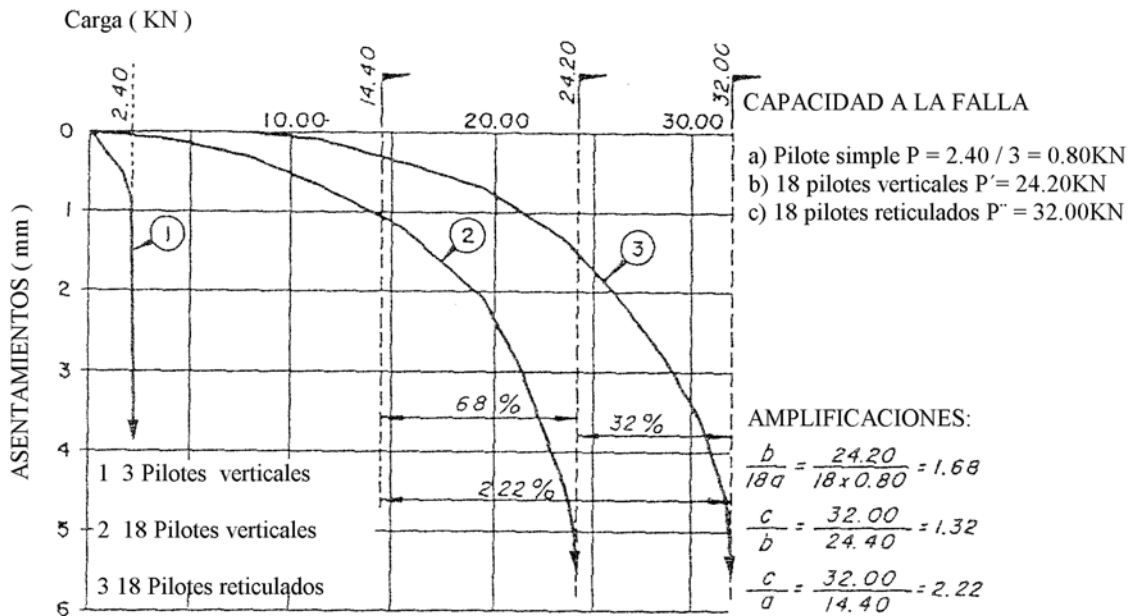


Fig. 89. Resultados de ensayos de carga en arena gruesa tamizada. (Lizzi, 1978).

2. Desde el punto de vista de diseño, la metodología propuesta por Lizzi (1978), puede resumirse como sigue:

- Determinar la superficie de falla crítica mediante análisis de estabilidad convencionales, utilizando preferiblemente el Método de Janbu. Si el factor de seguridad resulta menor de la unidad, sugiere corregir los parámetros hasta obtener una superficie crítica con factor de seguridad igual a uno.
- Luego, asumiendo un factor de seguridad mayor de 1 (F'), identificar una superficie de falla más baja, utilizando el mismo método de estabilidad. Esta segunda superficie se asume será el límite del refuerzo con pilotes reticulados, debido a que superficies más bajas que ésta, tendrán ciertamente factores de seguridad superiores a F' .
- El propósito de los pilotes reticulados es doble: primero integrar la porción de suelo por encima de la superficie crítica, y segundo, "clavetear" esta superficie aportando fuerzas adicionales de corte.
- El diseño de la cantidad, diámetro de pilotes y refuerzo, puede obtenerse de acuerdo a las siguientes expresiones:

$$F' = (R+R')/A > 1 \quad (4)$$

donde:

$$R' = n(Tc + Ts) \quad (5)$$

Siempre que:

$$Tc + Ts < k \cdot Cu \cdot D \cdot L / 2 \quad (6)$$

$F = 1$: Factor de seguridad de la superficie crítica.

$F' > 1$: Factor de seguridad mínimo asumido

R = Fuerzas de corte totales en la superficie crítica.

R' = Fuerza adicional de corte debida a los pilotes.

D = Diámetro de un pilote

n = número de pilotes en la superficie crítica

A = Fuerza activa de corte en la superficie crítica.

Tc = Esfuerzo de corte permisible en la sección de área de concreto del pilotes

Ts = Esfuerzo de corte en el refuerzo de la sección del pilote.

Cu = cohesión no drenada del suelo

k = coeficiente a ser aplicado a Cu , con el fin de obtener el valor de capacidad última del suelo (Ej. 5.1 a 5.7).

L = Longitud mínima del pilote en ambos lados de la superficie crítica, necesaria para que el suelo tome el esfuerzo de corte permisible.

De acuerdo a Lizzi (1978), las ecuaciones anteriores pueden ser usadas en suelos muy rígidos o semiricosos, sin embargo, para suelos blandos recomienda sustituir la ecuación (5).

La Figura 90 muestra la idea general del sistema de pilotes raíces, señalando las

superficies de deslizamiento previamente mencionadas. La Figura 91 muestra otro ejemplo de aplicación de este sistema en zonas de deslizamiento. Lizzi (1978) presenta varios casos de utilización del sistema de pilotes raíces en Jackson, Mississippi, y en la vía Santo-Sao Paulo en Brasil.

3. El uso de micropilotes para estabilización de taludes ha sido también descrito por Murray (1980), Dash & Jovino (1980), y Ellis (1985). Aunque resulta evidente que los micropilotes individuales dentro de una estructura reticulada pueden estar sometidos a tensión, compresión y esfuerzos de flexión, la interacción dentro del suelo incluido, se considera muy compleja. Si todo el sistema se asume que se comporta como una estructura coherente, la estabilidad del sistema total puede ser analizada siguiendo procedimientos convencionales de mecánica de suelos.

De acuerdo a Mitchell (1981) el diseño interno, la selección del tamaño, arreglo y espaciamiento son más que todo basados en experiencia y siguen sistemas patentados.

Tablas preliminares de diseño, han sido publicadas por Pearlman & Whitiam (1992), las cuales se presentan en las Figuras 92 y 93.

2.10 Muros *in situ*

Adicionalmente a las pantallas o cortinas de pilotes, dentro del grupo de muros *in situ* se pueden mencionar varios tipos tales como muros colados, pilotes secantes o tangentes, tablestacas, mezclado con suelo-cemento, inyección a presión (jet grouting) y columnas de piedra.

2.10.1 Muros colados

La técnica de los muros colados es conocida desde el año 1950, y son realmente pantallas de concreto armado, ejecutadas desde la superficie del terreno, utilizando un lodo bentonítico cuyas propiedades tixotrópicas permiten asegurar la estabilidad de la excavación, la cual no solo es lograda por el lodo sino por el efecto de arco en el suelo. En cierta forma, estos muros pueden ser considerados como una extensión de los pilotes contiguos de uso más antiguo. En tal sentido gran parte de los aspectos cubiertos para el caso de pilotes pasivos, son en cierta forma aplicables a los muros colados, con la excepción de que el muro es continuo, y la inercia debida a las secciones típicas de muros es distinta.

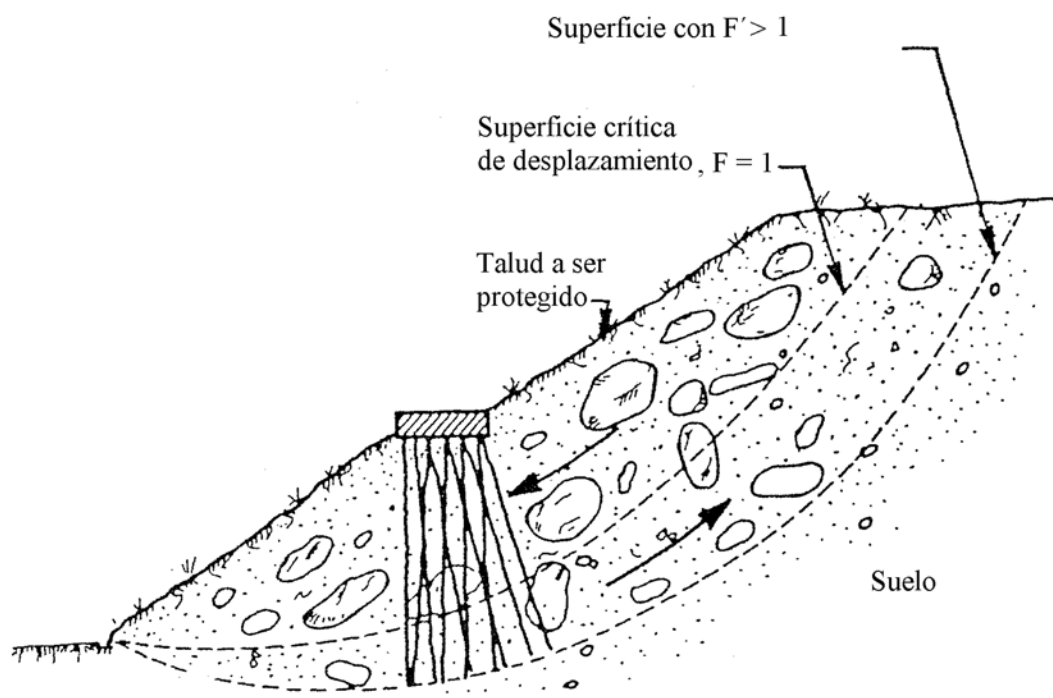


Fig. 90. Estructura de pilotes reticulados en suelos sueltos (Lizzi, 1978).

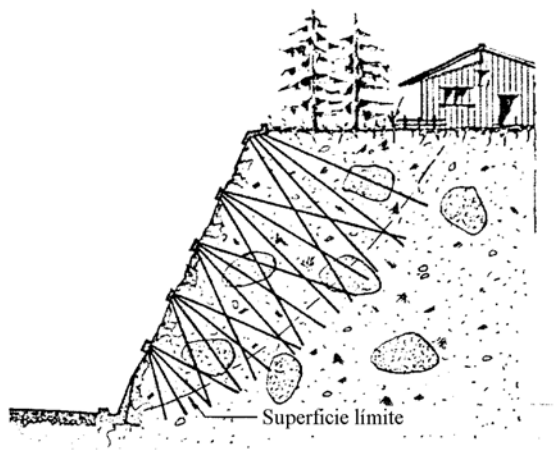


Fig. 91. Ejemplo de aplicación de sistema de pilotes reticulados (Lizzi, 1977).

La excavación se realiza en paneles alternados y una vez alcanzada la profundidad deseada, se introduce la jaula de armaduras, si es requerida, y se vacía el concreto mediante tubos de vaciado hasta el fondo de la excavación (Véase Figura 94). El concreto vaciado desplaza el lodo bentonítico, el cual es a la vez evacuado con una bomba sumergida en la trinchera excavada y enviado a un tanque. Una de las ventajas de los muros colados es que pueden ser ejecutados por debajo del nivel freático. Cuando el terreno es suficientemente compacto y el nivel freático está por debajo de la zona a excavar, se puede considerar perforar sin la protección del lodo bentonítico.

Las almejas utilizadas para realizar la excavación son eficientes para casos de suelos blandos e intermedios. Para casos de suelos muy duros y rocosos la empresa Soletanche ha construido un equipo denominado Hidrofresa, desarrollado en Francia en 1970, el cual permite además excavar hasta grandes profundidades, del orden de 100 m, y en rocas con resistencia a la compresión sin confinar de 100 MPa (Parkinson & Gilbert, 1989). El muro colado puede trabajar en cantilever con alturas limitadas debido a que tanto los desplazamientos como el momento van aumentando parabólicamente, o con una o más filas de anclajes pretensados, permanentes o provisionales. El cálculo de los muros colados puede realizarse por métodos de equilibrio plástico, o por métodos elasto-plásticos que toman en cuenta las deformaciones elásticas en función de la rigidez del suelo. En el método

plástico, el valor del esfuerzo del empuje se predetermina antes del cálculo. En el método elasto-plástico el esfuerzo de empuje puede cambiar con la deformación del muro. Este último método es evidentemente más complejo y para este tipo de cálculos, la rigidez del muro no puede ser muy grande en comparación con la deformabilidad del terreno ya que la longitud elástica, función del módulo y del momento de inercia I , se supone reducida comparada con la altura total.

En los casos que se necesite una resistencia muy grande frente a los momentos de flexión vertical, se pueden construir muros con contrafuertes, conformados con elementos en forma de T, tal como se muestra en el ejemplo de la Figura 95.

El elemento que sirve de contrafuerte puede colocarse tanto en el trasdós del muro como en el intradós. En algunos casos se han colocado anclajes verticales perforando el contrafuerte. La configuración de elementos en forma de T, es la que más se ha utilizado para la estabilización de deslizamientos, y en muy pocas ocasiones se ha utilizado la solución de muro colado continuo.

Además de la forma de T, los paneles de muro colado también pueden ser ejecutados en forma de cruz, de L, o de H. Estos elementos tendrían un momento de inercia superior al de un pilote circular de igual sección.

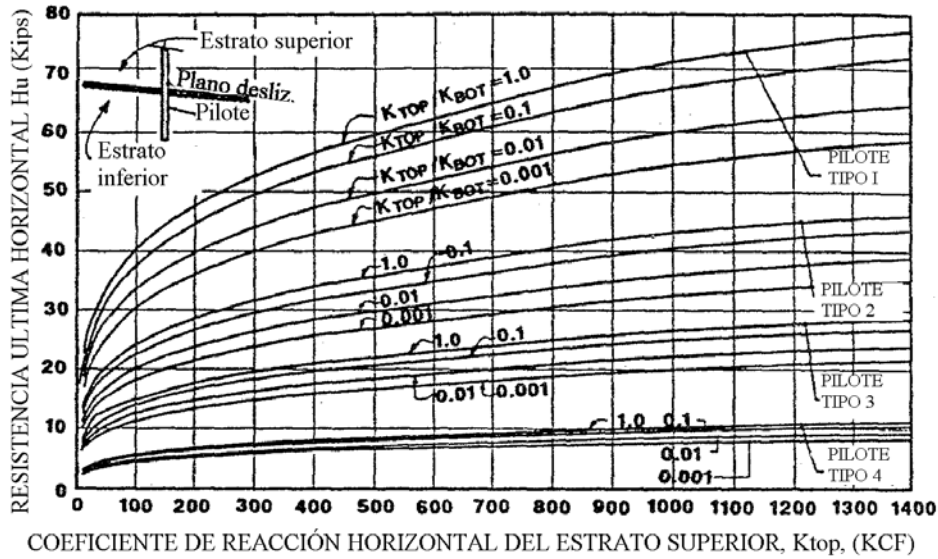
Las técnicas de ejecución de muros colados y los métodos de cálculo, pueden ser consultados en Shneebeli (1981).

De especial importancia dentro de las especificaciones para la construcción del muro, hay que mencionar el control del lodo bentonítico en cuanto a su peso unitario, su viscosidad y contenido de arena.

2.10.2 Pilotes secantes

Este sistema es prácticamente similar al caso ya explicado de cortinas o pantallas pilotes, excepto que no se deja espaciado entre los pilotes lo cual permite continuidad de la estructura.

El sistema de pilotes secantes se ha realizado mediante diferentes tipos de equipos como el Benoto, desarrollado en Bélgica, el cual rota un revestimiento y un tubo de fondo especial, equipado con dientes cortadores.



Tipo de pilote	Diámetro del hueco (pulg)	D. de tubo (pulg) o barra No.	Espesor del tubo (pulg)	Resist. cedente del acero Fy (K/pulg)	Resist. del concreto Fc' (K/pulg)
1	8	7.0	0.500	80	4
2	6	5.5	0.400	80	4
3	6	4.0	0.375	80	4
4	6	#9	N/A	80	4

Fig. 92. Tabla de diseño preliminar para resistencia última de pilotes (Pearlman & Withiam, 1992).

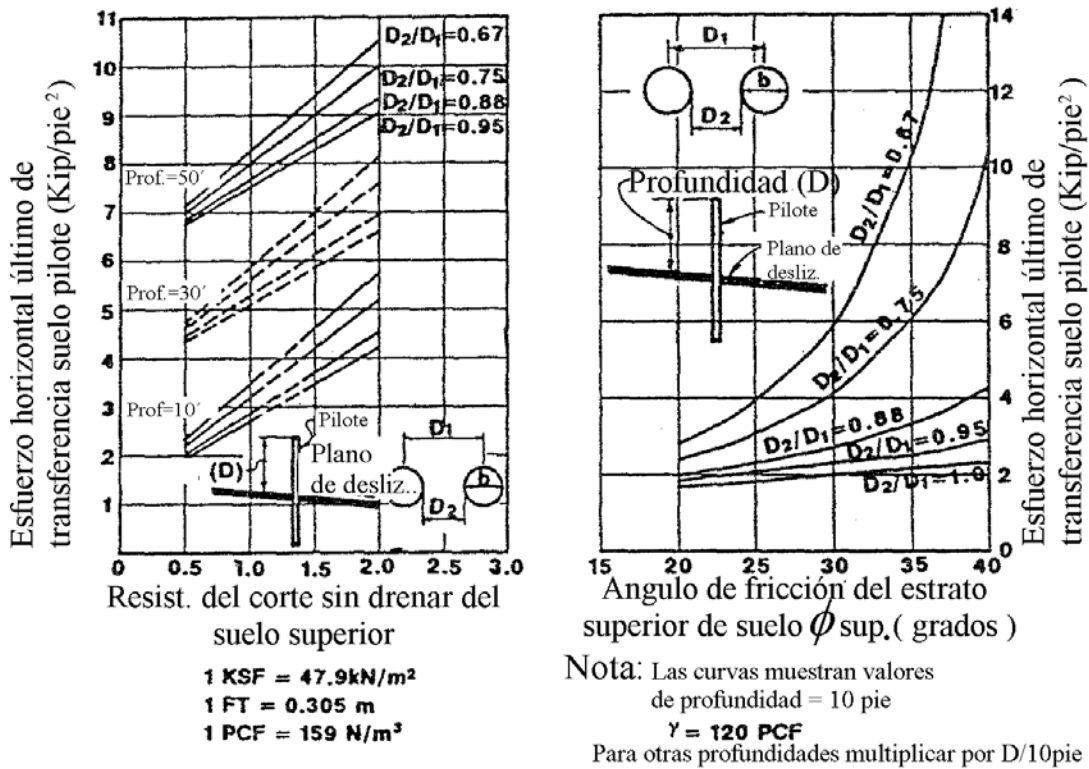


Fig. 93. Esfuerzo último de transferencia del suelo a pilotes -vs.- Resistencia al corte (Pearlman & Withiam, 1992).

