

**SEGUNDO ENCUENTRO NACIONAL DE INGENIEROS
DE SUELOS Y ESTRUCTURAS**

SISTEMAS DE CONTENCIÓN CON SUELO EMPERNADO

Julio Moya IC, MSc, DIC
Ingeniería y Geotecnia Ltda. Ingenieros Consultores

1. INTRODUCCION

El suelo empernado es un sistema de contención usado en excavaciones y estabilidad de taludes. Consiste en reforzar el suelo en el sitio con intrusiones de barras o perfiles de acero hincados o prebarrenados e inyectados con lechada de cemento o mortero en toda su longitud. Uno de sus extremos se conecta a un recubrimiento estructural del talud formado generalmente por malla de refuerzo y concreto lanzado. El conjunto se comporta como una unidad homogénea y resistente que soporta el suelo no reforzado de una manera similar al de un muro de contención de gravedad. Sus principales componentes se muestran en la Figura 1.

2. CLASIFICACION DE SISTEMAS DE CONTENCIÓN

Resulta conveniente organizar los sistemas de contención de tierras en sistemas externamente estabilizados e internamente estabilizados, de acuerdo con los mecanismos básicos de soporte. La Tabla 1 presenta un resumen de los métodos de contención de uso corriente, organizados en estas dos categorías. Los sistemas externamente estabilizados utilizan un muro o elementos estructurales externos, contra los cuales se movilizan las fuerzas estabilizadoras. Los sistemas internamente estabilizados contienen refuerzos instalados en el suelo y que se extiende más allá de la masa potencial de falla. En los últimos 20 años todos los tipos de sistemas de contención han experimentado desarrollos importantes. Sin embargo, ha sido en el área de los sistemas internamente estabilizados que se han introducido nuevos conceptos.

Hay tres categorías principales de suelos reforzados en el sitio y que se emplean para estabilizar taludes y excavaciones. Estas son el suelo empernado, los micropilotes reticulares y los pilotes. En el caso del suelo empernado el refuerzo se instala horizontal o ligeramente inclinado y su función es la de mejorar la resistencia al corte del suelo, principalmente por su capacidad por tensión. (Figura 2a).

Los micropilotes se instalan verticales o ligeramente inclinados a varios ángulos (Figura 2b). Su función es similar a la del suelo empernado al proporcionar un bloque estable de suelo reforzado que

soporta el suelo no reforzado, actuando como una estructura de contención de gravedad. En este caso, el suelo se mantiene en su sitio por la multiplicidad de elementos de refuerzo sometidos a flexión y corte. Los pilotes reducen el movimiento del suelo sobre superficies de falla bien definidas.

Aunque existen diferencias fundamentales en la acción mecánica de estas tres técnicas de refuerzo en el sitio, hay circunstancias donde más de una puede ser aplicada. Cuando se desea realizar una excavación con un talud muy pendiente en un suelo relativamente homogéneo, el suelo empernado resulta más eficiente que los micropilotes y su costo es menor. Cuando se desea mejorar la estabilidad de un talud sin modificar su geometría con una excavación, tanto el suelo empernado como los micropilotes pueden resultar adecuados. Sin embargo, si los equipos de hínca o perforación no pueden colocarse en el talud, la solución con micropilotes sería la mejor. Si no hay problemas de acceso, la decisión se debe basar en consideraciones económicas. En taludes combinados con una zona poco pendiente y una superficie de falla bien definida, los pilotes de gran diámetro resultan bastante efectivos.

Aunque el suelo empernado tiene una similitud geométrica con la técnica más antigua de suelo reforzado, existen diferencias fundamentales entre los dos métodos.

Las principales similitudes son:

- El refuerzo se coloca en el suelo totalmente destensionado. Las fuerzas de tensión se movilizan al deformarse el suelo.
- Las fuerzas en los refuerzos son soportadas por la resistencia friccional o de adhesión entre el suelo y el elemento de refuerzo. La zona reforzada es estable y resiste el empuje del suelo no reforzado que soporta, como una estructura de contención de gravedad.
- El recubrimiento aunque diferente en los dos métodos, no juega un papel importante en la estabilidad estructural total.

Las principales diferencias son:

- La secuencia de la construcción es completamente opuesta, aunque al final de la construcción las dos estructuras pueden parecer similares como se muestra en la Figura 3. Esto tiene importancia en la distribución de fuerzas que se desarrollan en el refuerzo, particularmente durante el período de construcción.

- El suelo empernado es un refuerzo del suelo en el sitio y por lo tanto, debe aceptar las propiedades que tiene el suelo en su estado natural. El suelo reforzado o tierra armada permite seleccionar el material y controlar sus propiedades con una técnica adecuada de compactación.
- En el suelo empernado se utiliza con frecuencia la técnica de inyección para adherir el refuerzo al suelo circundante (Figura 4). En el suelo reforzado o tierra armada, la fricción se genera directamente en la interfase suelo-refuerzo y en algunos casos puede desarrollarse una resistencia pasiva (ver Figura 5).

Varios factores han contribuido a la creciente popularidad del suelo empernado como una técnica de construcción, entre los cuales están:

- Ventaja económica. Se dan cifras de reducción de costos entre 10 y 30% comparados con muros pantalla anclados.
- Equipo de construcción pequeño, de fácil desplazamiento y relativamente silencioso.
- Flexibilidad de construcción - El suelo empernado puede actuar rápidamente y la excavación puede ser conformada fácilmente.
- Comportamiento - Las mediciones en el terreno indican que los movimientos totales requeridos para movilizar las fuerzas del refuerzo son pequeñas. Estos corresponden generalmente a movimientos esperados en sistemas muy bien apuntalados. La deformación horizontal del muro puede alcanzar el orden de 0.2 a 0.4% de la altura del muro y son usualmente mayores que en las estructuras ancladas.

Naturalmente, la técnica tiene también limitaciones prácticas en su aplicación, principalmente:

- La construcción de suelo empernado requiere la formación previa de cortes generalmente de 1 a 2 m de altura. Estos cortes deben permanecer estables en condiciones no soportadas, por unas pocas horas antes de la colocación del recubrimiento y refuerzo. El suelo debe por lo tanto, tener algún grado natural de cohesión o cementación.
- La superficie de excavación debe estar bien drenada, de otra manera la colocación del concreto proyectado se dificulta.
- Las excavaciones en arcillas blandas no son apropiadas para ser estabilizadas con el suelo empernado. La baja resistencia friccional de una arcilla blanda requeriría una alta densidad de refuerzo de

considerable longitud para asegurar un adecuado nivel de estabilidad.

3. REVISION DE CASOS HISTORICOS

El constructor francés Bouygues, después de experimentar el nuevo método Austriaco para soporte de las paredes de los túneles en Francia, consideró que una técnica similar podría aplicarse al soporte temporal de rocas blandas y taludes en suelos. En 1972 en consorcio con SOLETANCHE realizaron un corte de un talud de 70° en arenas cementadas para la ampliación del ferrocarril cerca de Versailles. El área total del talud de corte fue de 12000 m² y se utilizaron cerca de 25000 barras de acero de hasta 6.0 m de longitud, inyectadas en el interior de perforaciones. Esta es la primera aplicación registrada del suelo empernado. Después de esta experiencia el método ha sido usado con éxito, principalmente en Francia, Alemania y Estados Unidos en aplicaciones temporales y permanentes, en construcciones nuevas y como medidas correctivas de construcciones con problemas, en áreas rurales y urbanas.

Los siguientes casos han sido seleccionados sobre las bases de su importancia geométrica.

3.1. Muro de contención construido en 1972 para los ferrocarriles de Francia en la línea Versailles- Chantiers.

Se necesitó cortar el talud existente en una distancia de 965 m, la altura de corte llegó a ser de unos 22.0 m y el ángulo de inclinación 70° (Figura 6). El suelo estaba formado por arena cementada con un 80% de partículas entre 0.1 a 0.4 mm en diámetro, un ángulo de fricción de 33° a 40° y una cohesión de 2 t/m², causada por agua capilar y débil cementación. Los cortes fueron generalmente de 1.4 m de altura y 100 m de longitud y donde se encontraron bolsas de arcillas fueron reducidos a 0.70 m de altura. En la cara del talud se colocó una malla de acero de 50 mm x 50 mm antes de realizar perforaciones de 100 mm, espaciadas 0.70 m en ambas direcciones. Las perforaciones fueron perpendiculares a la cara del talud, formando por lo tanto, un ángulo de 20° con la horizontal. En cada perforación se colocaron dos barras de 10 mm, inyectadas con lechada de agua-cemento. Posteriormente, se colocó el recubrimiento con concreto lanzado de 50 a 80 mm de espesor para protección contra deterioro y de unión de los diferentes elementos del sistema.

Durante los trabajos se realizaron ensayos de extracción sobre pernos de 4 m de longitud. La resistencia aumentó gradualmente con el tiempo posterior a la inyección, desde 1.5 ton a las 12 horas hasta unas 9.0 ton a los 11 días.

Se instalaron 18100 pernos de 4 m en los 12 m superiores y 7100 pernos de 6 m en la parte inferior, cubriéndose un área total de 12600 m². La excavación tomó 250 días y se removieron 80000 m³ de suelo. Finalmente, se construyó el muro de concreto reforzado de 0.6 a 1.60 m de espesor como soporte a largo plazo.

3.2. Excavación de un Parqueadero Subterráneo en París (1978).

Después del éxito del sistema de suelo empernado en Versailles - Chantier el constructor Bouygues realizó en 1974 una excavación de unos 12.0 m de profundidad y 1000 m² de área perimetral en la Estación del Metro Los Inválidos en París. En esta obra se utilizó por primera vez el sistema de suelo empernado con intrusiones de tubos hincados de 40 mm de diámetro. Bouygues aplicó los principios de esta técnica en la estabilización de una excavación de 12000 m² de área lateral y 11.0 m de profundidad para un parqueadero subterráneo en París. (Figura 7). Este contrato fue ejecutado en 1978 y fue pionero en varios aspectos:

- El primer sistema combinado de un muro Berlín en la parte superior, sobre un suelo empernado. Esta solución se adoptó por la presencia de estructuras enterradas en los primeros metros y las condiciones desfavorables del terreno.
- Primera aplicación de refuerzos de acero con perfiles de sección angular de 50 x 50 x 5 mm, hincados directamente dentro del suelo.
- Primera aplicación del suelo empernado en una zona urbana con edificios de altura y vías importantes.

Esta solución combinada se ha utilizado desde entonces, en otros sitios.

3.3. Excavación para la fundación de la ampliación del Hospital El Buen Samaritano en Portland, Oregon (U.S.A.) 1976.

Este contrato fue ejecutado en el verano de 1976 y es la primera aplicación del suelo empernado en USA. Se trata de la estabilización de tres de los lados de la excavación para la fundación del edificio (Figura 8). El área del muro empernado es de 2140 m² y la profundidad máxima de 12.70 m. El muro más largo fue de 76.3 m de profundidad. El subsuelo es una arena fina limosa media a densa de origen lacustre con

un ángulo de fricción de 36° y la cementación proporciona una cohesión de 2.0 t/m^2 . El agua subterránea está más profunda que el fondo de excavación.