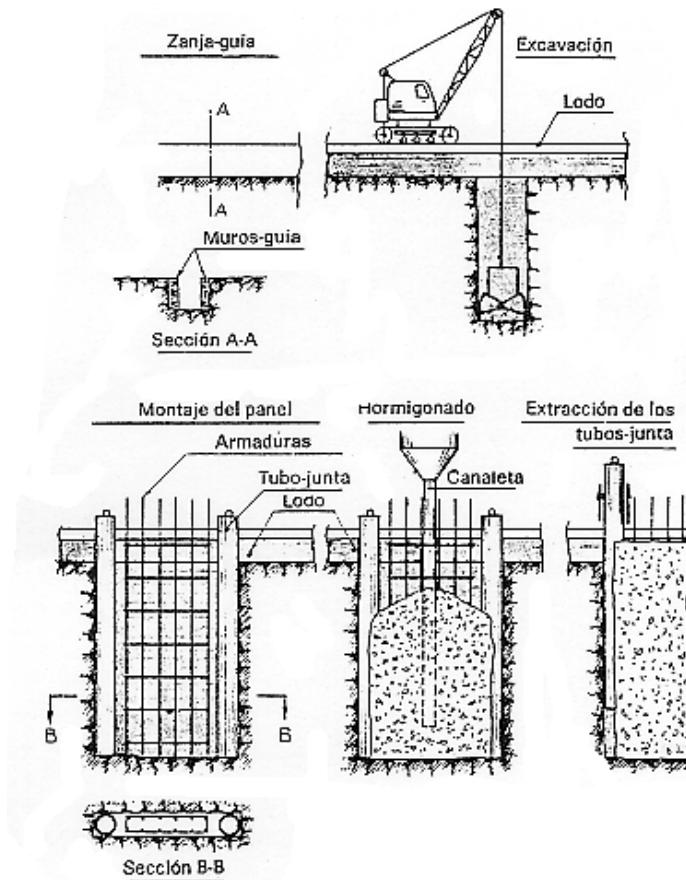


Fig. 94. Construcción de trinchera colada (Schneebeili, 1981).

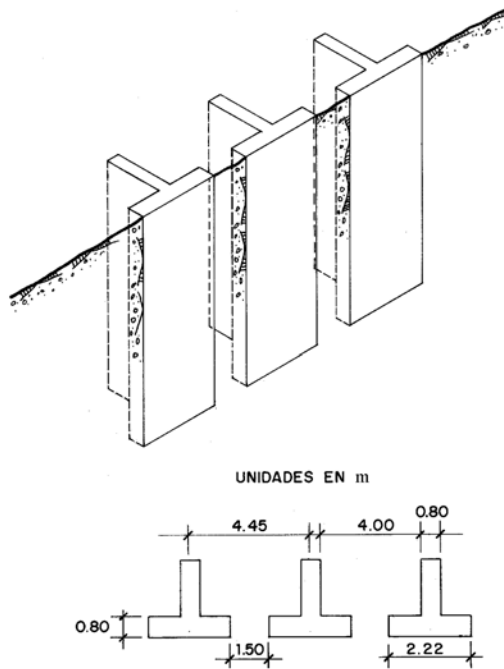


Fig. 95. Elementos de paneles colados en forma de T.

El suelo se remueve con una almeja mecánica, y seguidamente se coloca el acero de refuerzo y el concreto es vaciado con tremie en la medida que se va extrayendo el tubo de revestimiento.

Los muros de pilotes secantes también pueden ser contruidos con equipos menos sofisticados utilizados para la construcción de pilotes, en los casos de que las condiciones del suelo así lo permitan.

2.10.3 Tablestacas

La tablestaca de acero es uno de los sistemas más antiguos utilizados para el soporte de excavaciones. Pueden ser de dos tipos: en cantilever y ancladas. Los muros que se diseñan en cantilever son sujetos a grandes deflecciones y normalmente la altura es restringida a unos 4.5 m. El diseño de tablestacas requiere, al igual que otros sistemas de muros in situ, las siguientes operaciones sucesivas: (a) la evaluación de las fuerzas y presiones laterales que actúan en el muro, (b) la determinación de la profundidad de

empotramiento, (c) el cálculo del momento flector máximo, (d) cálculo de los esfuerzos en el muro y selección de la sección apropiada, y (e) el diseño del sistema del muro con anclajes. Para la estabilización de laderas en movimiento, este sistema ha sido poco utilizado debido a su ya mencionada flexibilidad. Los métodos de diseño de tablestacas han sido detalladamente cubiertos por el Manual de Diseño de la United States Steel (1970), y por Winterkon & Fang (1975).

2.10.4 Mezcla con suelo-cemento

Este método fue desarrollado en Japón y usa un equipo de perforación de dos o tres ejes, tipo "hollow stem auger", el cual corta y mezcla el suelo en la medida que se introduce agua y cemento. Las mezclas de suelo-cemento pueden ser ajustadas con el fin de lograr una resistencia a la compresión deseada, generalmente entre 5 y 10 MPa. Si se desea construir un muro estructural, se pueden instalar pilotes tipo H en las columnas de suelo-cemento, antes de su endurecimiento.

Morris & Crockford (1990), reportan un nuevo diseño de un sistema de muro, utilizando paneles frontales con anclajes cortos, soportando un relleno estabilizado con suelo-cemento.

O'Rourke & Donnel (1997), presentan un interesante reporte sobre el comportamiento de campo de excavaciones estabilizadas por mezclado profundo del suelo con cemento (Deep soil mixing), en combinación con anclajes y el método de inyección a presión.

2.10.5 Inyección a presión (Jet grouting)

Esta técnica desarrollada en Japón en los años 70, consiste en proyectar en el terreno a tratar, a través de un tubo inyector ubicado en el extremo ascendente de un tubo y con una presión elevadísima, una mezcla estabilizante de manera que el terreno y la mezcla resultan íntimamente agitados y remezclados. De esta forma una vez terminada la cementación, se logra una estructura columnar continua de elevadas características mecánicas (Perri, 1987). Las columnas pueden ser reforzadas utilizando barras metálicas de hasta 1 3/8" las cuales se introducen inmediatamente al terminar el proceso de inyección. Alternativamente, se puede utilizar como

refuerzo un tubo metálico estructural de hasta 4 pulgadas de diámetro, y también es posible colocar una armadura zunchada tradicional (Véase Figura 96). Con esta técnica se pueden obtener, dependiendo del tipo de suelo, columnas de 40 a 80 cm de diámetro con una resistencia media a la compresión desde 1 a 20 MPa.

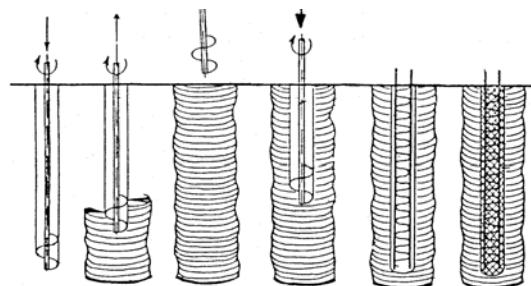


Fig. 96. Esquema operativo para columnas CCP reforzadas (Perri, 1987).

2.10.6 Columnas de piedra

Este sistema tiene como objetivo mejorar la resistencia del suelo a lo largo de una superficie de falla potencial, reemplazando o desplazando el suelo en sitio mediante una serie de columnas de gran diámetro con muy poco espaciamiento. Adicionalmente, las columnas de piedra constituyen drenes eficientes para aliviar las presiones de poro, incrementando de esta forma la resistencia de los suelos arcillosos alrededor.

El uso de columnas de piedra para estabilizar o prevenir deslizamientos, ha sido tratado por Aboshi et al (1979) y Goughnour et al (1990). En estas dos referencias se pueden consultar los métodos de diseño. En general los análisis de estabilidad con columnas de piedra consideran una dovela caracterizada con una resistencia al corte definida por las características de la columna tratada y la resistencia al corte se define en proporción de las áreas con y sin tratamiento, de una forma similar al enfoque que se utiliza para definir la resistencia al corte de discontinuidades con puentes de roca. Típicamente en los casos reportados en la literatura, recopilados por Abramson et al (1995), los diámetros de las columnas varían entre 0.9 m y 1 m, y el espaciamiento entre 1.5 y 2.1 m.

2.11 Sistemas de estabilización y protección para caídas de rocas.

Los sistemas de estabilización local y protección de caídas de rocas han sido tratados por Ritchie (1963), Fookes & Sweeney (1976) y más recientemente por Schuster (1995) y por Wyllie & Norrish (1996). Las experiencias de estabilización de bloques de roca en áreas urbanas en Río de Janeiro, Brasil, han sido reportadas por Barros et al (1988).

Algunos sistemas de prevención pueden ser visualizados en la Figura 97.

Los anclajes utilizados pueden ser de diferentes tipos entre los que se pueden citar pernos de cuña, pernos de expansión, pernos “split set” y pernos “swellex”. La mayoría de ellos son bastante conocidos sobre todo en obras relacionadas con túneles. De ellos el más novedoso es el sistema swellex el cual consiste en un tubo de acero replegado cerrado por un extremo que puede ser expandido mediante la inyección de agua a alta presión, acoplándose a la roca (Véase Figura 98). Los diámetros varían entre 32 mm y 52 mm, con cargas de rotura entre 110 kN y 220 kN. En la Figura 99 se presentan algunas aplicaciones de uso en taludes en roca. Algunos autores expresan que las ventajas de perno swellex es su rapidez, facilidad de instalación y su acción instantánea, habiéndose reportado buenos resultados en rocas fracturadas. Sin embargo, se considera que el mayor inconveniente de dichos pernos es su susceptibilidad a la corrosión.

Uno de los primeros trabajos orientados al diseño del sobreancho o cunetas requeridas al pie de laderas para captar rocas que ruedan o caen de la misma, fue realizado por Ritchie (1963). Las tablas de diseño propuestas por el autor, se muestran en la Figura 100.

Modelos matemáticos y pruebas de campo para el análisis de caídas de rocas, también han sido reportados por Bozzolo et al (1988).

Otros sistemas de protección que incluyen mallas, cercas, atenuadores y estructuras de protección y desvío de masas en movimiento han sido reportados por Hearn (1991), Barret & White (1991), Andrew (1992), Brescia (1988), Schuster (1995), y Wyllie & Norrish

(1996). Algunos de estos sistemas se muestran en las Figuras 101 a 106.

Adicionalmente a los sistemas mencionados, se han construido otras obras más costosas tales como túneles falsos cuya función es permitir el paso de materiales deslizados en forma de avalanchas por su parte superior, en aquellos tramos de vías amenazados por este tipo de fenómenos.

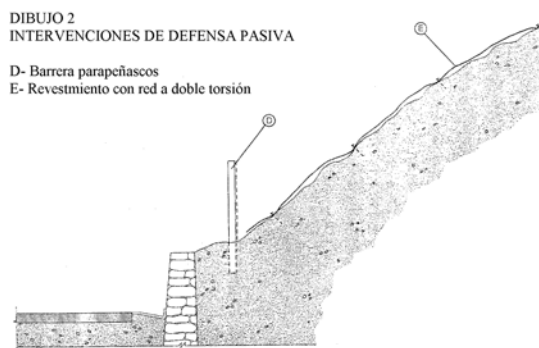
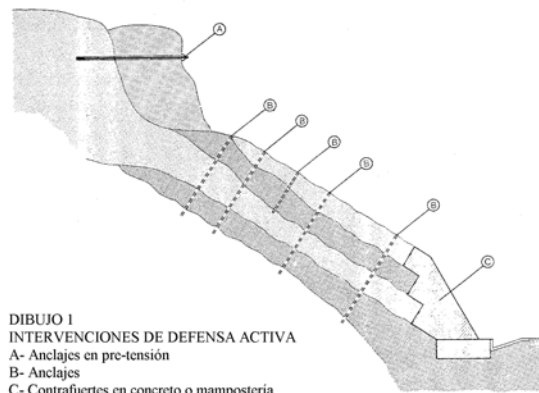


Fig. 97. Sistemas de protección activos y pasivos (Maccaferri, 1981).



Fig. 98. Principio del sistema de anclaje Swellex.

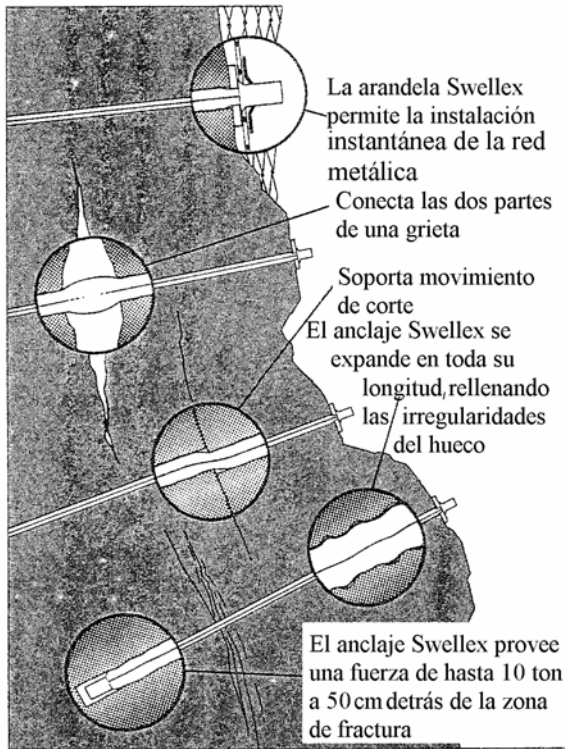


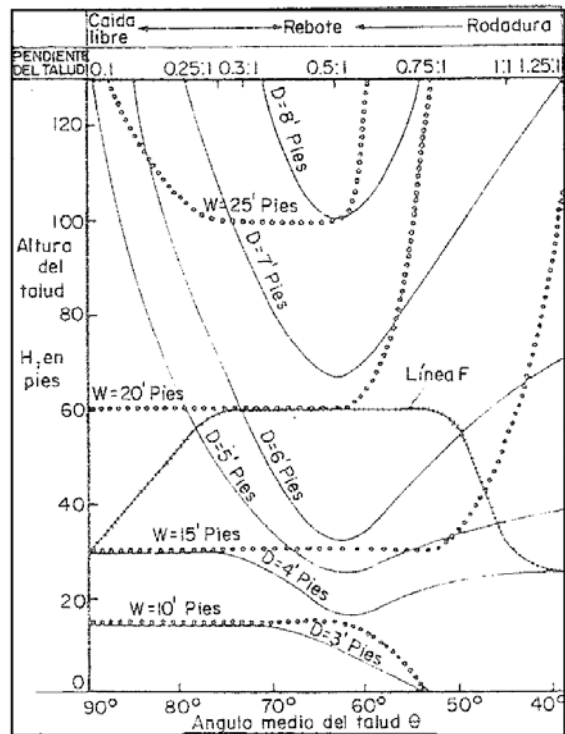
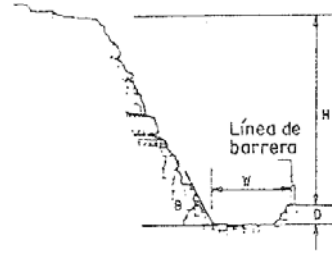
Fig. 99. Aplicación del anclaje Swellex (Folleto Atlas Copco).

3. CASOS HISTORICOS

En esta sección se presentan algunos casos de aplicación de los sistemas previamente descritos, concretándose a describir brevemente el sistema utilizado e ilustrándolo con figuras explicativas. Se incluyen dos casos no publicados previamente, ubicados en Caracas, Venezuela, y siete casos históricos publicados, seleccionados por considerarlos de interés en cuanto a la aplicación de diferentes técnicas de estabilización se refiere. Finalmente, se presentan ilustraciones varias, cuyo objetivo principal es que sirvan de ideas iniciales para conceptualizar y aplicar sistemas de estabilización a un problema específico, en el cual tengamos que intervenir en nuestra práctica profesional.

3.1 Caso No. 1

El objeto del trabajo fue proyectar una obra de estabilización en la ladera inferior de una autopista importante en Caracas, Venezuela, en un sitio donde había sido construido, como obra de emergencia, un muro de gaviones de 7 m de altura (Rodríguez & Salcedo, 1997).



NOTAS:

1. Para $D > 3$, hay que instalar una valla metálica
2. Para taludes por encima de la línea F, D puede reducirse a 4 pies si se usa una valla
3. La figura se refiere a desprendimientos en rocas basálticas duras

— Contorno D } en el nomograma
 Contorno W }
 ##### Línea F }

Fig. 100. Gráfico para el diseño de cunetas recolectoras (Ritchie, 1963).

Análisis de estabilidad posteriores confirmaron la posible generación de superficies de deslizamiento por debajo del muro, desarrolladas en material de relleno, el cual variaba en espesor desde 0 m en un extremo

hasta 12 m en el otro, por debajo de la cota de fundación del gavión. Considerando que hasta el momento no existían indicios de movimientos con superficies de falla por debajo del muro de gaviones, los parámetros de resistencia al corte seleccionados para el análisis correspondieron a la resistencia pico.