La excavación se realizó en cortes de 1.5 m a un promedio de 100 m^2 por día. Se colocó una malla a 50 mm de la cara del corte y luego concreto lanzado con aditivo para una pega rápida y curado en 24 horas. Se prebarrenaron 683 huecos de 7 a 8.50 m de longitud y 15° de inclinación y se insertaron barras centradas de 25 a 38 mm de diámetro e inyectadas hasta 0.30 m antes de la cara de corte, antes de colocar cuatro filas de barras de 12.7 m para formar parrillas a cada nivel de pernos. Después de tensionar las barras al 50% a 80% de su carga de diseño utilizando un plato de 150 mm de largo, se colocó una capa adicional de 50 mm de concreto lanzado. Para los cortes inferiores, la excavación se realizó en forma manual o con retroexcavadora y se limitó a tramos de 6 a 12 m, con intervalos de 6 m excavados y tratados posteriormente.

El trabajo se llevó a cabo en un 50 a 70% del periodo requerido para un soporte convencional y al 85% del costo. Debido al ahorro en tiempo y la facilidad para fundir el muro definitivo, la economía final fue del orden del 30%.

Puesto que el sistema fue nuevo y desconocido para los ingenieros y constructores locales, se instaló una instrumentación por el grupo de investigadores de la Universidad de California en Davis. Un inclinómetro instalado en la mitad de la longitud del muro más largo y a 3.0 m detrás de su cara, dio los resultados mostrados en la Figura 9. El movimiento lateral máximo fue de 33 mm o sea 0.3% de la profundidad de excavación. Además, un levantamiento de grietas en las vecindades mostró grietas de tensión de unos 8 mm de ancho a 7.6 m detrás de la cara. Sin embargo, el edificio permaneció ocupado y funcionando normalmente durante todo el periodo de construcción.

3.4. Fundación Profunda para el Centro Principal de Industrias PPG, Pittsburgh, USA (1982).

El edificio está localizado en el centro de la ciudad. Aproximadamente las dos terceras partes del sitio requirieron excavaciones de 12 a 13 m para facilidades de parqueo. El resto del sitio tiene sótanos de 3.6 a 5.0 m de profundidad. El método tradicional de hincar perfiles H con vigas de madera, soportados por anclajes fue utilizado en la mayor parte del sitio, alrededor de 6000 m^2 . Sin embargo, en tres áreas separadas, la proximidad de edificios antiguos cimentados superficialmente donde el nivel de excavación tenía que llegar de 3.30 a 10.0 m bajo sus fundaciones causó preocupación y decidieron no utilizar el sistema convencional, puesto que los perfiles H y vigas de madera podrían interferir con las nuevas columnas y muros y en algunos casos podrían

quedar en el interior de las áreas de parqueo. Se consideró también una submuración convencional pero fue rechazada por tiempo y costos. Se seleccionó una solución con suelo empernado modelado en estudios en la Universidad de California en Davis.

La estabilidad local para la fase de las excavaciones de suelo empernado fue mejorada perforando huecos verticales revestidos de 127 mm de diámetro, separados a 250 a 300 mm entre centros a lo largo de la línea de las fundaciones. Estos huecos se inclinaron alrededor de 8° de la vertical para evitar interferencia con la nueva estructura y fueron llevados hasta 1.20 m bajo el nivel final de excavación e inyectados a presión después de insertar una barra de refuerzo de acero. La excavación en cortes de 1.0 m mostró que la penetración de la inyección fue suficiente para prevenir la degradación de la cara del corte. La instalación de las pernos procedió en la forma estándar (Figura 10).

Por las condiciones particularmente desfavorables de la fundación de uno de los edificios se necesitó una protección adicional por medio de micropilotes verticales de 45 ton instalados para soportar alrededor de la mitad de la carga total vertical de la fundación directa, antes de proceder con la excavación (Figura 11).

4. METODOS DE ANALISIS Y CRITERIOS DE DISEÑO

La estabilidad de una estructura de contención de suelo empernado debe verificarse contra acciones internas y externas. Con relación a la estabilidad interna, los elementos de refuerzo o pernos deben instalarse en número suficiente para asegurar una interacción efectiva con el suelo en la zona reforzada. Los elementos de refuerzo deben tener también una longitud y capacidad suficiente para garantizar una zona reforzada estable. En particular:

- Cada refuerzo individual debe ser capaz de mantener en equilibrio el suelo inmediatamente vecino. Este aspecto de la estabilidad local determina el espaciamiento del refuerzo.
- Se debe considerar la estabilidad contra un deslizamiento general de la zona reforzada para garantizar que no se presente una falla por adherencia insuficiente o rotura de los elementos de refuerzo o pernos. Este criterio determina la longitud del refuerzo.

Con relación a las acciones externas:

- La zona reforzada debe poder resistir el empuje de suelos de las zonas vecinas no reforzadas sin que se presente deslizamiento.

se introduce para considerar los errores inherentes al método. Para el mecanismo de falla por cuña (mecanismo más simple) la estructura será segura si se cumplen las siguientes desigualdades.

$$F_{s3} * T \leq T_{mx}$$

$$T_n = \min (R_n / F_{mn}, \pi D L a q_s / F_{mq})$$

$$T = (W F_0 + Q F) \sin \alpha - T_n \cos \theta$$

$$T_{mx} = [(W F_0 + Q F) \cos \alpha + T_n \sin \theta] \tan \phi / F_m + c' (H / \sin \theta) / F_m$$

Los factores parciales se escogen teniendo en cuenta las incertidumbres y también para dar resultados, de acuerdo con la experiencia. Un ejemplo se presenta en la Tabla 2.

Comparaciones entre el método usual de factor de seguridad global de 1.5 y el método de factores de seguridad parciales usando coeficientes de la Tabla indican que el nuevo enfoque es conservador para suelos con alta cohesión ($\phi = 20^\circ$, $c' = 2.0 \text{ t/m}^2 \text{ Pa}$) alrededor del 10% y no conservador para suelos puramente friccionales ($\phi = 30^\circ$, $c' = 0$) alrededor de -10%.

El factor más importante en el diseño del suelo enclavado es q_s , o resistencia friccional en la interfase suelo-perno. Se ha observado que q_s es independiente de la profundidad para un suelo dado y tipo de perno.

Los métodos de equilibrio límite fueron desarrollados por Stoker en 1979 suponiendo superficies de falla planas, simples o compuestas. En la Figura 14 se muestra el procedimiento más simple. El factor de seguridad más bajo corresponde a un plano de falla con una inclinación $\theta = 47^\circ$ y resulta de 1.75 para un nivel de excavación intermedio y de 2.15 para la excavación final. Este procedimiento es bastante simplista y no tiene en cuenta los resultados de observaciones sobre modelos y a escala natural que indican que la superficie de falla es mas compleja, aún en suelos que pueden considerarse homogéneos. Para fines de comparación, se realizó un nuevo análisis de estabilidad considerando una falla plana compuesta como se muestra en la Figura 15. Los factores de seguridad mínimos resultaron ligeramente inferiores, 1.65 para la excavación intermedia y 2.09 para la excavación final. El plano de falla crítico a través de los pernos tiene una inclinación $\theta = 45^\circ$.

Una solución más general, integrando los dos mecanismos fundamentales de interacción de suelo refuerzo fue desarrollado por Schlosser en 1983. Esta solución considera la resistencia por tensión y por corte de las intrusiones o pernos y además, el efecto de la rigidez por flexión. El

procedimiento de análisis de estabilidad se basa en el método de las tajadas de Bishop modificado y Fellenius y evalúan los factores de seguridad con respecto a:

1. Resistencia al corte del suelo.
2. Resistencia a la extracción del refuerzo.
3. La resistencia pasiva del suelo contra la deflexión del perno a ambos lados de la superficie de falla.

Los métodos de equilibrio límite convencionales proporcionan solamente un factor de seguridad global con respecto a las características de resistencia al corte del suelo y a la capacidad a la extracción de los pernos. Estos métodos no permiten un estimativo de la máxima tensión y fuerzas de corte generadas en los pernos y por lo tanto, no pueden ser usados para evaluar la estabilidad local de la masa de suelo reforzado en cada nivel de refuerzo. En estructuras de contención con suelo empernado la estabilidad local al nivel de un perno puede ser significativamente más crítica que la estabilidad global con respecto a un deslizamiento general de la estructura o sus vecindades.

El método cinemático de análisis límite propuesto por Juran en 1990, permite la evaluación del efecto de los principales parámetros de diseño (geometría de la estructura, inclinación, espaciamiento y rigidez a la flexión de los pernos) sobre la tensión y las fuerzas de corte generadas en los pernos durante la construcción. El método está basado en análisis de equilibrio límite y las principales suposiciones se muestran en la Figura 16. Este método ha sido evaluado por resultados experimentales de modelos a escala reducida y escala natural.

De acuerdo con la información publicada de casos históricos en Francia y otros países sobre el sistema de suelo empernado en suelos granulares y en arcillas sobreconsolidadas, se han establecido cuatro parámetros o relaciones como punto de comparación de las diferentes experiencias de uso de anclajes perforados y rellenos con lechada de cemento y el uso de anclajes hincados. Los parámetros se muestran en la Tabla 3 y se consideran útiles para prediseño.

Aunque el recubrimiento no juega un papel importante en la estabilidad general, tiene una función importante en la estabilidad local y el confinamiento del suelo entre los pernos. El papel de este confinamiento depende en alto grado de la separación entre pernos. Por una parte, si el espaciamiento fuera infinito, el recubrimiento actuaría como un muro de contención convencional. Si el espaciamiento fuera nulo (número de pernos infinito) el recubrimiento no jugaría ningún papel. El recubrimiento está en equilibrio al balancear las presiones de tierra y las fuerzas aplicadas. Es usual considerar solamente una tensión T_0 en

los pernos en el contacto con el recubrimiento y una distribución uniforme de la presión de tierras actuando sobre el recubrimiento para fines de diseño. El cálculo directo de T_o no es fácil, pero la relación T_o/T_{max} , donde T_{max} es la máxima tensión en el perno en servicio, está bien documentada por experimentos. Se dan las siguientes recomendaciones:

$$\begin{array}{ll} T_o / T_{max} = 0.5 + (S - 0.5) / 5 & \text{Para } 1.0 \text{ m} \leq S \leq 3 \text{ m} \\ T_o / T_{max} = 0.6 & \text{Para } S \leq 1.0 \text{ m} \\ T_o / T_{max} = 1.0 & \text{Para } S \geq 3.0 \text{ m} \end{array}$$

Siendo:

S = Max (S_v , S_h) en metros
 S_v = Separación vertical
 S_h = Separación horizontal

Una vez que se calcula T_o/T_{max} , T_{max} debe ser determinado. Un enfoque conservador es utilizar T_{Lim} , máxima tensión en los pernos sobre la superficie de falla más crítica, puesto que éste es un límite superior de T_{max} .

5. EXCAVACION Y CONSTRUCCION

La máxima profundidad de corte está gobernada por las características geométricas del proyecto y está limitada a las condiciones de deformación admisibles. En suelos arenosos rara vez se registran cortes de más de 2 m o menores de 50 cm y en arcillas sobreconsolidadas se han realizado cortes mayores.

La longitud de un corte simple está gobernada por el área expuesta que puede ser estabilizada en un día de trabajo. Si se requiere minimizar la deformación, los anclajes se pueden instalar mediante la ejecución de cortes primarios (bermas), antes de acometer la excavación final.

La cara expuesta de la excavación se debe proteger desde su ejecución mediante una malla de refuerzo y concreto lanzado antes de instalar el anclaje, esto es para prevenir el alivio y desboronamiento del terreno. El espesor final de recubrimiento es del orden de 50 a 150 mm para sistemas temporales y de 150 a 250 mm para sistemas permanentes de contención. Se puede utilizar concreto lanzado húmedo o seco, dependiendo de la magnitud del proyecto y la disponibilidad de equipo y material.

Para el control del agua del subsuelo y aguas lluvias infiltradas, se deben diseñar sistemas de drenaje superficiales y profundos.