La obra de estabilización consistió en una pantalla de pilotes tipo "strauss" empotrados por debajo del relleno y vinculados en cabeza por una losa de concreto armado. El número de filas pilotes y sus longitudes se sectorizaron en función de los espesores de relleno. Para la sección de mayor espesor de relleno fue necesario el uso de cuatro filas de pilotes y los

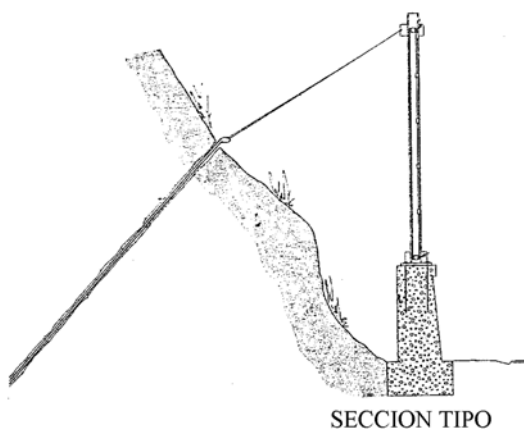


Fig. 101. Protección contra caídas de rocas (Brescia, 1988).

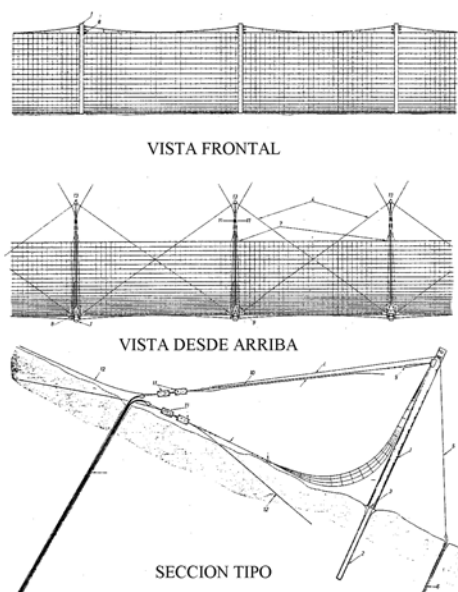


Fig. 102. Protección contra caída de rocas (Brescia, 1988).

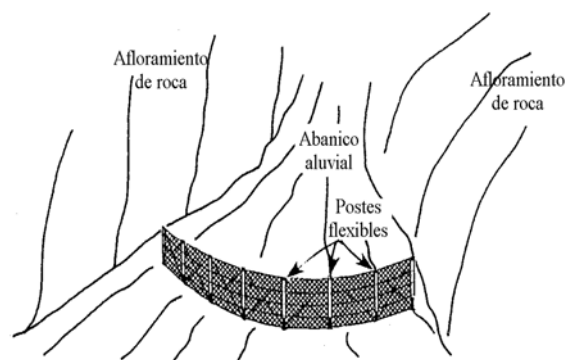


Fig. 103. Cerca flexible con postes para caída de rocas. Departamento de Transporte de Colorado (Barret & White, 1991). (Schuster, 1995).

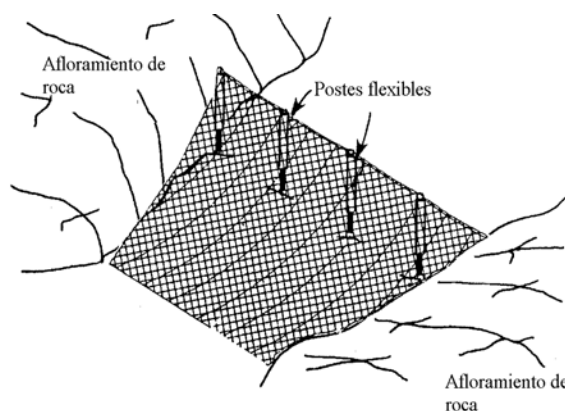


Fig. 104. Cerca tipo "mole", diseñada en Colorado. (Barret & White, 1991). (Schuster, 1995).

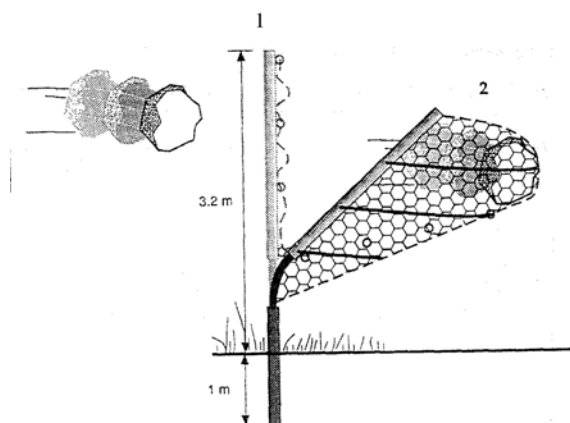


Fig. 105. Cerca flexible con postes, diseñada en Colorado (Hearn, 1991). (Wyllie & Norrish, 1996).

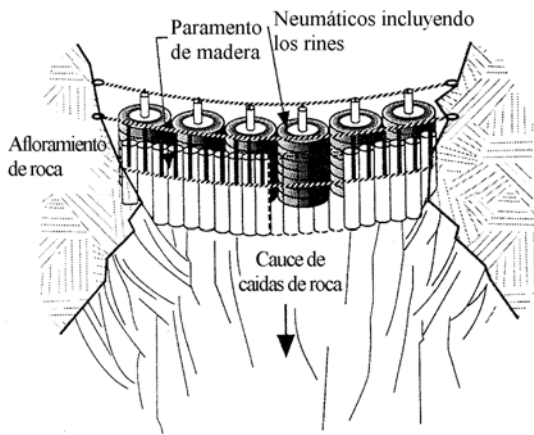


Fig. 106. Sistema atenuador de caídas de roca, utilizando neumáticos usados (Andrew, 1992). (Willye & Norrish, 1996).

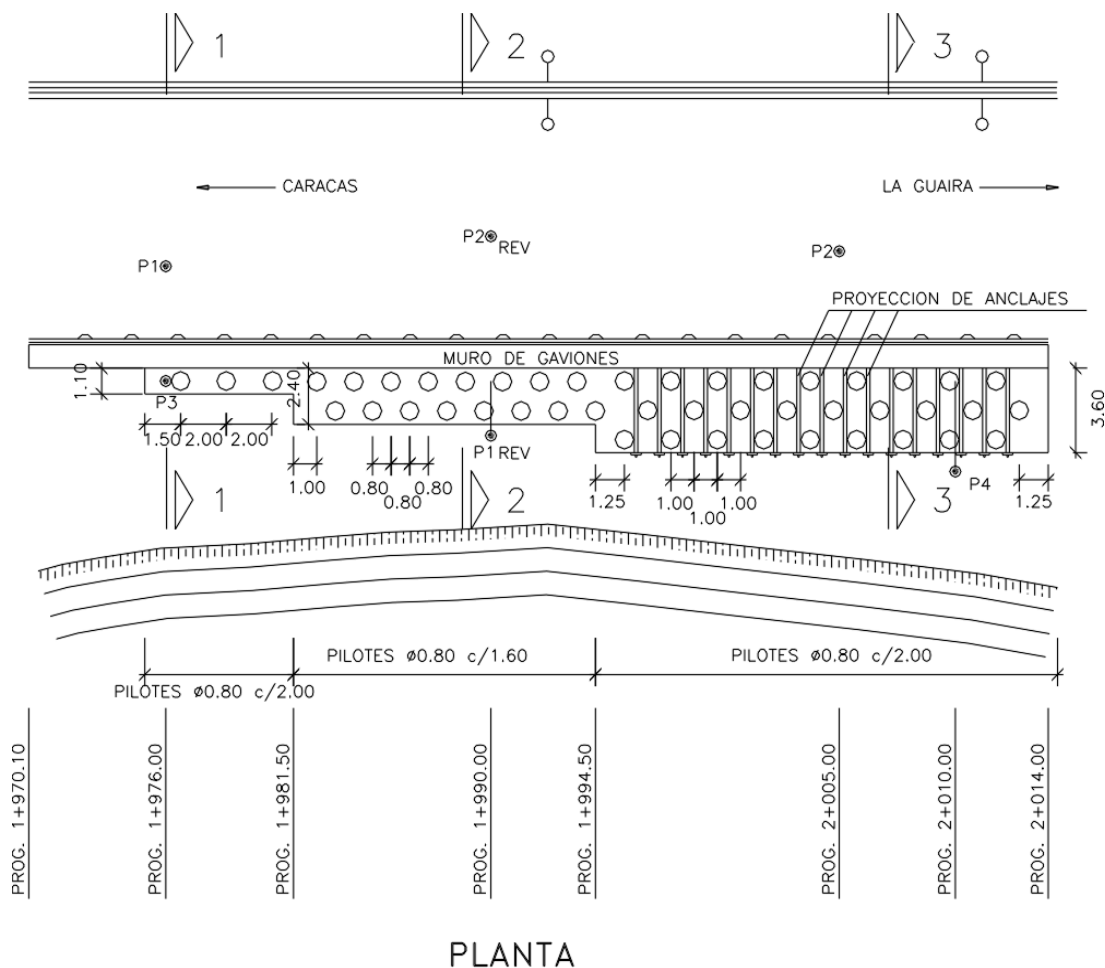
cálculos dieron como resultados momentos flectores de tal magnitud que se requirió además, la incorporación de una fila de anclajes en cabeza.

Las Figuras 107 a 111, muestran detalles de la obra de estabilización proyectada.

3.2 Caso No. 2

Este caso se refiere al proyecto de estabilización de un talud de relleno en condiciones críticas de estabilidad, el cual comprometía la seguridad de una vivienda construida en la zona inferior del talud (Rodríguez & Cardola, 1997). El talud estudiado es el producto del relleno de una vaguada, colocado durante las operaciones de urbanismo de la zona. Los análisis de estabilidad realizados revelaron factores de seguridad inaceptables para garantizar un comportamiento geotécnico satisfactorio durante su vida útil. En tal sentido se proyectó una obra de estabilización que permitiera elevar los factores de seguridad y se diseñaron obras de drenaje superficial que permitieran controlar y disponer de las aguas de escorrentía de carácter pluvial.

La obra de estabilización proyectada consistió en un muro de contención fundado



PLANTA

Fig. 107. Planta mostrando ubicación de pilotes.

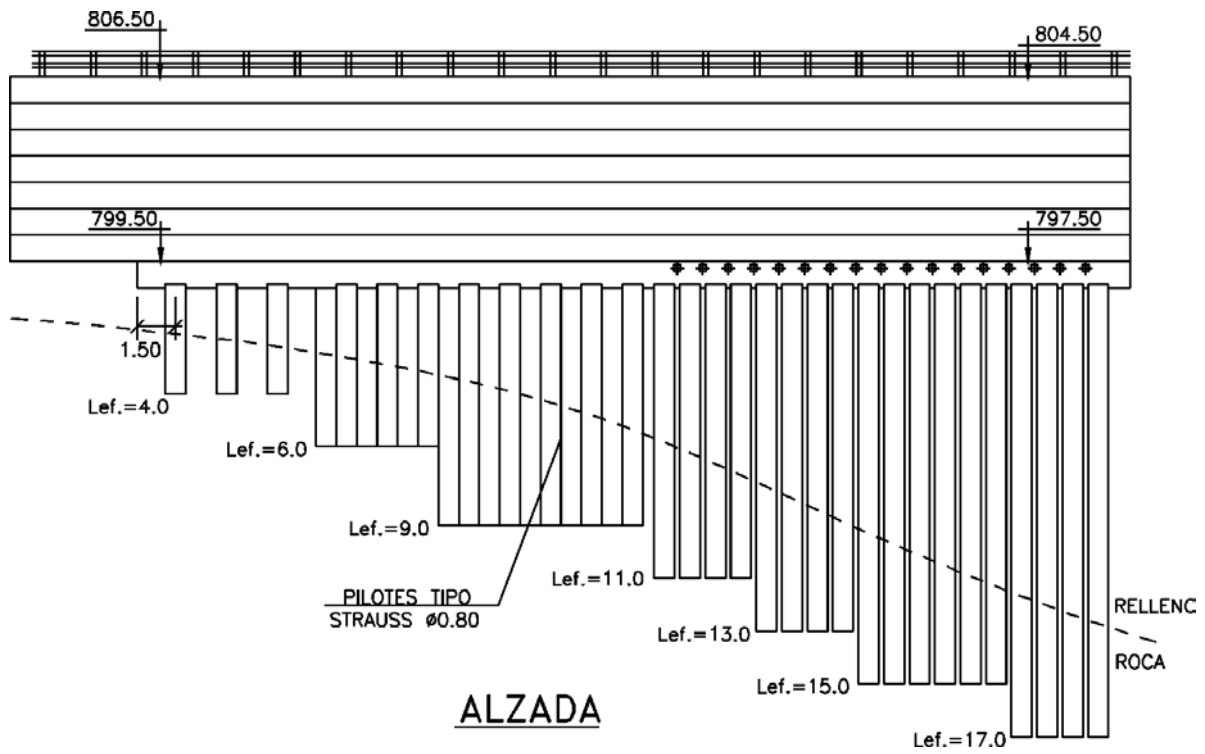


Fig. 108. Alzada mostrando diferentes longitudes de pilotes.

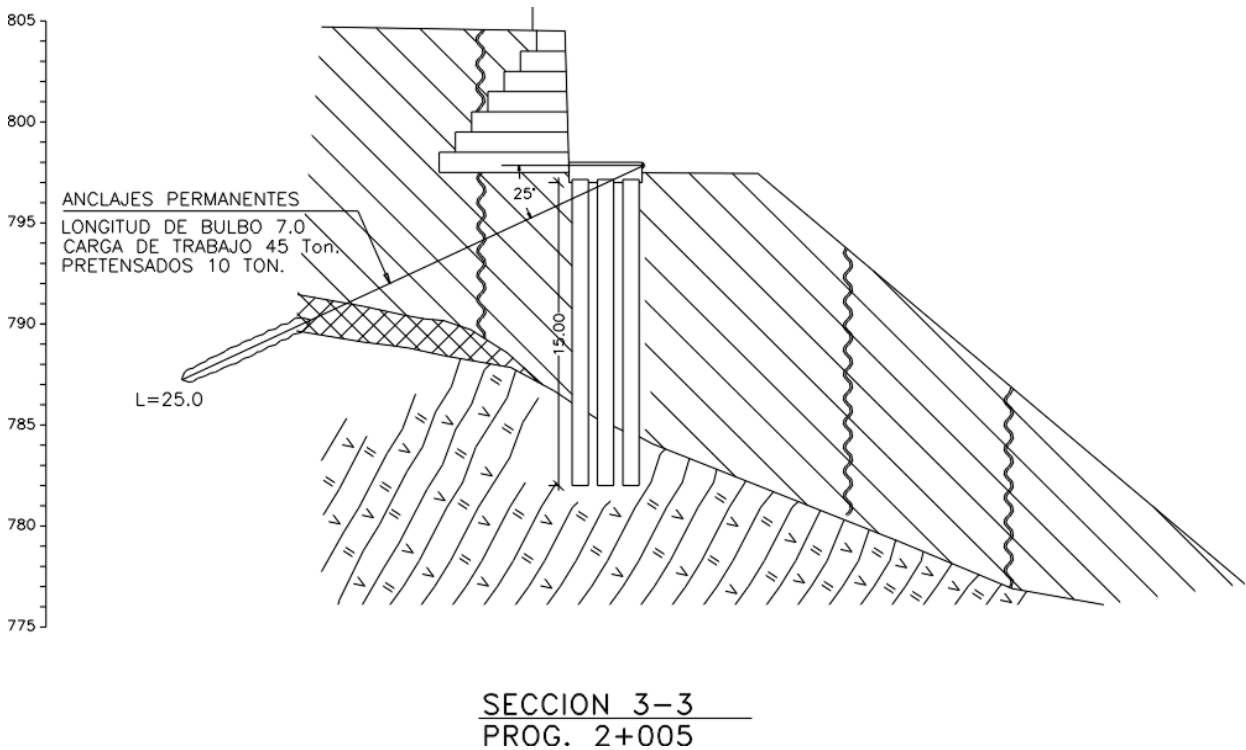


Fig. 109. Sección transversal en sitio de mayor espesor de relleno.

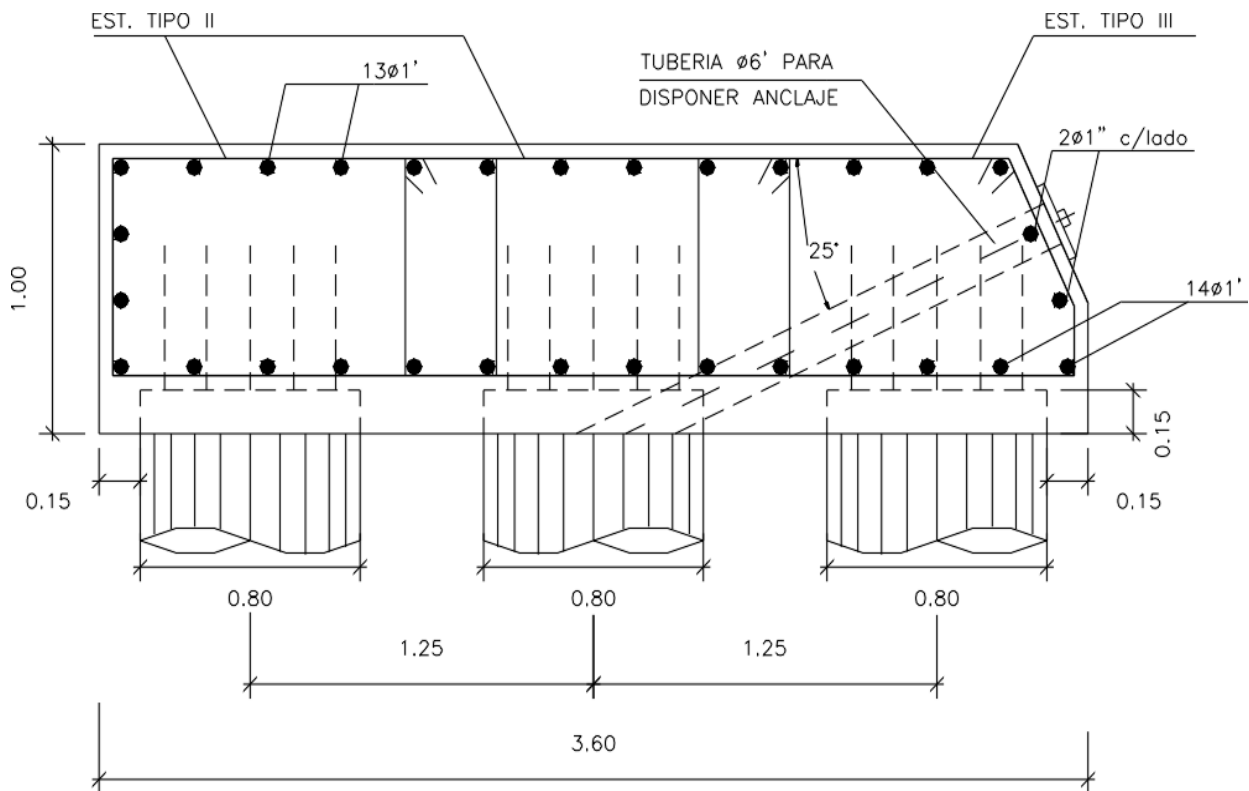


Fig. 110. Detalle de losa en sitio con tres filas de pilotes.