Los métodos para la instalación de pernos son muy variados y dependen fundamentalmente de las condiciones del terreno. Estos pueden ser hincados o prebarrenados e inyectados con lechada de cemento. La mayoría de los pernos son de acero y por lo tanto, el problema de corrosión es importante si se desea una vida útil superior a 18 meses. Una protección contra corrosión consiste en aumentar las dimensiones de la sección transversal. El espesor adicional depende del tipo de suelo, su resistividad, humedad y otros parámetros y sólo resulta efectivo si la corrosión es uniforme.

6. EXPERIENCIAS LOCALES

6.1. Edificio Bavaria

El proyecto arquitectónico contempla la construcción de un edificio de cinco pisos con dos sótanos, en un lote localizado en la Calle 94 entre carreras 7a. y 8a. al noreste de Bogotá. Tiene una pendiente general aproximada del 3% hacia el occidente y por su esquina sureste pasa la Quebrada del Chicó que baja de los cerros al oriente del lote (Figura 17).

Para la construcción de los sótanos se debieron realizar excavaciones entre 4 y 13 m de profundidad. Estas excavaciones se hicieron con taludes de pendiente 1:1 a 2:1 hasta casi el nivel del semisótano y con taludes verticales soportados con muros anclados y empernados, de este nivel en adelante. El proceso de excavación fue por etapas, de acuerdo con las condiciones para la construcción de los muros y en escalones, con el fin de alcanzar el nivel de cimentación en la parte central del lote y adelantar la construcción de la estructura, mientras se completaba la construcción de los muros perimetrales.

Superficialmente se encuentra un depósito de limo oscuro, orgánico, localmente con gravas y bloques, denso, con espesor de unos 3.0 m, el cual sobreyace un gran depósito de gravas arenosas y grandes bloques, formada por el cono de deyección de la Quebrada El Chicó.

Se realizó el ensayo de penetración estándar en algunos estratos arenosos, aunque por la gran cantidad de gravas y bloques del depósito, dicho ensayo casi siempre presentó rechazo en longitudes menores de 15 cm. Los valores registrados para la matriz arenosa están entre 15 y 40 golpes/pie. En los tramos de sondeo realizados con broca, se obtuvieron recobros entre 25 y 55% hasta la profundidad de excavación proyectada. Estos valores son indicativos del porcentaje de grava y bloques del depósito.

Para evaluar el efecto de las gravas sobre la resistencia, se efectuaron seis ensayos triaxiales con un equipo de presión de cámara por vacío

para muestras de 25 cm de diámetro por 50 cm de altura. Se realizaron pruebas sobre dos muestras de diferentes profundidades variando la presión de confinamiento, el estado de compactación y la humedad del material. Los resultados de estas pruebas indican que para las condiciones del material en el terreno, la envolvente de resistencia es curva con ángulos de fricción interna entre 48° y 38°, disminuyendo con el aumento en el nivel de esfuerzos.

Se construyó una primera fila de anclajes postensados que tenían 12 m de longitud total, colocados a inclinaciones de 15°, ó 25°, dependiendo de las zonas. La longitud del bulbo de anclaje fué de 3.5 a 4.0 m y su carga de trabajo de 16 ton. Se construyeron con una varilla de 2.5 cm de diámetro, de acero con $f_y = 4200 \text{ k/cm}^2$ (60.000 psi), roscada en su extremo libre para fijar el tensionamiento por medio de tuercas. Se emplearon presiones de inyección en el rango entre 5 y 10 k/cm^2 , utilizando una lechada con proporción agua cemento de 1 a 1. La separación horizontal entre anclajes postensados se estableció entre 1.5 y 2.0 m en las diferentes zonas.

Los anclajes postensados se tensionaron al momento de la instalación con una carga superior en un 20% a la de diseño (o sea de 19.2 ton para los anclajes de 16 ton de carga de trabajo).

La alternativa adoptada finalmente consta de una primera fila de anclajes postensados de 16 ton de capacidad en todo el perímetro de la excavación, seguida por otras filas de anclajes pasivos o pernos colocados con separación vertical de 1.5 m aproximadamente, hasta alcanzar el fondo de la excavación en las diferentes zonas. En la Figura 19 se presentan los principales parámetros y los criterios de diseño utilizados para este tipo de anclajes. Los pernos se construyeron con varillas de 6 y 7 m de longitud y una pulgada de diámetro, colocadas en perforaciones horizontales de 3 pulgadas de diámetro que se inyectaron con lechada de cemento, con proporción agua:cemento de 1:1 en peso. Las filas de anclajes se colocaron en general al nivel de las placas de los sótanos y a la mitad de la luz libre entre ellas. La separación horizontal varió entre 1.50 y 2.50 m dependiendo de las zonas (Figura 18).

El bulbo de estos anclajes tienen 3.0 m de longitud y con las mismas especificaciones del bulbo para los anclajes postensados. El extremo libre se aseguró contra el muro por medio de una tuerca apoyada sobre una platina de acero.

Con el propósito de controlar el comportamiento del sistema de contención se diseñó un programa básico de instrumentación que incluyó un control de nivelación topográfica de puntos en la cresta del muro y control de deformaciones con clinómetro y plomada.

El control de deformaciones realizado durante toda la etapa de excavación y construcción del muro, indicó asentamientos y desplazamientos de la cresta del muro entre 0.2 y 1.5 cm en las diferentes zonas, que no tuvieron ninguna incidencia sobre el funcionamiento del sistema.

6.2. Edificio "Torino"

Es un Edificio de Apartamentos localizado al norte de la ciudad de Bogotá, de siete (7) pisos y dos sótanos que cubren la mayor parte del área del lote. La cimentación es una placa aligerada que soporta las columnas de la torre y que transmite al suelo de fundación una presión de contacto del orden de 13 ton/m². El lote limita con edificios de tres a ocho niveles y con la calle 76 (ver Figura 20).

Geológicamente, el subsuelo del lote consiste en Depósitos coluviales conformado por bloques y gravas angulares y competentes en una matriz arcillo-arenosa firme, provenientes de las partes altas de los cerros aledaños y conformando una topografía irregular e inclinada. Superficialmente, en el lote se encontraron materiales de relleno y escombros de una antigua cimentación, suelos orgánicos y capa vegetal hasta de 2.0 m de espesor. Durante la exploración se registraron niveles freáticos locales entre 18 y 21 m, producto del almacenamiento de agua en estratos cohesivos profundos.

La excavación para los sótanos se realizó por etapas por el sistema de suelo empernado hasta una profundidad máxima de 9 metros. En los sectores de mayor profundidad, la excavación se acometió por trincheras alternadas y la construcción de los tramos de muro correspondiente.

En los primeros 6 a 8 m de profundidad, se encontraron arenas predominantes sobre los bloques angulares, que se refleja en los resultados del ensayo de penetración estándar al registrarse resistencias inferiores a 40 golpes/pie. A mayor profundidad se encontraron bloques predominantes en una matriz arcillo-arenosa, que en la exploración se manifiesta en la necesidad de avanzar la excavación mediante el uso de barreno con corona de diamante.

El diseño del sistema de suelo empernado se realizó basándose en los diagramas de empuje producidos por el terreno adyacente. Para el análisis se consideró una cuña potencial de falla trapezoidal y se proporcionó la longitud de anclaje necesaria para contrarrestar la carga inducida por el anclaje por fuera de la cuña.

En el diseño se evaluaron cargas por anclaje entre 8 y 25 ton, con espaciamientos horizontales entre 1.20 y 1.50m y verticales entre 1.05 m y 2.10 m. La longitud de diseño de pernos resultante fue de 3.30 m en los tramos de menor altura libre (4.0 m) y de 5.50 m en las zonas de

mayor altura (9.0 m). En las Figuras 21 a 24 se presentan los esquemas de los muros del costado oriental y norte del edificio.

Los anclajes se construyeron mediante el uso de refuerzo en varillas corrugadas de acero PDR60, con diámetro variable entre 7/8" y 1 1/4" y la aplicación de una lechada agua-cemento relación (1:1) en peso en el espacio libre entre el relleno y la perforación. Para el anclaje se consideró una carga de diseño de 6 ton/m obtenida mediante un bulbo inyectado a una presión no menor de 10 kg/cm². La perforación se efectuó en seco, por medio de un sistema de rotación y percusión de 10 cm de diámetro; el diámetro de bulbo se estimó de unos 30 cm para las condiciones de inyección adoptadas.

Las características generales del sistema de acuerdo a sus condiciones de longitud, resistencia y adherencia son las siguientes:

PARAMETRO	VALOR RECOMENDADO	VALOR UTILIZADO
Relación de Longitud	0,5 - 0,8	0,6 - 0,9
Relación de Adherencia	0,3 - 0,6	0,26 - 0,36
Relación de Resistencia	$0.4 \times 10^3 - 0.8 \times 10^3$	$0.3 \times 10^3 - 0.6 \times 10^3$

No se efectuaron mediciones de deformación; de acuerdo con las observaciones de las construcciones vecinas durante el proceso de excavación, no se detectó ningún problema de agrietamiento.

Aunque se adoptaron valores bajos de la relación de adherencia comparado con las recomendaciones dadas en la literatura, las estructuras de contención presentaron un comportamiento satisfactorio. Las relaciones de longitud y resistencia, son similares a los valores recomendados.

6.3. EDIFICIO TRIBUNALES

Se encuentra localizado entre las carreras 53 y 54 y entre las Avenidas de La Esperanza y Parque Nor-oriental, al occidente de la ciudad de Santafé de Bogotá. Está formado por edificios de 4 a 10 pisos y dos sótanos que cubren la totalidad del lote aproximadamente cuadrado, de unos 100 m de lado. En la Figura 25 se aprecia la localización general del proyecto.

Para la construcción de la subestructura, fue necesario realizar una excavación general de profundidad variable entre 7.30 y 8.30 metros aproximadamente.

Hasta la máxima profundidad explorada (50 m), el subsuelo del lote presenta una estratificación horizontal bastante uniforme y corresponde a un depósito de origen lacustre, típico de la Formación Sabana, formado por arcillas ligeramente sobreconsolidadas de alta plasticidad. El nivel regional de agua libre se estableció a una profundidad de 4.0 m.

Para mantener estables las paredes de la excavación se construyó un muro pantalla perimetral de 0.4 m de espesor y unos 10 m de profundidad, esto es 3.0 m por debajo del nivel general de excavación.

Se determinó el rango de esfuerzos laterales entre los estados de reposo y activo y sus resultados se ilustran en las Figuras 26 y 27.

Para la ejecución de la excavación se subdividió el lote en 9 sectores (ver Figura 25) y de acuerdo con los resultados de los análisis de estabilidad y deformación, las pruebas de carga efectuadas sobre anclajes y pernos y el análisis económico de alternativas, se adoptó el sistema formado por dos filas de pernos, colocados a unos 2.0 y 3.5 metros de profundidad y una berma de 6.0 m de ancho y 3.0 m de altura. El diámetro inicial de la perforación para la construcción de cada perno fue de 4" y el refuerzo una varilla de acero de 1" de diámetro, cuyo extremo libre se sujetó contra el muro pantalla por medio de una tuerca apoyada sobre una platina de acero. La longitud final de los pernos fue de 11 m, la separación horizontal entre ellos de 2.5 m y su inclinación de 15°. La carga de diseño fue de 8 a 11 toneladas y la carga de falla determinada a partir de varias pruebas, del orden de 15 toneladas.