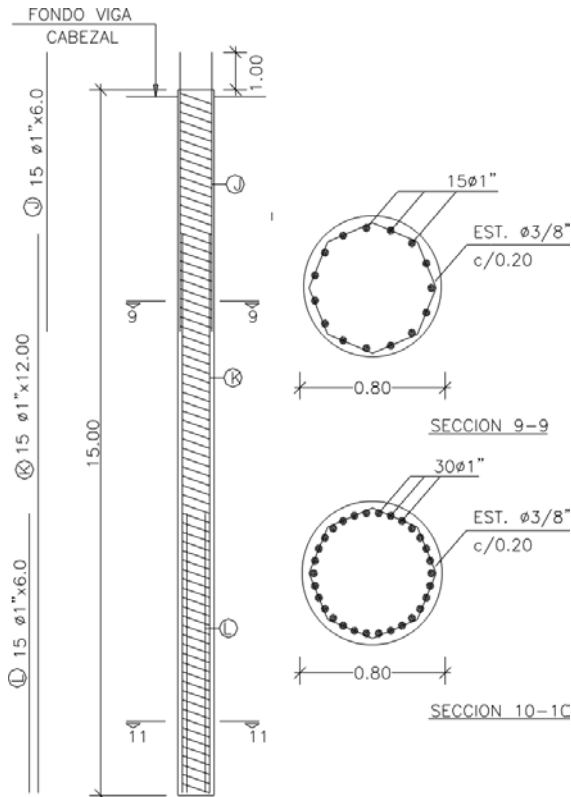


Fig. 111. Detalle de armado de pilotes.

sobre pilotes excavados por rotación en seco y vaciados en sitio. Estos pilotes transmitirían el empuje al basamento rocoso subyacente al relleno y harían el muro independiente de los asentamientos inmediatos y diferidos de los suelos de relleno. El muro fue concebido como una estructura empotrada en las estribaciones rocosas que existían en los laterales del talud de relleno. Se proyectó con sección corrugada con la finalidad de lograr rigidez y eficiencia para la misma. El paramento del muro fue diseñado como una estructura conformada por secciones "U" opuestas y conectadas entre sí, y la disposición de los pilotes fue estudiada con la finalidad de disponer de un pilote en cada esquina del paramento. La conexión entre el paramento y los pilotes, se previó mediante una viga cabezal.

Las Figuras 112 a 116 muestran en planta y sección, algunas fases de la obra de estabilización.

Lo interesante de este caso, además de la forma del muro para lograr una estructura eficiente, fue el establecimiento de las fases constructivas, las cuales se resumen a continuación:

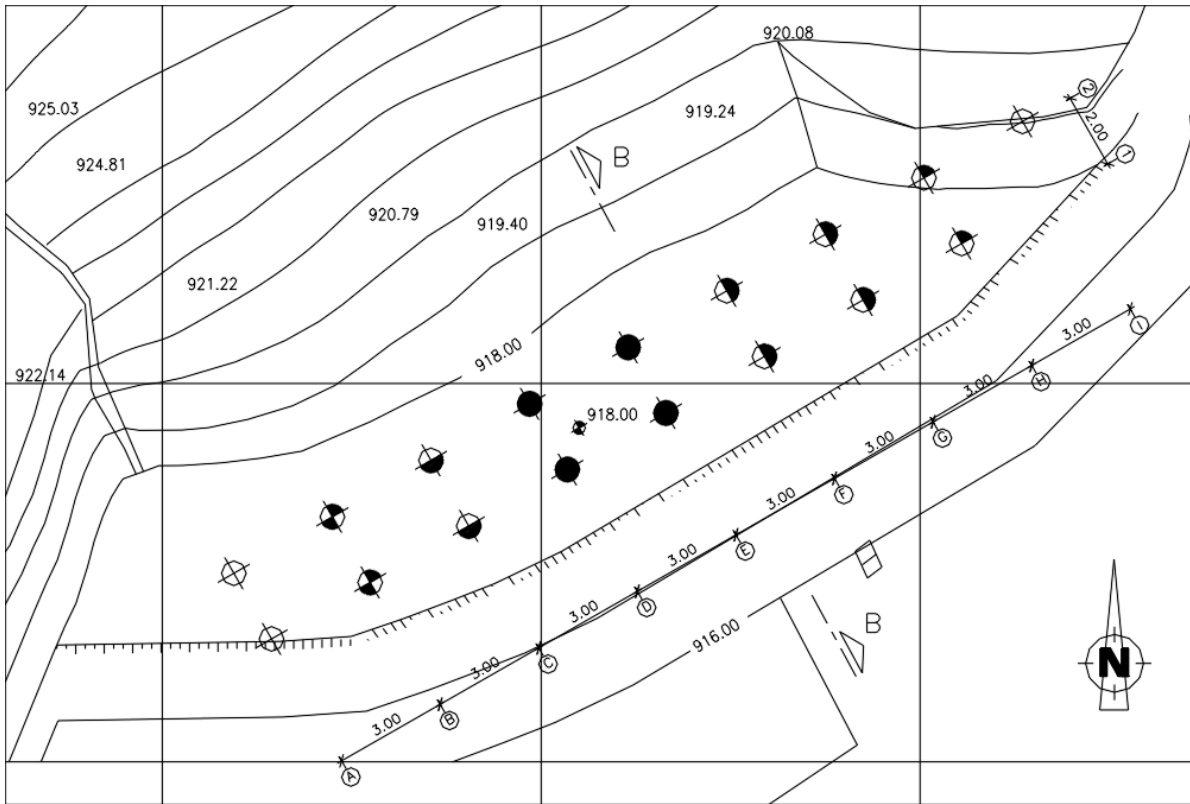


Fig. 112. Sitio de construcción del muro, mostrando ubicación de los pilotes.

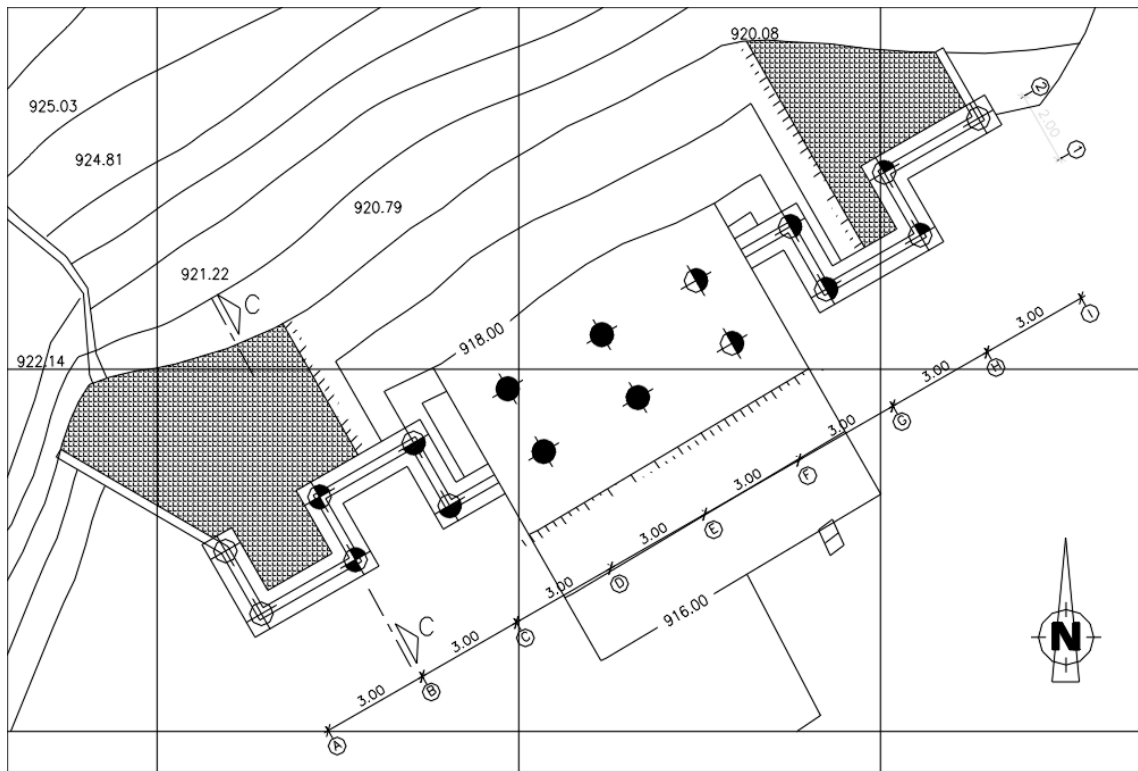


Fig. 113. Etapa intermedia de construcción del muro desde los extremos hacia el centro.

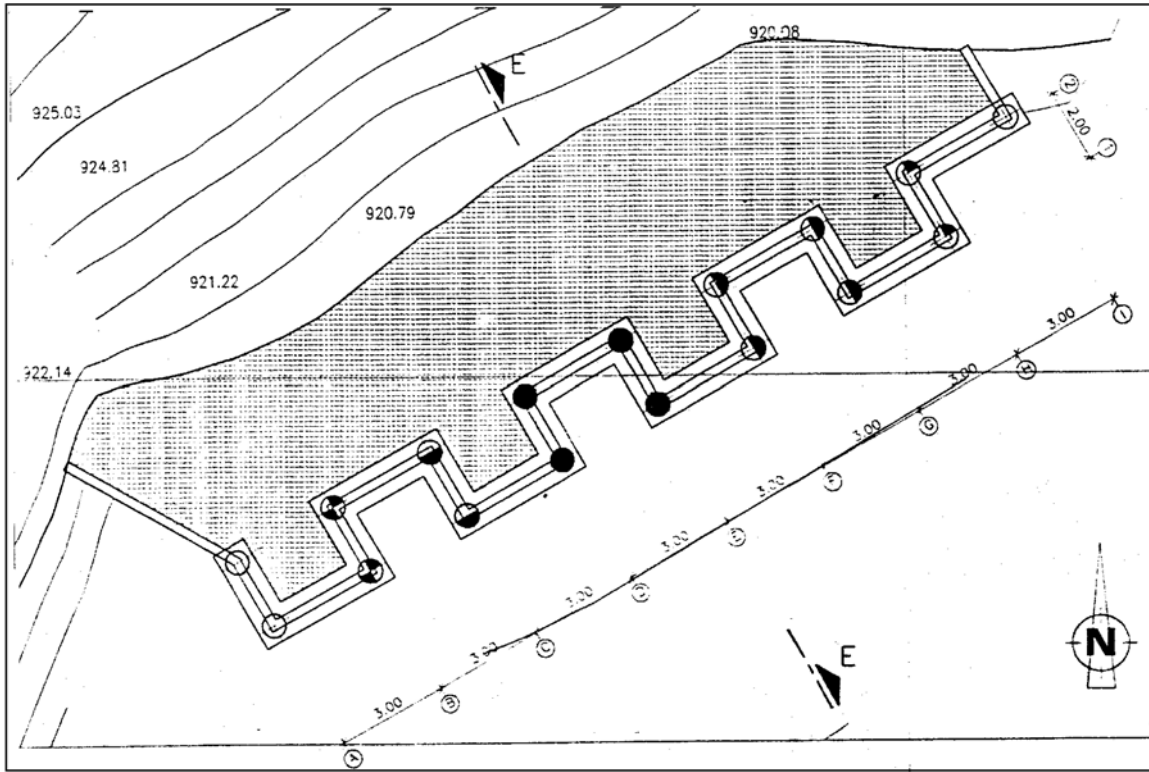


Fig. 114. Etapa final de construcción del muro.

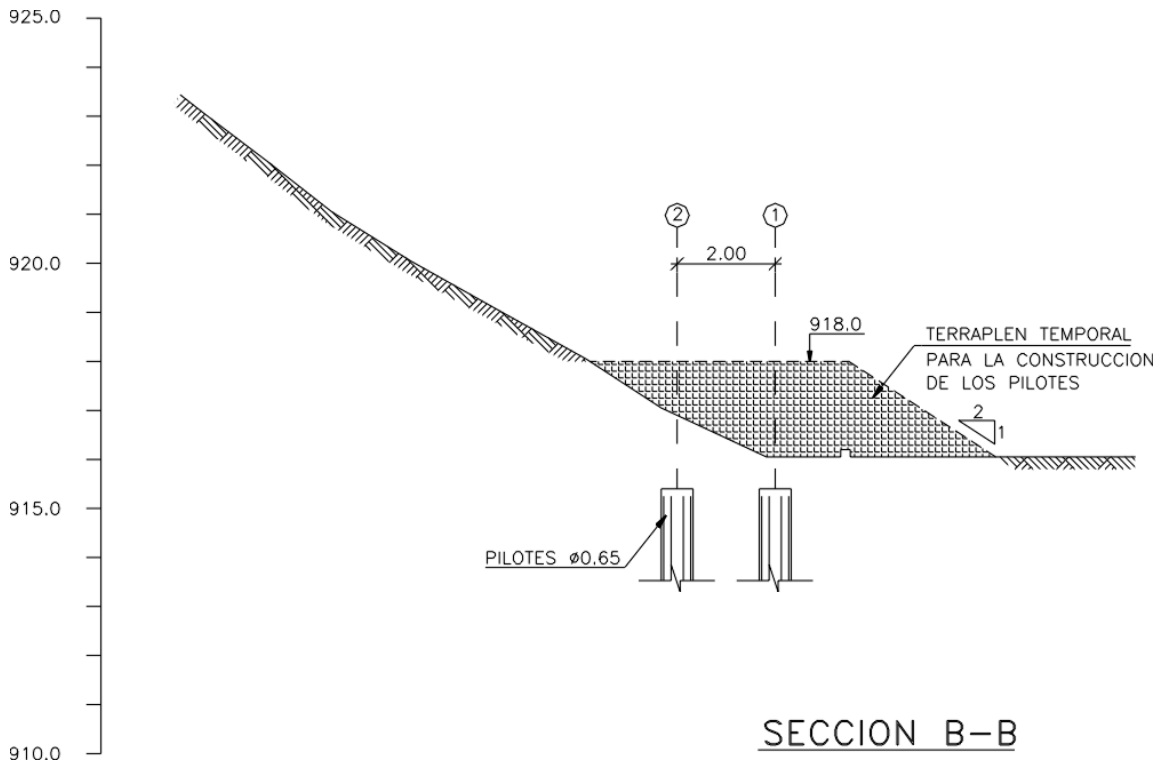


Fig. 115. Construcción de terraplén temporal y vaciado de pilotes hasta cota inferior de cabezal.

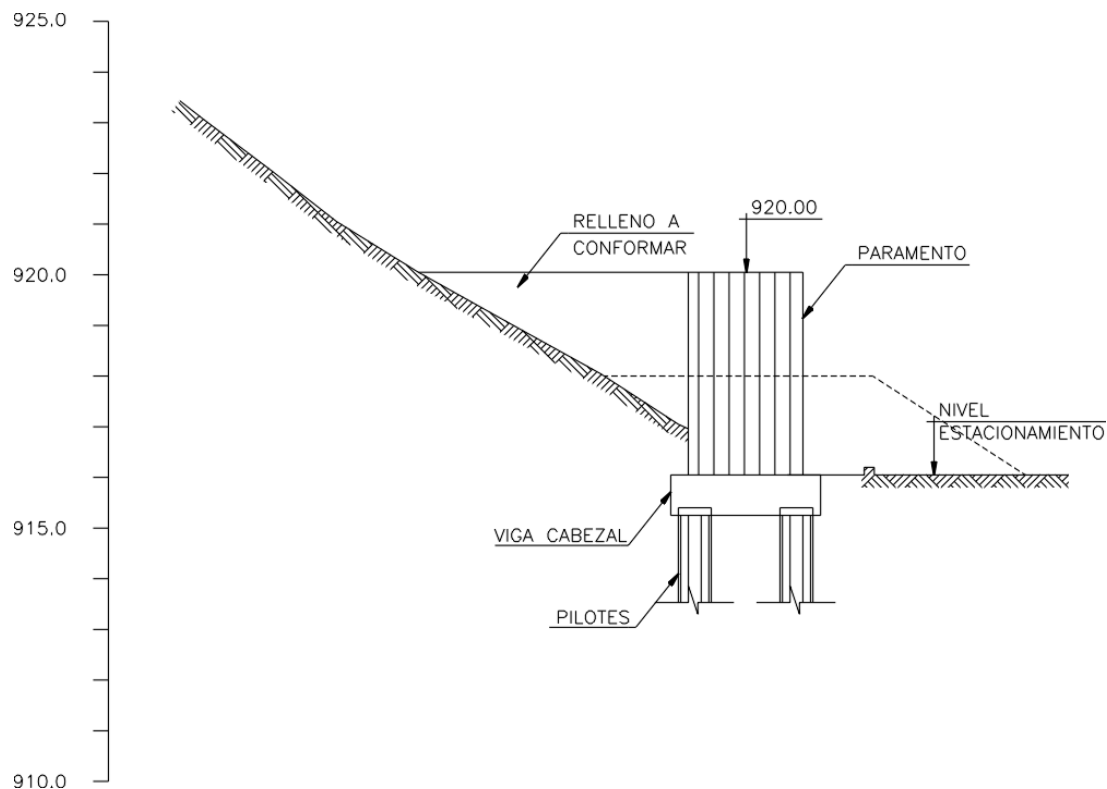


Fig. 116. Sección en tramo de muro perpendicular al talud

- Con el fin de evitar una excavación al pie del relleno lo que podría traer su colapso, se decidió como primera etapa construir un terraplén temporal al pie que serviría para la construcción de los pilotes. El material con que fue construido el relleno temporal, se utilizaría luego para el relleno detrás del trasdós del muro.
- La segunda fase consistió en la construcción de todos los pilotes previstos.
- Seguidamente se procedió a construir los “estribos” del muro, excavando en el terraplén frentes con ancho máximo de 1.5 m.
- La siguiente fase consistió en la construcción de los tramos de viga cabezal y paramento correspondientes, previendo los arranques de cabillas requeridos para los solapes.
- Concluida la fase anterior se procedió a rellenar, con adecuada compactación, el trasdós de los sectores del muro ya construido.

Esta operación se fue realizando desde los extremos hacia el centro del muro.

Adicionalmente a las obras de captación y disposición de las aguas de escorrentía, se recomendó proteger la cara del talud con una malla para reforestación y siembra de grama en cepas.

3.3 Caso No. 3

Brandl (1988) presenta un caso histórico de estabilización de taludes inestables de gran altura en la Autopista A2 en Austria. El artículo describe el uso de estructuras de contención que pueden tomar grandes fuerzas horizontales tales como muros de pilas, usándose en este caso el término pilas para referirse a pilotes de gran diámetro. El autor considera que para el caso de grandes taludes, se deben aceptar ciertos riesgos calculados, lo cual es mucho menos costoso que diseñar estructuras con “absoluta seguridad” para evitar la posibilidad de medidas adicionales posteriormente. Considera que se debe tener en mente que la “seguridad absoluta” no puede ser proporcionada bajo condiciones topográficas y geotécnicas extremas. En estos casos es preferible utilizar estructuras flexibles de contención adaptadas al problema específico, e instalar instrumentación

(extensómetros e inclinómetros) durante la fase de construcción.

La Figura 117 muestra una sección de las obras de estabilización proyectadas por Brandl (1988). Debido a las grandes presiones laterales, un sistema de pilas o una pantalla anclada en forma individual no resultaba suficiente, En tal sentido el diseño se orientó a una combinación de ambos métodos.

Las pilas son elípticas con diámetros de 8 m y 5 m, separadas con distancia $a_i = 5$ m (Véase Figura 118). La profundidad total de las pilas (caissons) varió entre 34 y 38 m. Debido a las grandes presiones laterales, se instalaron 112 toneladas de acero en cada pila,. La pantalla anclada fue construida antes de las pilas y consistió de losas de concreto armado sobre un concreto tipo filtro el cual servía como drenaje. Cada losa se fijó con dos anclajes activos con una carga de trabajo de 1000-1200 kN. La longitud de los anclajes varió entre 40 y 75 m. En total, la pantalla con una longitud de 265 m, requirió de 454 anclajes con una longitud total de 26 km.

De acuerdo al diseño original, el muro de pilas debería ser cubierto con muros-jaula,

rellenando con suelo el espacio entre los elementos. Sin embargo, durante la construcción, debido a algunos problemas operativos, se decidió dejar las pilas sin revestimiento y solo fueron tratadas con silicatos para proveerlas de resistencia a ciclos de congelamiento y descongelamiento.

De acuerdo al enfoque semi-empírico de diseño, se instaló un sistema de instrumentación que consistió en puntos de control geodésico, inclinómetros, algunos dentro de las pilas, control de fuerzas de anclajes, celdas de presión en algunas pilas y detrás de los arcos de concreto lanzado, control de los sistemas de drenaje, y levantamientos ópticos de la ladera y de la estructura de contención.

3.4 Caso No. 4

El uso de terraplenes reforzados para estabilización de taludes en Italia, ha sido reportado por Rimoldi & Ricciuti (1995), mediante su aplicación en el deslizamiento de Fiuggi, Italia (Véase Figura 119). El suelo fue estabilizado con geomallas monorientadas y muros de paneles prefabricados de concreto.

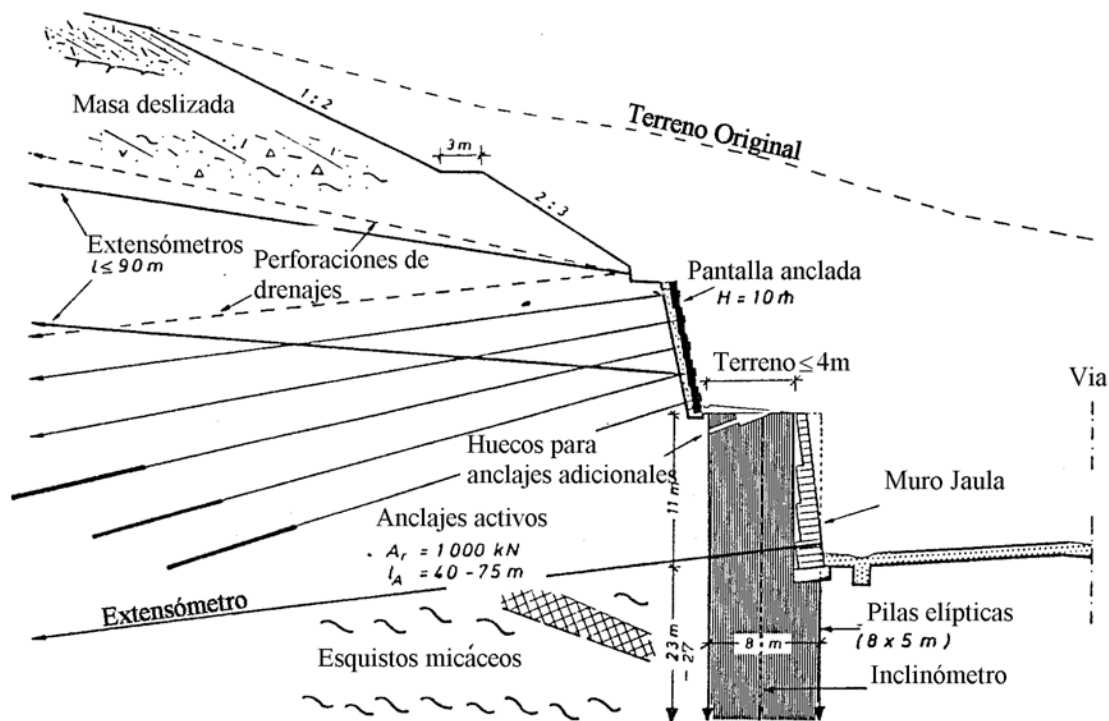


Fig. 117. Sección transversal mostrando obras de estabilización diseñadas por Brandl, 1988.

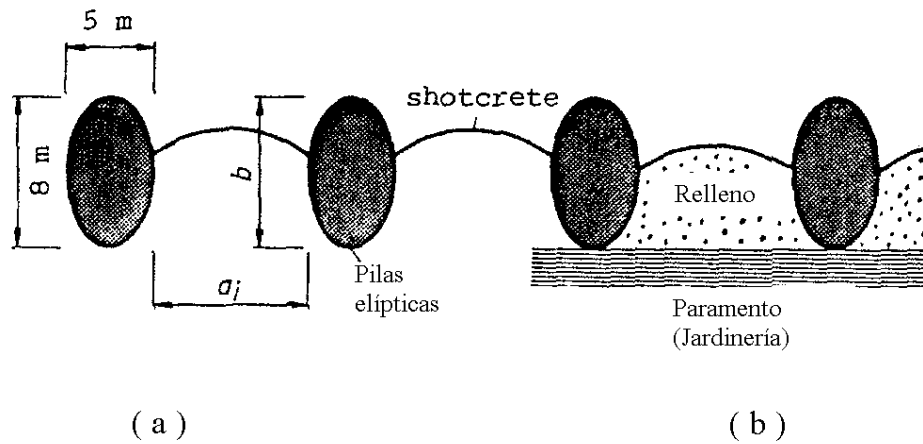


Fig. 118. Diagrama esquemático en planta, de distribución de pilas (Brandl, 1988).

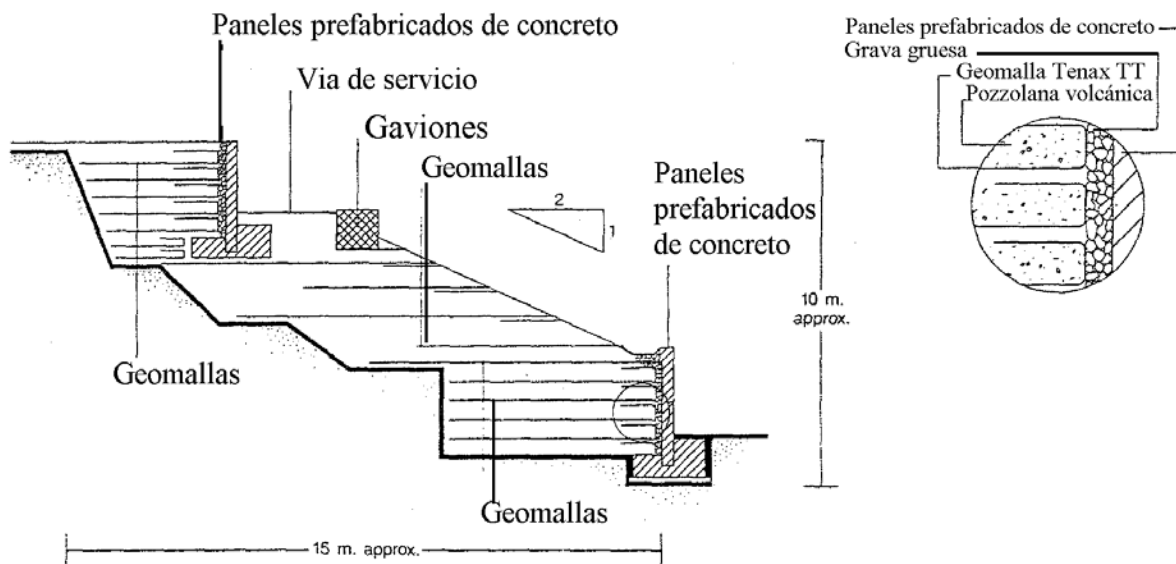


Fig. 119. Medidas correctivas para el deslizamiento de Fiuggi (Rimoldi & Ricciuti, 1995).

La instalación de las geomallas se hizo con el sistema de envoltura. Los paneles de concreto fueron construidos de concreto no estructural y su selección fue hecha por su apariencia atractiva. El drenaje consistió en colocar una capa de grava gruesa entre la pared del suelo reforzado y los paneles de concreto.

3.5 Caso No. 5

Popescu et al (1988) reportan un caso histórico referente a la estabilización en el

área urbana de Suceava, localizada en una región de colinas al Norte de Rumania. La pendiente original de la colina inestable es de 25-30% y el material involucrado en el deslizamiento consiste de loess y arenas con algunas capas alternas de arcillas y arcillas margosas.

La Figura 120 muestra detalles de las obras de estabilización, las cuales consistieron de contrafuertes de concreto, "caissons" unidos con bóvedas verticales, y drenes perforados.

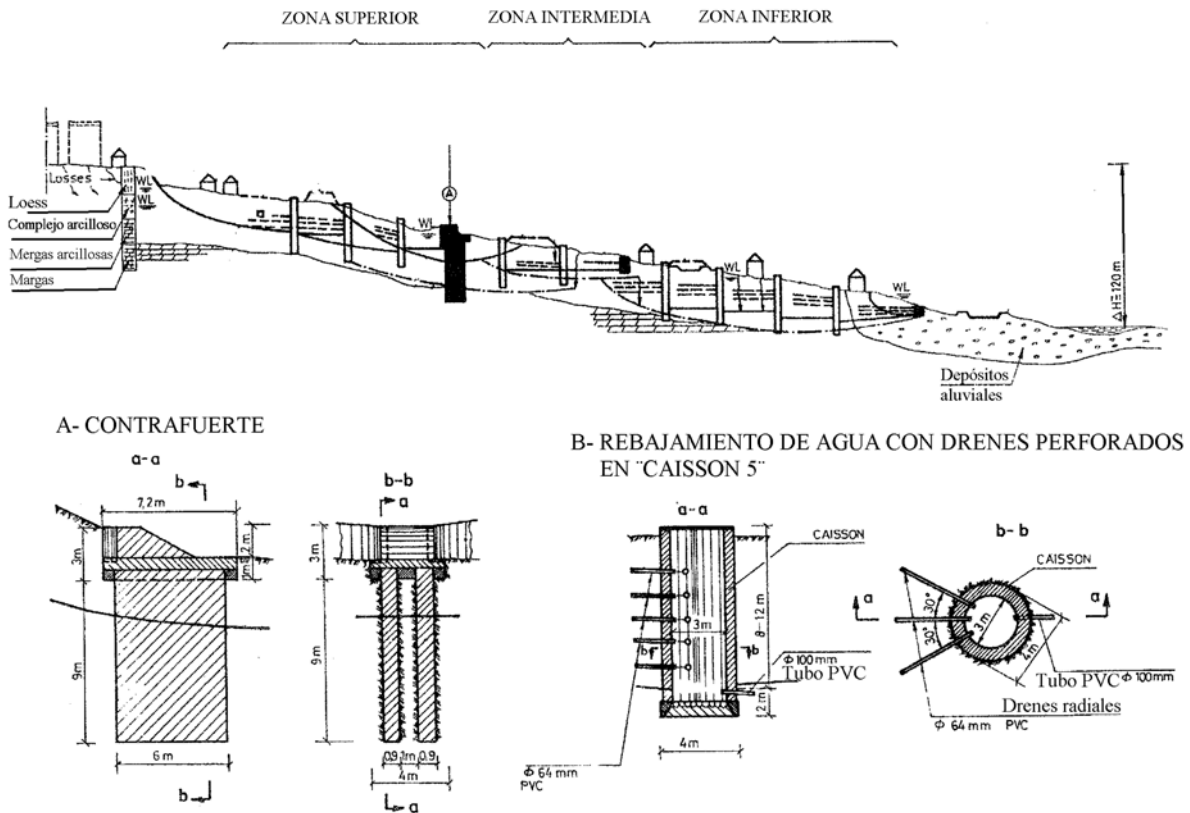


Fig. 120. Obras de estabilización en la población de Suceava, Rumania (Popescu et al, 1988).

3.6 Caso No. 6

Ouriel et al (1988) presentan varias soluciones de estabilización utilizadas en España para el caso de laderas constituidas por suelos coluviales. La Figura 121 muestra una sección con una de las soluciones adoptadas. Puede verse que debajo del muro de tierra armada se construyeron trincheras o muros de concreto que atravesaron el suelo coluvial y penetraron en el basamento rocoso subyacente. De acuerdo a los cálculos, el espaciamiento entre muros-trincheras de concreto varió entre 3.5 m y 4.5 m en función de la altura del muro de tierra armada y del terraplén, y de la longitud del panel. Dado que los autores utilizaron un método conservador para los análisis de estabilidad, resolvieron aceptar un factor de seguridad de 1.25 para diseño. La tierra armada fue fundada sobre una losa de concreto soportada por los paneles construidos en las trincheras.

Otra solución adoptada en un sitio distinto, se muestra en la Figura 122. En este caso se utilizaron filas de pilotes en lugar de los paneles de concreto. Las razones que privaron

para seleccionar esta solución fueron: (a) la resistencia de la roca debajo del coluvio, impedía la penetración necesaria de los paneles con métodos convencionales de excavación. (b) La naturaleza de los materiales coluviales produjo fenómenos de inestabilidad en trincheras largas y (c) El espesor de coluvio en algunos puntos del perfil longitudinal era mayor que los excavados con retroexcavador en la solución anterior.

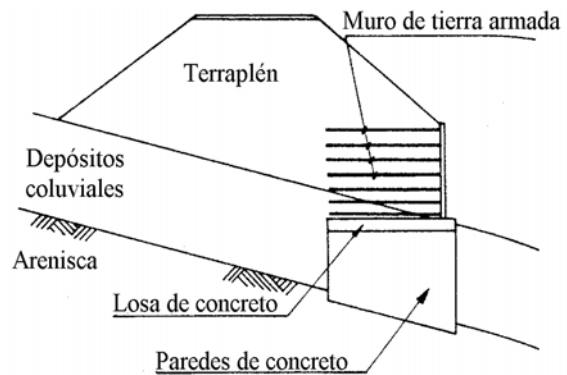


Fig. 121. Sección transversal de solución adoptada (Ouriel et al, 1988).