Para el registro permanente de las deformaciones del muro pantalla se instalaron algunos clinómetros y se llevó a cabo un estricto control topográfico con aparatos de precisión, midiendo las deflexiones horizontales a diferentes profundidades. Algunos resultados de estas mediciones se muestran en la Figura 28, donde se aprecia la deflexión de la pantalla en los primeros 4.50 m. En general, los resultados obtenidos están de acuerdo con las predicciones en la etapa de diseño.

Una vez se llegó al fondo de excavación se procedió a la construcción de tramos de estructuras y apuntalamiento del muro pantalla con vigas longitudinales y transversales de concreto reforzado. La berma se excavó manualmente por trincheras alternadas hasta completar el apuntalamiento al nivel de cimentación.

7. CONCLUSIONES

- El suelo empernado es una técnica de refuerzo del suelo en el sitio que tiene su origen en el método antiguo de pernos en roca y en el método más reciente de tierra reforzada.
- Aunque el suelo empernado tiene alguna similitud con la tierra reforzada y en anclajes, sus principios de operación y métodos constructivos le proporcionan una identidad propia.
- Aunque la mayoría de las aplicaciones de suelo enclavado están asociadas con nuevas construcciones tales como fundación de excavaciones y estabilización de taludes, el sistema es también adecuado como medida remedial de estructuras de contención con problemas.
- El suelo empernado ha tenido su mayor desarrollo en los métodos de análisis y procedimientos constructivos, en los últimos diez años. El método representa hoy una alternativa de contención, técnica y económicamente atractiva.
- Los métodos de análisis están evolucionando y proporcionan una confiabilidad suficiente en los márgenes de seguridad en la práctica.
- La predicción de la estabilidad de los muros de suelos empernados depende de la inclinación del muro, capacidad de los pernos, la longitud de los pernos, el número de pernos y su inclinación, las características de resistencia del suelo y los métodos de análisis adoptados.
- La fuerza de tensión en los pernos es el primer mecanismo movilizado y se desarrolla progresivamente durante la excavación. Las fuerzas de tensión se pueden incrementar con el tiempo como resultado de la fluencia plástica, especialmente si el factor de seguridad es bajo. En la proximidad de la falla y bajo grandes deformaciones, la rigidez por flexión comienza a mobilizarse, proporcionando un factor de seguridad adicional.
- El análisis cinemático de equilibrio límite proporciona un nuevo método para el diseño de estructuras de contención con suelo empernado. Permite la evaluación del efecto de los principales parámetros de diseño, sobre la magnitud y localización de las máximas fuerzas de los pernos y sobre la estabilidad de la estructura.

AGRADECIMIENTOS

El autor agradece la colaboración de los Ingenieros y Auxiliares de Ingeniería y Geotecnia Ltda., en especial a los Ingenieros Miguel Angel Raba Moyano y Danilo Ruiz Plazas por la preparación de parte del material. La labor de dibujo estuvo a cargo de las señoras Cecilia Nuñez Tello y la señorita Sandra Pinzón y la mecanografía de las señoras Maria Rita de Contreras y Olga Lucia Aponte.

BIBLIOGRAFIA

1. D.A. BRUCE et al, "Soil Nailing, aplicación y práctica" de GROUND ENGINEERING, Noviembre 1986 - Junio 1987.
2. INFORME IGL-613, "Asesoría Geotécnica - Edificio Bavaria", Febrero de 1987.
3. INFORME IGL-1180, "Asesoría Geotécnica - Edificio Tribunales", Febrero de 1992.
4. INFORME IGL-1183, "Estudio Definitivo de Suelos y Cimentaciones - Edificio Torino", Marzo de 1992.
5. JURAN, I. BAUDRAND, G. FARRAD, KAND ELIAS V., "Desing of Soil Nailed Retaining Structures", Design and perfomance of Earth Retaining Structures, ASCE, 1990.
6. JURAN, I. et al, "Kinematic Limit Analysis for Desing of Soil-Nailed Structures", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1990.
7. LONG, J., SIECZKOWSKY, W., CHOW, E. and CORDING, "Stability Analisis for Soil Nailed Walls", Design and Perfomance of Earth Retaining Structures, ASCE, 1990.
8. MOYA, J. E. Y RODRIGUEZ J.A., "El subsuelo de Bogotá y los problemas de Cimentaciones", VIII Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, Cartagena 1987.
9. PLUMELLE, C., SCHLOSSER, F., DELAGE, P. and KNOCHENMUS, G., "French National Research Project on Soil Nailing: Clouterre", Design and Perfomance of Earth Retaining Structures, ASCE, 1990.

10. STOCKER, M., RIEDINGER, G., "The Bearing Behaviour of Nailed Structures ", Design and Performance of Earth Retaining Structures, ASCE, 1990.
11. SCHLOSSER F. et al., "French Research Program CLOUTERRE on Soil Nailing" Grouting Soil Improvement and Geosynthetics. Geotechnical Special Publication No. 30 Volume 2, ASCE, 1992.