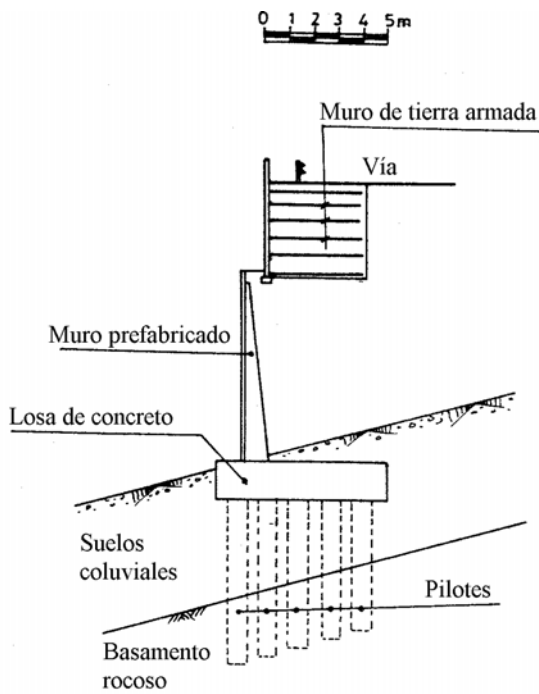


Fig. 122. Sección transversal de solución (Ouriel et al, 1988).

3.7 Caso No. 7

Witcher et al (1988) reportan los deslizamientos que ocurrieron durante el movimiento de tierras para una vía en Alemania Federal. Los deslizamientos ocurridos fueron el resultado de reactivación, y el movimiento ocurrió a lo largo de planos fósiles de cizallamiento.

Las obras de estabilización proyectadas y construidas en uno de los deslizamientos, se muestran en la Figuras 123 a 125. Dichas obras comprendieron:

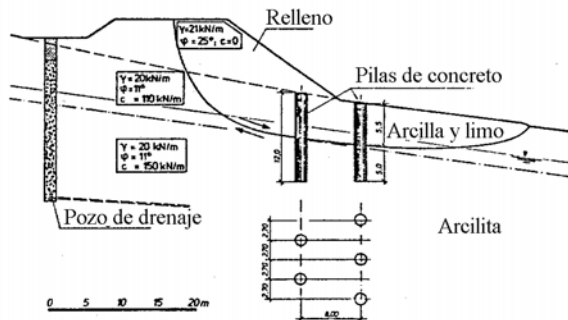


Fig. 123. Sección transversal (Witcher et al, 1988).

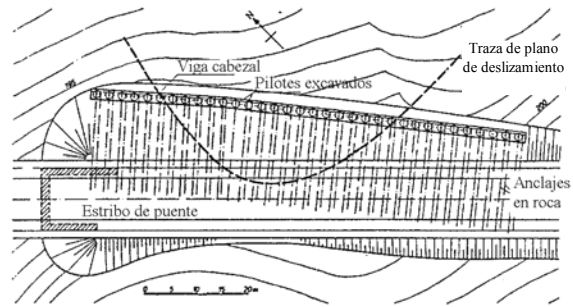


Fig. 124. Vista en planta de obras de estabilización (Witcher et al, 1988).

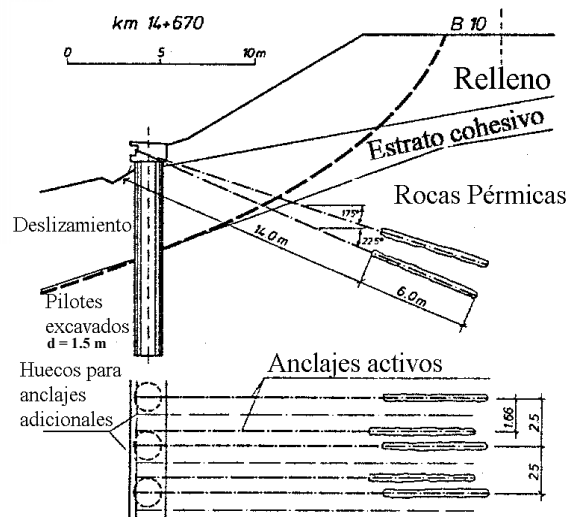


Fig. 125. Sección transversal (Witcher et al, 1988).

- Una galería de pozos verticales de drenaje, de 1.5 m de diámetro, la cual recolectaría las aguas subterráneas en la parte superior de la colina.
- Dos filas de pilas de 1.5 m de diámetro separadas 2.7 m y empotradas 5 m por debajo de la superficie de deslizamiento. Para el diseño de estos elementos se utilizó el método de Brinch-Hansen, previamente comentado para el sistema de pilotes pasivos.
- La parte superior del deslizamiento cerca del estribo del puente, fue separada de la masa principal en movimiento mediante una pantalla de pilas ancladas. Las pilas tienen un diámetro de 1.5 m, y 2.5 m de separación. Los anclajes tienen cargas de 450 kN, y 20 m de longitud. Con el fin de tener la posibilidad de instalar anclajes suplementarios, se dejaron huecos

perforados en la viga de corona que vinculaba las pilas.

3.8 Caso No. 8

Este caso muestra las obras construidas para estabilizar un deslizamiento antiguo de un millón de m^3 , aproximadamente, con una superficie de falla que alcanzó hasta 40 m de profundidad en su parte central (Rodríguez Ortiz et al, 1984)).

Un plano de planta del deslizamiento con la ubicación de las obras correctivas, se muestra en la Figura 126.

Las medidas correctivas incluyeron lo siguiente:

- Excavación de $100.000 m^3$ de material en el tope del deslizamiento.
- Una galería de drenaje de 120 m de longitud. Véase Figura 127.
- Una fila de 42 pilotes de 1.25 m de diámetro al pie del deslizamiento. Véase Figura 128.

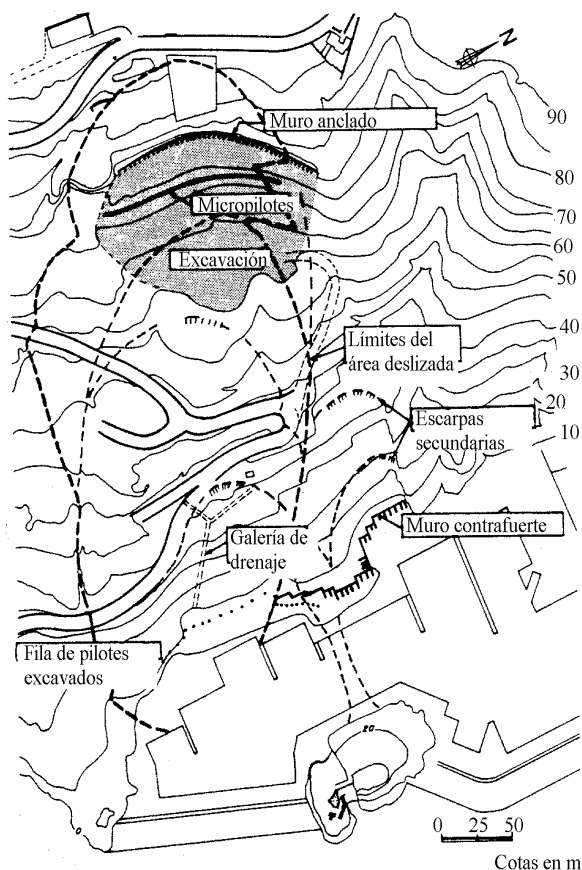


Fig. 126. Plano del deslizamiento, indicando obras de estabilización (Rodríguez et al, 1984).

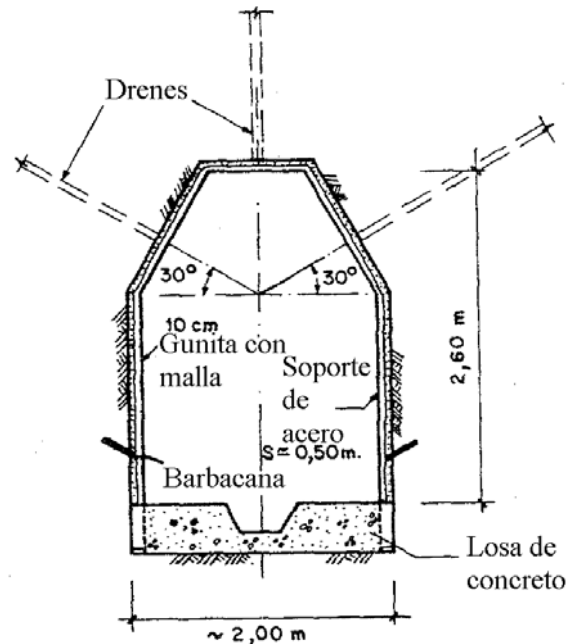


Fig. 127. Galería de drenaje (Rodríguez et al, 1988).

Los autores concluyen que debido a la forma circular del deslizamiento, la medida más efectiva resultó ser la excavación en la parte superior, seguida por las obras de drenaje. El efecto de soporte de la fila de pilas fue solo 50% tan efectivo como la excavación y tuvo un costo tres veces mayor. Esto se debió principalmente a la longitud tan grande requerida para las pilas (25-45 m). Es importante destacar, además, que los autores concluyen que han sido necesarios costos muy altos para aumentar el factor de seguridad apenas hasta 1.05.

Con respecto a la excavación y remoción de la parte superior de deslizamientos para estabilizarlos, es conveniente comentar que no en todos los casos es efectiva. Si se visualiza en forma muy simple y generalizada, un bloque deslizando sobre un plano inclinado donde solamente existe resistencia friccionante, el disminuir el peso del bloque, cortando su parte superior, no incidiría teóricamente en su estabilización.

3.9 Caso No. 9

Llorca y Delgado (1988), reportan los problemas en el diseño de una carretera nacional cuyo alineamiento tuvo que atravesar

un valle inestable. En la Figura 129 se muestra vía la solución adoptada para una sección de la

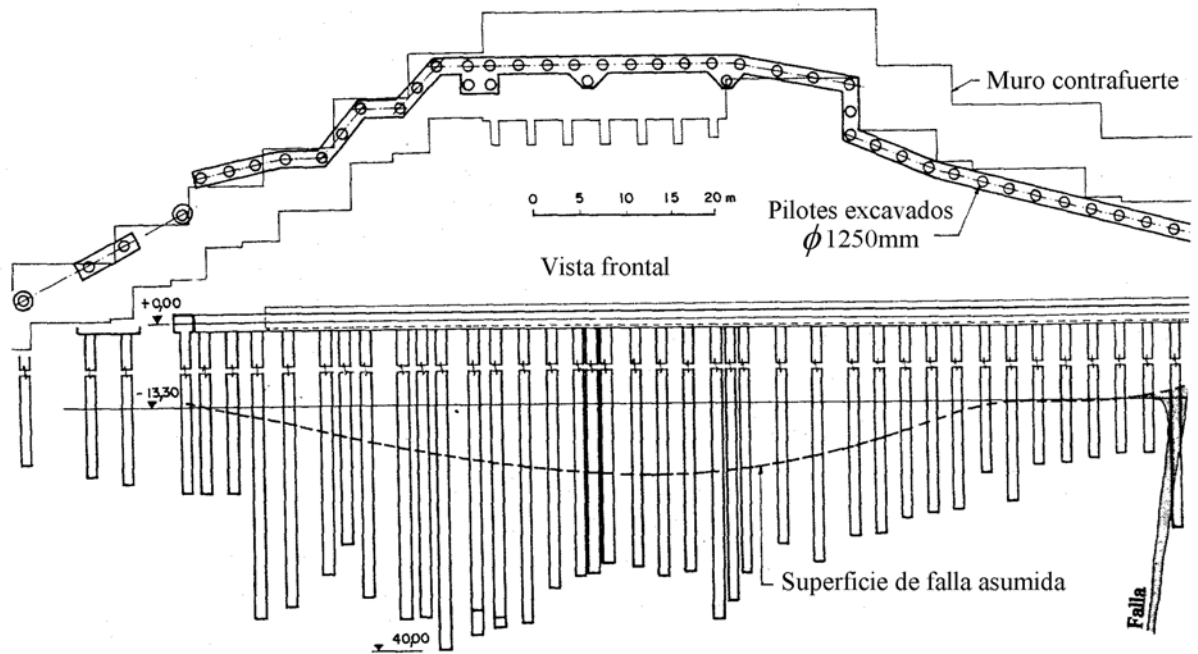


Fig. 128. Diafragma de pilotes (Rodríguez et al, 1988).

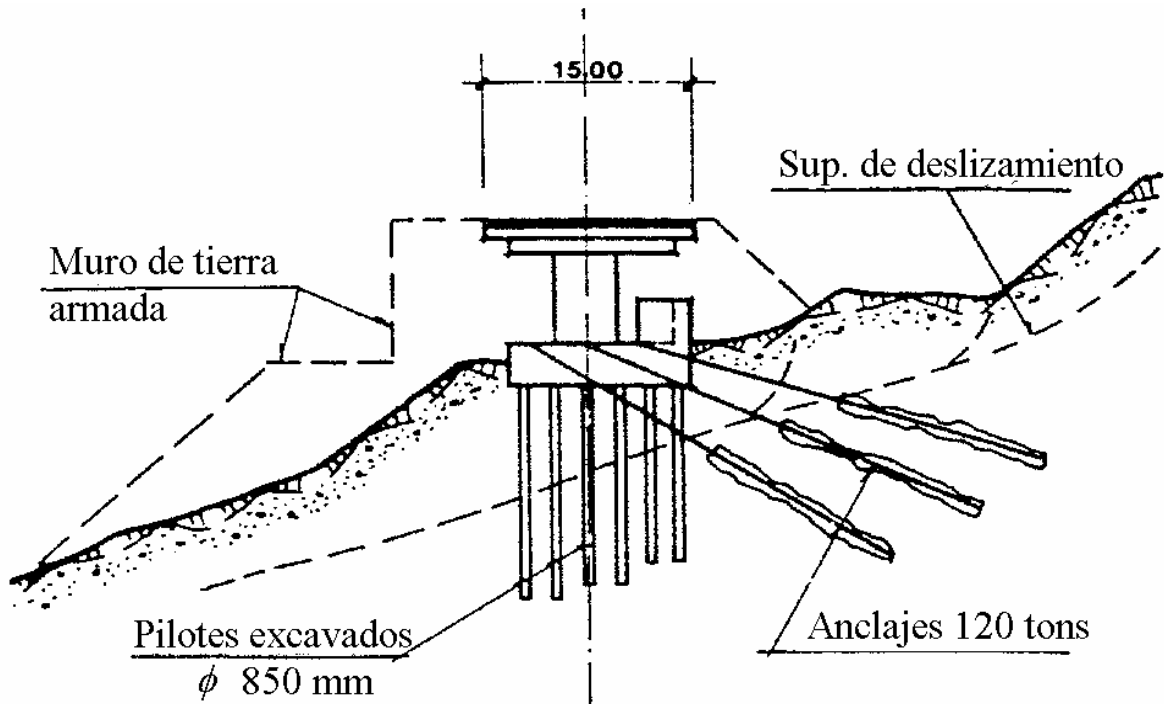


Fig. 129. Viaducto construido en el sitio de colapso de un muro de tierra armada (Llorca y Delgado, 1988).

donde colapsó un muro de tierra armada sobre un terraplén. En este caso fue necesario construir un viaducto de 120 m de longitud, fundado en pilas sujetadas en su extremo superior con anclajes de 120 toneladas de capacidad.

3.10 Otras ideas de estabilización

Finalmente, en la Figura 130a a 130d, se presentan diagramas adicionales de soluciones, solo con el objetivo de suministrar ideas de combinación de obras de estabilización que pueden ser aplicables a problemas de inestabilidad de laderas.

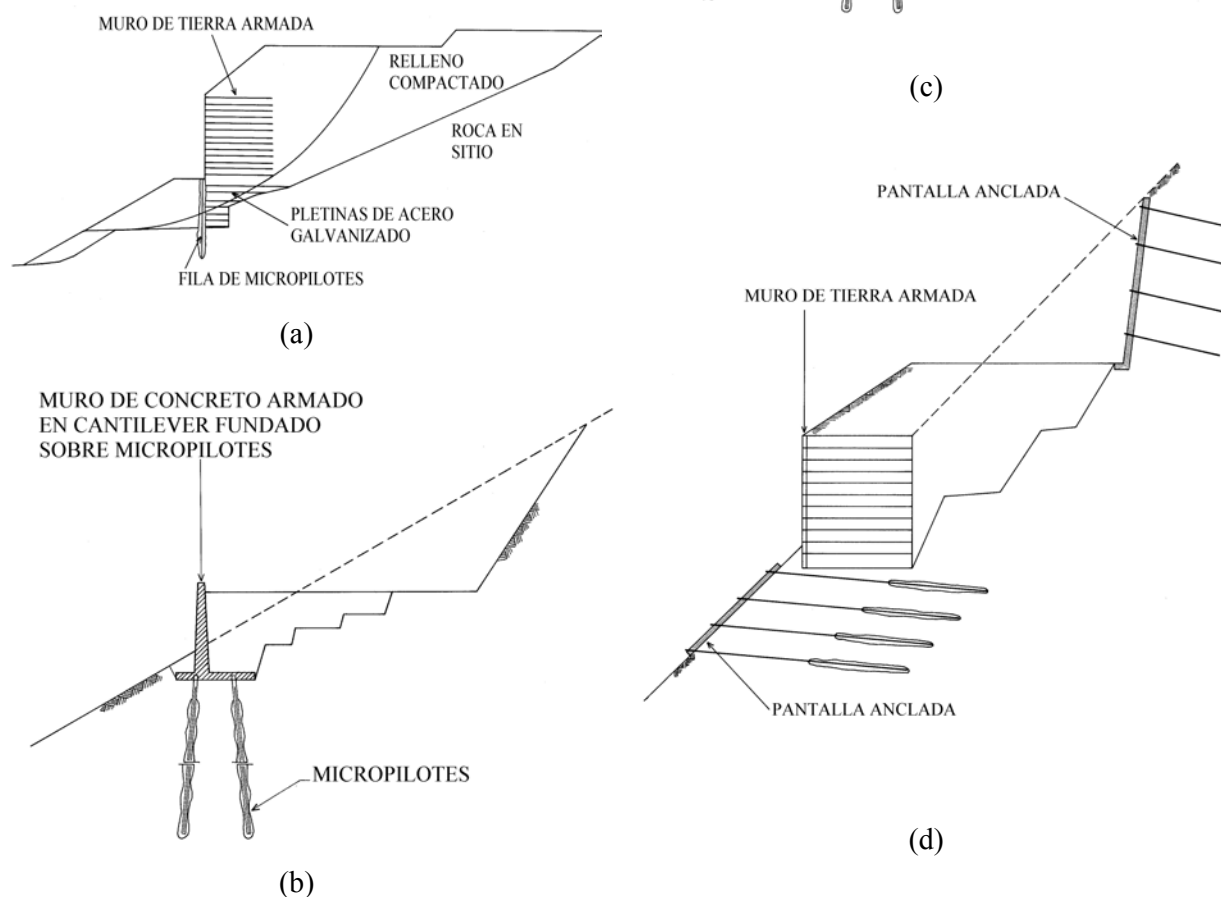


Fig. 130. (a) a (d) Diagramas indicativos de conceptos de obras de estabilización.

4. CONCLUSION FINAL

Se ha realizado una revisión y evaluación de los distintos métodos de diseño para estructuras de contención, y se han reportado resultados obtenidos en modelos de laboratorio, a escala real, y en casos históricos. Con base en lo expuesto, se puede concluir que no solo se deben concentrar esfuerzos en la determinación de los parámetros requeridos para los procedimientos de

cálculo, sino en el establecimiento de la secuencia constructiva de las obras diseñadas. En tal sentido, es necesario que el proyectista consultor elabore las especificaciones constructivas en forma detallada y precisa, a fin de evitar que prácticas constructivas inadecuadas desvirtúen el concepto general del proyecto. En lo posible, lo deseable sería la participación del proyectista en las labores de inspección y

supervisión de las obras durante la fase constructiva.

5. RECONOCIMIENTOS

El autor desea expresar su reconocimiento al Dr. Rodolfo Sancio por su apoyo y aporte de material bibliográfico, al Ing. Nelson Rodríguez por sus valiosas sugerencias y a la Ing. Josefina de Martínez por su invalorable colaboración en todas las fases del trabajo. Todos estos profesionales gentilmente leyeron la primera versión de este artículo y realizaron interesantes sugerencias para mejorarlo. Mención de agradecimiento a la empresa consultora Ingeotec, por su apoyo logístico y en particular a Jesús Avila quien elaboró parte de los dibujos. Ricardo Piñero y Daniel Salcedo H, colaboraron en la digitalización de figuras. El Ing. Ricardo Sánchez y José M. Martínez brindaron especial apoyo en la organización y diagramación del texto.

6. REFERENCIAS

- Aaboe, R. (1987). 13 years of experience with expanded polystyrene as lightweight fill material in road embankments. *Norwegian Road Research Laboratory*. Publication No. 61. Cited by Negussey (1997).
- Aboshi, H., Ichimoto, M., Enoki, M. and Hazaad, K. (1979) A method to improve characteristics of soft clays by inclusion of large diameter sand columns. *Int. Conference on Soil Reinforcement*. Paris. pp. 211-216.
- Abramson, L. Lee, T., Sharma, S. and Boyce, G. (1995). *Slope Stability and Stabilization Methods*. John Wiley and Sons. Inc. 629 p.
- Anagnostopoulos, C., Hada, M. and Fukuoka, M. (1992). Piles as landslides countermeasures - Model study. *Proc. 6th Int. Symposium on Landslides*. Christchurch. New Zealand. Bonnard ed. Vol. 1. pp. 643-648.
- Andrew, R. (1992). Selection of rockfall mitigation techniques based on Colorado rockfall simulation program. *Transportation Research Record* 1343. TRB. National Research Council. Washington D.C. pp. 20-22.
- Agostini, R., Cesario, L., Conte, A., Masetti, M., y Papetti, A. (1986). *Strutture flessibili in gabbioni nelle opere di sostegno delle terre*. Officine Maccaferri S.P.A. Italia. 126 p.
- Barret, R. and White, J. (1991). Rockfall prediction and control. *Proc. National Symposium on Highway and Railroad Slope Maintenance* Association of Engineering Geologists. Chicago. 2-3. pp. 23-40.
- Barros, W., De Lima, G., Vieira, J. and Lacerda, W. (1988). *Proc. 5th Int. Symposium on Landslides*. Laussane. Bonnard ed. Vol. 2. pp. 847-855.
- Beakert Gabions Manual. Terra Aqua Conservation. Division of Beakert Steel wire Corporation.
- Begemann H., and De Leeuw, E. (1972). Horizontal earth pressure on foundation piles as a result of nearby soil fills. *Proc. 5th. European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Madrid. Vol. 1. pp. 3-9.
- Bizzikim D., Pamini, R. and Hutter, K. (1988). Rockfall analysis-A mathematical model and its test with field data. *Proc. 5th Int. Symposium on Landslides*. Laussane. Bonnard ed. Vol. 1. pp. 555-563
- Bonaparte, R. and Berg, R. (1987). Long-term allowable design loads for geosynthetic soil reinforcement. *Proc. of the Geosynthetic 87 Conference*. Vol. 1. New Orleans. pp- 181-192.
- Bosscher, P., Turner, E. and Kuraoka, S. (1997). Design of highway embankments using tire chips. *Journal of Geotechnical and Environmental Engineering*. ASCE. Vol. 123. No. 4. April pp. 295-303.
- Bozzolo, D., Pamini, R., and Hutter, K. (1988). Rockfall analysis. A mathematical model and its test with field data. *Proc. 5th Int. Symposium on Landslides*. Vol. 1. pp. 555-560.
- Brandl, H (1985). Slope stabilization and support by creep walls and prestressed anchors. *Proc. 3rd. Int. Geotechnical Seminar, Soil improvements Methods*. Singapore. pp. 179-178.
- Brandl, H. (1985). Slope stabilization and support by crib walls and prestressed anchors. *Proc. of the 3rd. Int. Geotechnical Seminar, Soil Improvement Methods*. Singapore. pp. 179-198.
- Brandl, H. (1988). Stabilization of deep cuts in unstable slopes. *Proc. 5th Int.*

- Symposium on Landslides*. Lausanne. Vol. 2. pp. 867-872.
- Brescia, Di Marcello (1988). Moderne strutture di protezioni contro la caduta delle masse rocciose. *Estrato da le Estrade*. Milano, Italia.
- Brinch-Hansen, J. (1961). The ultimate resistance of piles against transversal forces. *Dan. Geotechn. Inst. Bull.* 12. Copenhagen.
- Bricout, D., Dupressoir, J. L. and Long, N. (1992). *Proc. 6th Int. Symposium on Landslides*. Christchurch, New Zealand. Bell ed. Vol. 1. pp. 671-675.
- Broms, B.B. (1964). Lateral resistance of piles in cohesive soils. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*. ASCE. V.90. SM2. pp.27-63.
- Broms, B. B. (1978). Design of fabric reinforced retaining structures. *Proc. Symposium on Earth Reinforcement*. ASCE. New York. Pp. 282-303.
- Carder, D., Murray, R. and Krawczyk, J. (1980). Earth pressures against an experimental retaining wall backfilled with silty clay. *Transport and Road Research Laboratory Report*. No. LR 946. England.
- Carpenter, J. R. (1987). Analysis of Tiedback Slopes and Walls Using STABL5 and PCSTAB5. *Transportation Research Board*. TRR 1153. Cited by Duncan et al (1988).
- Chen, L. and Poulos, H. (1997). Piles subjected to lateral soil movements. *Journal of Geotechnical and Environmental Engineering*. ASCE. Vol. 123. No. 9. September. pp.802-811.
- Coyle, H. M. and Bierschwale, M. W. (1983). Design of rigid shafts in clay for lateral loads. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division*. ASCE. 109. pp. 1147-1164.
- Dash, U. and Jovino (1980). Construction of a root pile wall at Monessen, Pennsylvania. *Transportation Research Record*. 749. pp. 13-21.
- Day, R. (1992). Discussion: Technique for using fine-grained soil in reinforced earth. *Journal of Geotechnical Engineering*. Vol. 118. No., 12. pp. 2008-2009.
- Day, R. (1995). Discussion: Field behavior of instrumented geodrid soil reinforced wall. *Journal of Geotechnical and Environmental Engineering*. ASCE. Vol. 121. No. 2. Feb. pp. 222.
- De Beer, E. and Wallays, M. (1970). Stabilization of a slope in schist by means of bored piles reinforced with steel beams. *Proc. 2nd. Int. Congress Rock Mechanics*. Vol. 3. pp. 361-369.
- De Beer, E. and Carpenter, R. (1977). Discussion. Methods to estimate lateral force acting on stabilizing piles. *Soils and Foundations*. Vol 17. 1. pp. 68-82.
- De Beer, E. (1977). The effects of horizontal loads on piles, due to surcharge or seismic effects. *Proc. 9th. Int. Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Tokyo. Specialty Session 10. Vol. 3. pp. 547-558.
- Duncan, J., and Seed, R. B. (1986). Compaction-induced earth pressures under k_0 -conditions. *Journal of Geotechnical Engineering*. ASCE. Vol. 112. No. 1. pp. 1-22.
- Duncan, J. M., Sehn, A. L. and Bosco, G. (1988). Stability of Reinforced Soil Walls, Anchored Walls, Reinforced slopes and Reinforced Embankments. Prepared for the U.S. Army Corps of Engineers. Waterways Experiment Station under Contract No. DACA39-87-C-0055.
- Duncan, J. M., Williams, G. W., Sehn, A. L. and Seed, R. B. (1991). Estimation earth pressures due to compaction. *Journal of Geotechnical Engineering*. ASCE. Vol. 117. No. 12. pp. 1833-1847.
- Duncan, J.M., Evans, L. T. and Ooi, P. S. K. (1994). Lateral load analysis of single piles and drilled shafts. *Journal of Geotechnical Engineering*. ASCE. Vol. 120. No. 6. pp. 1018-1033.
- Ellis, I. W. (1985). The use of reticulated Pali Radice structures to solve slope stability problems. *Failures in Earthworks*. Thomas Telford. London. pp. 432-435.
- Evans, L. (1982). Simplified analysis of laterally loaded piles. PhD. Thesis. University of California, Berkeley. 263 p.
- Fang, Y., Chen J. and Cheng-Yu, Ch. (1997). Earth pressures with sloping backfill. *Journal of Geotechnical and Environmental Engineering*. Vol. 123. No. 3. pp. 250-259.

- Fishman, K. L., Desai, C. S., and Sogge, R. I. (1993). Field behavior of instrumented geogrid soil reinforced wall. *Journal of Geotechnical Engineering*. ASCE. Vol. 119. August. pp. 1293-1307.
- Fookes, P. and Sweeney, M. (1977). Estabilización y control de los desprendimientos locales de rocas y la degradación de taludes rocosos. *Boletín Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo*. CEEO. No. 119. pp. 17-31. Also in *Quarterly Journal of Engineering Geology* (1976). Vol. 9. pp. 37-55.
- Foose, G., Benson, C. and Bosscher, J. (1996). Sand reinforced with shredded waste tires. *Journal of Geotechnical Engineering*. ASCE. Vol. 122. No. 9. Sept. pp. 760-767.
- Fotcht, J. and Koch, J. (1973). Rational analysis of the lateral performance of offshore pile groups. *Proc. 5th. Offshore Tech. Conference*. Dallas, Texas. pp. 701-708.
- Fourier, A. B. (1989). Laboratory evaluation of lateral swelling pressure. *Journal of Geotechnical Engineering*. Vol.115. No. 10. pp. 1481-1486
- Fukuoka, M. (1977). The effects of horizontal loads on piles due to landslides. *Proc. Specialty Session 10. 9th Int. Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering* Tokyo, Japan. pp. 27-42.
- Fukuoka, M., Akatsu, T., Katagari, S., Iseda, T., Shimazu, A., and Nakagaki, M. (1977). Earth pressure measurements on retaining walls. *Proc. of the 9th. Int. Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Case History Volume. pp. 237-296.
- Ghiassian, H., Gray, D. and Hryciw, R. (1997). Stabilization of coastal slopes by anchored geosynthetic systems. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. ASCE. June. Vol. 123. No. 6. pp. 736-743.
- Ginzburg, L. (1988). Stabilization of landslide slopes by pile structures. *Proc. 5th. Int. Symposium on Landslides*. Laussane. Bonnard ed. Vol. 2. pp. 915-919.
- Giroud, J. P. (1986). Analysis of stresses and elongations in geomembranes. *Proc. of the Int. Conference on Geomembranes*. Vol II. Denver, Colorado. June. p. 481-486.
- Goughnour, R., Sugn, J. and Ramsey, J. (1990). Slide correction by stone columns. *Deep Foundations Improvements: Design, Construction and Testing*. Esrig and Bachus, Eds. ASTM STP-1089.
- Gray, D. H. and Ohashi, H. (1983). Mechanics of fiber reinforcement in sand. ASCE. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*. Vol. 109. GT. pp. 335-353.
- Greco, V. (1997). Stability of retaining walls against overturning. *Journal of Geotechnical and Environmental Engineering*. Vol. 123. No. 8. pp. 778-780.
- Greenway, D. (1987). Vegetation and slope stability. *Slope Stability*. Anderson and Richards, eds. John Wiley and Sons. pp. 187-230.
- Greenway, D., Anderson, M., Brian-Boys, K. (1984). Influence of the vegetation on slope stability in Hong Kong. *Proc. 4th Int. Symposium on Landslides*. Toronto. Vol. 1. pp. 399-404.
- Greenway, D.R. (1987). *Vegetation and slope stability*. Slope Stability. Ed. Anderson and Richards. John Wiley and Sons Ltd.
- Gudehus, G. and Schwartz, W. (1985). Stabilization of creeping slopes by dowels. *Proc. of the 11th Int. Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. San Francisco. V.3. pp. 1697-1700.
- Guilloux, G. and Schlosser, F. (1982). Soil Nailing: practical applications. *Proc. of the Symposium on Recent Developments in Ground Improvement Techniques*. AIT. Bangkok. pp. 389-397.
- Hassiotis, S., Chameau, J. and Gunaratne, M. (1997). Design method for stabilization of slopes with piles. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. ASCE. Vol. 123. No. 4. April. pp. 314-323.
- Hausmann, M. (1992). Slope remediation. *Proc. Stability and Performance of Slopes and Embankments-II*. ASCE Geotechnical Special Publication No. 31. Berkeley, California. pp. 1274-1317.
- Hearn, G. (1991). CDOT Flex-post Rockfall Fence. Report CDOH-R-UCB-91-6. Colorado Department of Transportation..

- Denver. 105 p. Cited by Wyllie and Norrish (1996).
- Hovland, J. and Willoughby, D. (1982). Slide stabilization at the Geysers Power Plant. *Application of Walls to Landslide Control Problems. Proc. of two sessions sponsored by ASCE*. Las Vegas, Nevada. R. B. Reeves, ed. pp. 77-92.
- Hryciw, R. (1991). Anchor design for slope stabilization by surface loading. *Journal of Geotechnical Engineering*. ASCE. Vol. 117. No. 8. pp. 1260-1274.
- Huang, Tien-Kuen (1997). Mechanical behavior or interconnected concrete-block retaining wall. *Journal of Geotechnical and Geoenviromental Engineering*. March. Vol. 123. No. 3. pp. 197-211.
- Ingold, T. S. (1979). The effects of compaction on retaining walls. *Geotechnique*. 29. pp. 265-283.
- Ingold, T. S. (1979). An analytical study of geotextile reinforced embankments. *Proc. 2nd. Int. Conference of Geotextiles*, Las Vegas, Nevada, USA. Vol. 3. pp. 683-688.
- Ingold, T. (1982). *Reinforced Earth*. Thomas Telford Ltd. London. 141 p.
- Ito, T. and Matsui, T. (1975). Methods to estimate lateral force acting on stabilizing piles. *Soils and Foundations*. V.15. pp. 43-59.
- Ito, T. and Matsui, T. (1978). Closure to Discussion: Methods to estimate lateral force acting on stabilizing piles. *Soils and Foundations*. V. 18, 2, pp. 41-44.
- Ito, T., Matsui, T. and Hong, W. P. (1979). Design methods for the stability analysis of the slope with landing pier. *Soils and Foundations*. V.19. pp. 43-57.
- Ito, T. and Matsui, T., and Hong, W. P.(1981). Design method for stabilizing piles. *Soils and Foundations*. 21. pp. 21-37.
- Ito, T. and Matsui, T., and Hong, W. P.(1982). Extended design method for multi-row stabilizing piles against landslide. *Soils and Foundations*. 22. pp. 1-13.
- Jewell, R., and Woods, R. I. (1984). Simplified design charts for steep reinforced slopes. *Symposium on Reinforced Soils*. University of Mississippi.
- Juran, I., Baudrand, G., Farrag, K., and Elias, V. (1990). Design of soil nailed retaining structures. *Design and performance of earth retaining structures*. Lambe and Hansen, eds. ASCE. Geotechnical special publication 25. pp. 644-659.
- Juran, I., Baudrand, G., Farrag, K., and Elias, V. (1990). Kinematical limit analysis for design of soil-nailed structures. *Journal of Geotechnical Engineering*. ASCE. Vol. 116, No. 1. pp. 54-72.
- Koerner, R. M. (1985) Slope stabilization using anchored geotextiles and/or geogrids. *Proc. Special Geotechnical Engineering Conference for Roads and Bridges*. ASCE.
- Koerner, R. M. (1986). *Designing with Geosynthetics*. Prentice Hall. Englewood Cliffs, NJ. 424 p.
- Kranz, E. (1953). *Über die Verankerung von Spundwänden*. W. Erns & Sohn. Berlin.
- Lee, K., Adams, B., and Vagneron, J. (1973). Reinforced earth retaining walls. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division*. ASCE. pp. 745-764.
- Lee, K. L. (1978). Mechanism, Analysis and Design of Reinforced Earth. State of the Art Report. ASCE. *Symposium on Earth Reinforcement*. Pittsburgh.
- Lee, I. K., White, W. and Ingles, O.G. (1983). *Geotechnical Engineering*. Pitman.
- Leventhal, A. and Mostyn, G. (1987). Slope Stabilization techniques and their application. *Soil Slope Instability and Stabilisation*. Walker & Fells (eds). Balkema, Rotterdam. pp. 183-230.
- Leventhal, A. and Mostyn, G. (1987). Slope Stabilization techniques and their application. *Soil Slope Instability and Stabilisation*. Walker & Fells (eds). Balkema, Rotterdam. pp. 183-230.
- Littlejohn, S. (1990). Ground anchorage practice. *Design and performance of earth retaining structures*. Lambe and Hansen, eds. ASCE. Geotechnical special publication 25. pp. 692-733.
- Lizzi, F. (1977). Practical engineering in structurally complex formations. (The in situ reinforced earth). *Proc. Int. Symposium on the geotechnics of structurally complex formation*. Capri, Italia. pp. 327-333.

- Lizzi, F. (1978). Reticulated root piles to correct landslides. Preprint. ASCE Convention and Exposition, Chicago. pp. 1-25.
- Mazindrani, Z. and Ganjali, M. (1997). Lateral earth pressure problem of cohesive backfill with inclined surface. *Journal of Geotechnical and Environmental Engineering*. Vol. 123. No. 2. pp. 110-122.
- Maccaferri. (1995). Sistema Terramesh. *Una solución para el refuerzo de los terrenos*. Publicación de Maccaferri Gabioes do Brasil Ltda. 27 p.
- Maccaferri (1995). Revestimiento de pendientes con redes de alta resistencia. *Publicación de Maccaferri Gaviones*. Brasil. 19 p.
- McKittrick, D. (1978). Reinforced Earth: Application of theory and research practice. *Symposium on Soil Reinforcing and Stabilising Techniques*. New South Wales Institute of Technology and the University of New South Wales. Sidney, Australia.
- McGown, A., Kamal, A., and Murray, R. (1988). Controlled yielding of the lateral boundaries of soil retaining structures. *Geosynthetics for Soil Improvement*. Edited by R. D. Holtz. Geotechnical Publication No. 18. ASCE. pp.193-210.
- Metherlo, M. (1982). Slide control by drilled pier walls. Application of walls to landslides control problems. *Proc. of two sessions sponsored by ASCE*. Las Vegas, Nevada. Reeves ed. pp. 61-76.
- Michalowski, R. (1997). Stability of uniformly reinforced slopes. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. ASCE. June. Vol. 123. No. 6. pp. 546-556.
- Mitchell, J. and Villet, V. (1987). Reinforcement of earth slopes and embankments. NCHRPR 290. *Transportation Research Board*. Washington D.C.
- Mitchell, J. And Schlosser, F. (1979). General Report. *Int. Conference on Soil Reinforcement*. Reinforced Earth and other Techniques. Vol. III. Paris. France. pp. 25-62.
- Mitchell, J. and Cristopher, B. (1990). North American practice in reinforced soil systems. *Proc. Design and Performance of Earth Retaining Structures*. ASCE. Geotechnical Publication No. 25. Lambe and Hansen Eds. pp. 322-346.
- Mitchell, J. and Villet W. (1987). Reinforcement of earth slopes and embankments. *National Cooperative Highway Research Program*. Report 290. T.R.B. Washington D.C. 323 p.
- Mitchell, J. (1981). Soil Improvement methods and their application in Civil Engineering. *16th Henry Shaw Lecture in Civil engineering*. North Carolina University. pp. 1-131. Also in State of the Art Report. *10th Int. Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Stockholm. (1981).
- Morris, D., and Gokford, W. (1990). Cement stabilized soil retaining walls. *Proc. Design and Performance of Earth Retaining Structures*. ASCE. Geotechnical Publication No. 25. Lambe and Hansen Eds. pp. 307-321.
- Murray, R. T. (1980). In place roadway foundation stabilization. *Transportation Research Record*. No. 749. pp- 1-6.
- NAVFAC (1982). Soil Mechanics, Soil Dynamics, Foundations and Earth Structures, and Deep Stabilization and Special Geotechnical Construction. Design Manual DM-7.1, 7.2 and 7.3. Department of the Navy. USA.
- Nethero, M. F. (1982). Slide control by drilled pier walls. Application of Walls to Landslide Control Problems. *Proc. of two sessions sponsored by ASCE*. Las Vegas, Nevada. Reeves ed. ASCE. pp. 19-29.
- Negusse, D. and Jahanandish, M. (1993). A comparison engineering properties of EPS to soils. *Transportation Research Record* No. 1418. TRB. Washington D.C. pp. 43-50.
- Negusse, D. (1997) Properties and Applications of Geofoam. *Brochure prepared by the Foamed Polystyrene Alliance of the Society of the Plastic Industry, Inc.* pp. 1-20.
- Norma DIN 4125. (1972). Parte 1: Anclajes inyectados provisionales en suelos, dimensionamiento, ejecución y ensayos. *Boletín del Transporte de Mecánica del Suelo*. CEEO. Junio. España.
- Norma DIN 4125 (1978). Parte 2. Anclajes inyectados permanentes en suelos; dimensionamiento, ejecución y ensayos.

- Boletín del Transporte de Mecánica del Suelo*. No. 128. CEEO. España. pp. 39-50.
- O'Rourke, T. D. (1987). Lateral stability of compressible walls. *Geotechnique*. V37. 2, pp. 145-149.
- O'Rourke, T.D. and Jones, C. J. (1990). Overview of Earth Retention Systems: 1970-1990. Design and Performance of Earth Retaining Structures. *Proc. of a Conference. ASCE. Geotechnical Publication No. 25*. pp.22-51.
- O'Rourke, T. and Donnel, C. (1997). Field behavior of excavation stabilized by deep soil mixing. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. ASCE. Vol. 123. No. 6. June. pp. 516-524.
- Ortigao, A., Alves, L., Brandi, V., and Far, J. (1995). *Notas del I Curso Suramericano de Movimiento de Masas*. Barquisimeto. Venezuela.
- Ortigao, J. A. R. (1995). Geobars and geotubes. FRP composites in ground reinforcement. *Proc. Symposium on Geosynthetics. Geosintéticos 95*. Sao Paulo, Brasil.
- Ostermayer, H. (1982). *Verpreswsanker. Grundbau Taschenbuc*.
- Ostermayer, H. (1974). Construcción, comportamiento y utilización de anclajes inyectados en suelos. *Boletín SVMSIF*. No. 39. pp. 3-37.
- Ostermayer, H. (1977). Practice in the detail applications of anchorages. *A review of diaphragm walls*. Institution of Civil Engineers. London. Thomas Telford Ltd. pp. 55-61
- Ouriel, A., Ortuño, L. and Morales, F. (1988). Road embankment construction on unstable colluvial soil slopes. *Proc. 5th Int. Symposium on Landslides*. Lausanne. Vol. 2. pp. 1007-1010.
- Pais, M. (1985). Engineering manual for geotextile applications. *Report of the Geotechnical Engineering Project Center*. Virginia Polytechnic Institute. Blacksburg, Va. 185 p.
- Parkinson, J and Gilbert, C. (1989). Design and construction of slurry walls. *Proc. Seminar on Design, Construction and Performances of Deep Excavations in Urban Areas*. BSCE. Boston, Ma. 29 p.
- Pearlman, S. and Whitiam, J. (1992). Slope stabilization using in-situ earth reinforcement. *Proc. of a Specialty Conference on Stability Performance of Slopes and Embankments-II*. ASCE. Geotechnical Special Publication No. 31. Berkeley, California. pp. 1333-1348.
- Perri, G. (1987). La tecnología de Jet Grouting-CCP en la práctica ingenieril Venezolana. *Boletín de la SVMSIF*. No. 55. pp. 1-28.
- Pesti, A. (1995). Estabilización mecánica de taludes existentes. *Notas I Curso Suramericano de Movimiento de Masas*. Barquisimeto. Venezuela.
- Popescu, M., Dragomir, N. and Burilescu, T. (1988). Slope stability analysis and control in urban areas. *Proc. 5th Int. Symposium on Landslides*. Lausanne. Vol. 2. pp. 971-978.
- Poulos, H. G. (1971). Behavior of laterally loaded piles: II. Pile groups. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division*. ASCE. Vol. 97. No. 5. pp. 733-751.
- Poulos, H. G. (1973). Analysis of piles in soils undergoing lateral movement. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division*. ASCE. 99. pp. 391-406.
- Poulos, H. and Davis, E. (1980). *Pile Foundation Analysis and Design*. John Wiley & Sons. 162 p.
- Poulos; H. G. and Chen, L. T. (1997). Pile response due to excavation-induced lateral soil movement. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. ASCE. Vol. 123. No. 2. pp. 94-112
- Recommendations Clouterre (1991). Soil Nailing Recommendations for designing, constructing and inspecting, earth support systems using soil nailing. *French National Research. Project Clouterre*. English translation July 1993. U. S. Dept. of Transportation. FHA. 321 p.
- Reese, L. And Matlock, H. (1960). Numerical analysis of laterally loaded piles. *Proc. 2nd. Structural Division Conference on Electronic Computation*. ASCE. Pittsburg. Pp. 657.
- Rimoldi, P. and Ricciuti, A. (1995). The role of geogrid reinforced embankments in landslide stabilization. Theory and

- practice in Italy. *Proc. 6th Int. Symposium on Landslides*. Christchurch, New Zealand. Vol. 3. Bell ed. pp. 1797-1802.
- Ritchie, A. (1963). Evaluation of rockfall and its control. *H.R.B.* 17. pp. 13-28.
- Rodríguez Ortiz, J., Hernández del Pozo, J. y Castanedo, F. (1984). Slope stabilization in weathered schists and shales by excavation, piles and drainage. *Proc. 4th Int. Symposium on Landslides*. Toronto. pp. 173-178.
- Rodriguez, N. y Salcedo, D. (1997). Proyecto geotécnico para estabilización de ladera inferior. Km. 1+800. Autopista Caracas-La Guaira. Infome inédito.
- Rodríguez, N. y Cardola, E. (1997). Análisis y diseño estructural de la obra de estabilización propuesta para el talud ubicado en Parcela C-6. Urb. Colinas de Valle Arriba. Caracas. Informe profesional inédito.
- Rodríguez, N (1995). Técnicas de estabilización de taludes. I *Curso Suramericano de Movimientos de Masas*. Barquisimeto. Venezuela.
- Rowe, R. K. and Poulos, H. G. (1979). A method for predicting the effect of piles on slope behavior. University of Sidney, School of Civil Engineering, Research Report. R340.
- Sancio, R. (1996). Vegetación y estabilidad de laderas. *Tecnología y Construcción*. IDEC. UCV. Vol. 12. pp. 33-37.
- Saribas, A. and Erbatur, F. (1996). Optimization and sensitivity of retaining structures. *Journal of Geotechnical Engineering*. Vol. 122. No. 8. pp. 649-656.
- Schlosser, F. and Delage, P. (1987). Reinforced soil retaining structures. *The Application of Polymeric Reinforcement in Soil Retaining Structures*. Jarret and McGown ed. pp. 3-65.
- Schlosser, F. and Juran, I. (1978). Theoretical Analysis of Failure in Reinforced Earth Structures." ASCE. *Symposium on Earth Reinforcement*. Pittsburgh.
- Schneebeli, G. (1981). *Muros Pantalla*. Técnicas de realización y métodos de cálculo. Editores técnicos asociados. España. 221 p.
- Schuster, R. (1995). Recent advances in slope stabilization. *Proc. 6th Int. Symposium on Landslides*. Christchurch, New Zealand. Bell (ed). Balkema, Rotterdam. pp. 1715-1745.
- Shewbridge, S. and Sittar, N. (1996), Formation of shear zones in reinforced sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. ASCE. Nov. Vol. 122. No. 11. pp. 873-885.
- Simac, M (1990). Design Methodology for Miragrid Reinforced Soil Retaining Walls. pp. 1-69.
- Sridharan, A., Srinivasa, B., Bindumadhava, and Revanasiddappa, K. (1991). Technique for using fine-grained soil in reinforced earth. *Journal of Geotechnical Engineering*. ASCE. Vol. 117. No. 8. pp. 1174-1190.
- Steiner, R. (1975). Reinforced earth bridges highway sinkhole. *Civil Engineering*. ASCE. July. pp. 54-56.
- Stocker, M. and Riedinger, G. (1990). The bearing behaviour of nailed retaining structures. *Design and performance of earth retaining structures*. Lambe and Hansen, eds. ASCE. Geotechnical special publication 25. pp- 612-628.
- Suárez, Jaime (1992). *Manual de Ingeniería para el Control de Erosión*. Corporación de Defensa de la Meseta de Bucaramanga. Universidad Industrial de Santander. p. 318.
- Tensar Technical Note (1988). Slope Reinforcement with Tensar Geogrids. *Design and Construction Guidelines*. The Tensar Corporation. February. pp. 1-16.
- Terzaghi, K. (1936). A fundamental fallacy in earth pressure computations. *Journal Boston Society of Civil Engineers*. 23. pp. 228-232. Also in *Contributions to Soil Mechanics. 1925-1940*. Boston Society of Civil engineers. pp. 277-294.
- Terzaghi, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*. John Wiley and Sons. Inc. New York. pp. 35-41.
- Thorburn, S. and Smith, I. M. (1985). *Major gabion wall failure*. Failures in Earthworks. Thomas Telford. London. pp. 279-294.
- Tschebotarioff, G. P. (1973). *Foundations, Retaining and Earth Structures*. Mc. Graw Hill. Kogadusha. Ltd.
- Tuan, C. (1988). Study of the gully control by used-tire structures in northern Taiwan. *Proc. 5th Int. Symposium on Landslides*. Laussane. Bonnard ed. pp. 1001-1006.

- Turner, J. (1994). Soil stabilization using oil-shale solid waste. *Journal of Geotechnical Engineering*. ASCE. Vol. 120. No. 4. pp. 646-660.
- USS Steel Sheet Piling Design Manual (1970). pp. 1-132.
- Veder, C. (1981). *Landslides and their stabilization*. Springer-Verlag.
- Vidal, H. (1966). *La Terre Arme*. Annales de L'Institute Technique du Batiment et Travaux Publics. Vol. 19. pp. 223-224.
- Vidal, H. (1978). The Development and Future of Reinforced Earth. *Symposium on Earth Reinforcement*. ASCE. New York. pp. 1-61.
- Viggiani, C. (1981). Ultimate lateral load on piles used to stabilize landslides. *Proc. 10th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Vol. 3. pp. 555-560.
- Walker, B. and Mohen, F. (1987). Groundwater prediction and control, and negative pore water pressure effects. Soil slope stability and stabilization. *Proc. of an Extension Course on Soil Slope Instability and Stabilisation*. Sidney. Walker and Fells eds. pp.121-181.
- Walkinshaw, J. (1975). Reinforced Earth Construction. *Department of Transportation. Federal Highway Administration*. Report No. FHWA-DP-18. Region 15. Arlington, Va. pp. 1-38.
- Westergaard, H. M. (1938). A problem of elasticity suggested by a problem in soil mechanics; soft material reinforced by numerous strong horizontal sheets. *Harvard University Report*. Cambridge, Massachusetts. Cited by Schuster (1995).
- Weber, B. and Weber, E. (1970). Anclajes en tierra. *Boletín SVMSIF*. No. 34. pp. 13-31.
- Whitman, R. (1990). Seismic design of gravity retaining walls. *Design and Performance of Earth Retaining Structures*. ASCE. Geotechnical Publication No. 25. Lambe and Hansen Eds. pp. 692-733.
- Winter H., Schawrz, W. and Gudehus, G. (1983). Stabilization of clay slopes by piles. *Proc. of the 8th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. pp. 545-550.
- Winterkorn, H. and Fang, H. (1975). *Foundation Engineering Handbook*. Van Nostrand Reinhold Company.
- Witcher, L., Krauter, E. and Meiniger, W. (1988). Landslide stabilization using drainage wells, concrete dowels and anchored bore pile walls. *Proc. 5th Int. Symposium on Landslides*. Lausanne. Bonnard ed. Vol. 2. pp. 1023-1028.
- Wright, S. G. and Cuenca (1986). Stability Computation Procedures for Earth Slopes Containing Reinforcement. Center for Transportation Research, The University of Texas at Austin, Project 3-8-85-435. Cited by Duncan et al (1988).
- Wyllie, D. and Norrish, N. (1996). Stabilization of Rock Slopes. *Landslides. Investigation and Mitigation*. Special Report 247. Transportation Research Board. National Research Council. Turner and Schuster editors. pp. 475-504.
- Yamagami, T., Susuki, H., and Yamakawa, O. (1992). A simplified estimation of the stabilizing effect of piles in a landslide slope applying the Janbu Method. *Proc. 6th. Int. Symposium on Landslides*. Christchurch. New Zealand. Vol. 1. pp. 613-618.
- Yeh, S. and Gilmore, J. (1989). Application of EPS for slide correction. *Stability and Performance of Slopes and Embankments*. ASCE. Geotechnical Special Publication No. 31. pp. 1444-1456.
- Yin, K., Heung, L. and Greenway, D. (1988). Effect of root reinforcement on the stability of three fill slopes in Hong Kong. *Proc. 2nd. Int. Conference on Geomechanics in Tropical Soils*. Singapore. pp. 293-302.