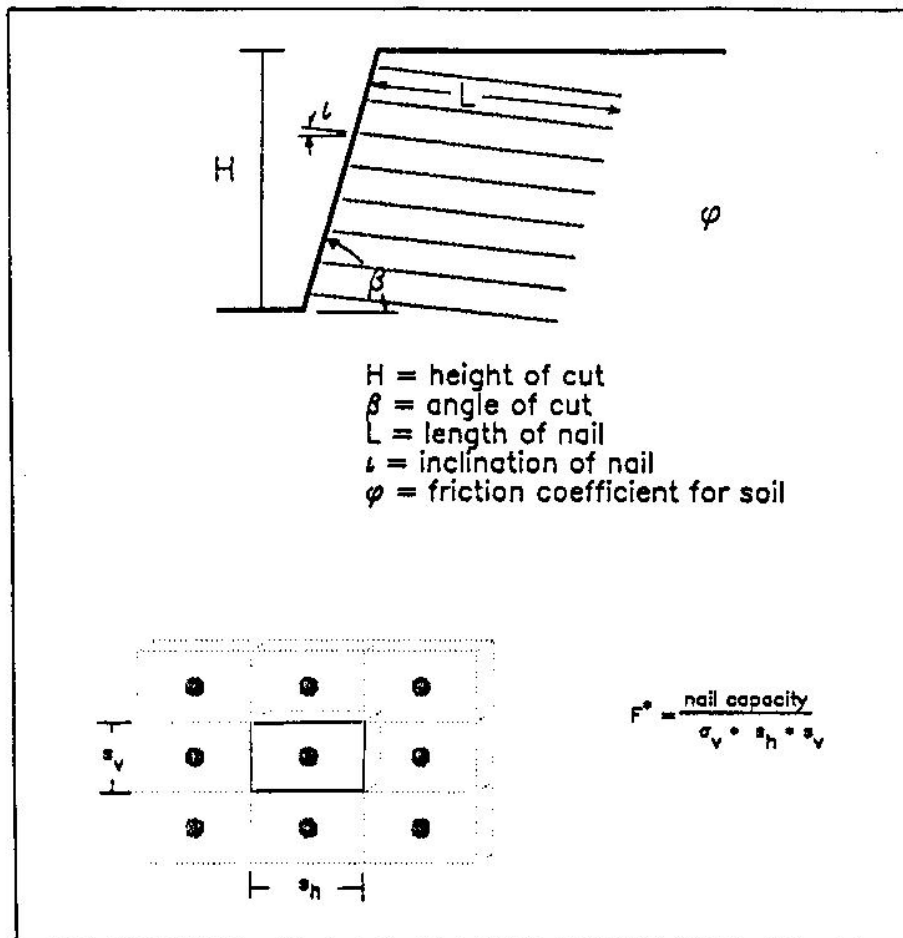


FIGURA I — COMPONENTES DE UN MURO DE SUELO EMPERNADO.

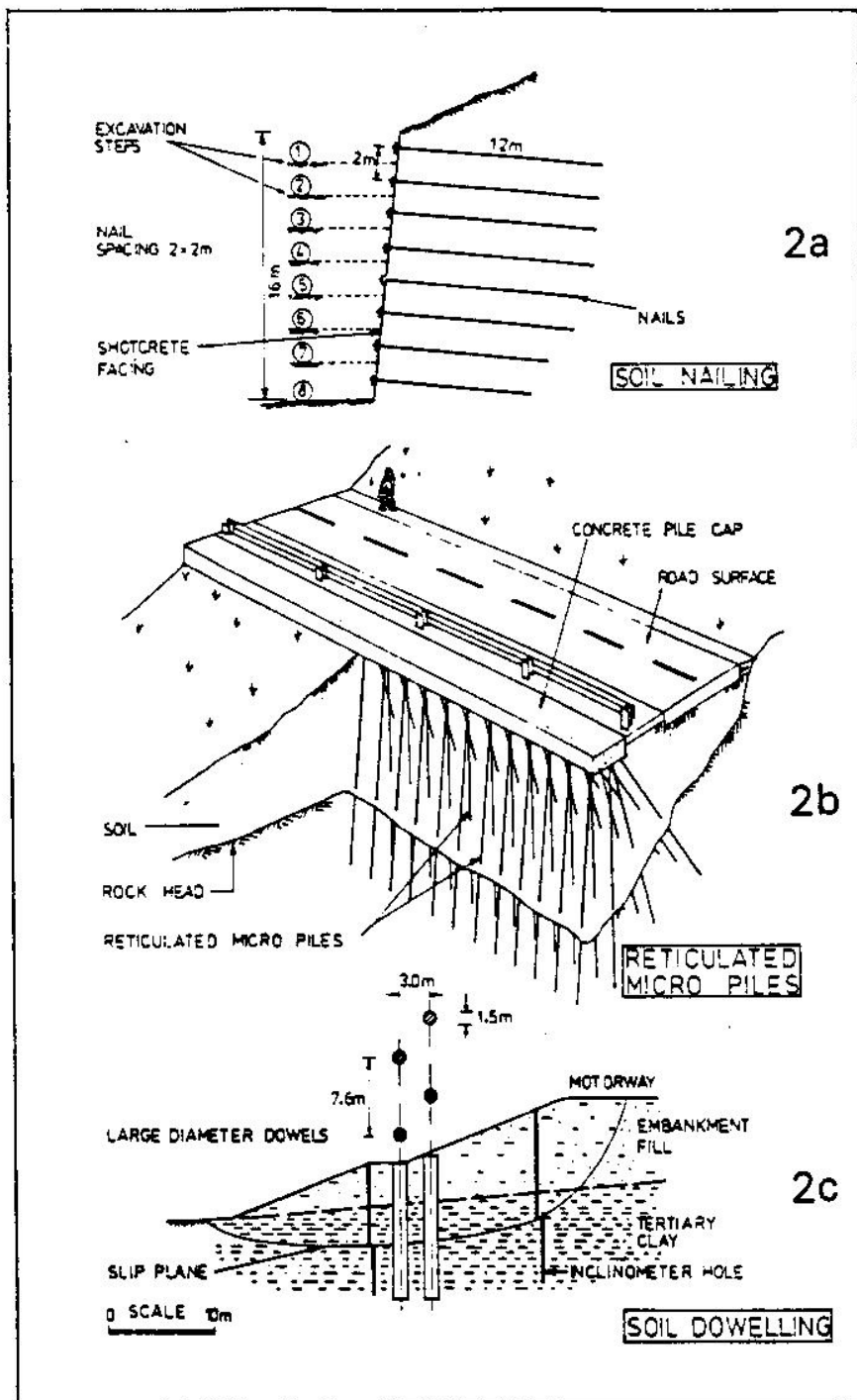


FIGURA 2- SUELOS REFORZADOS EN EL SITIO.
(BRUCE Y JEWELL 1986).

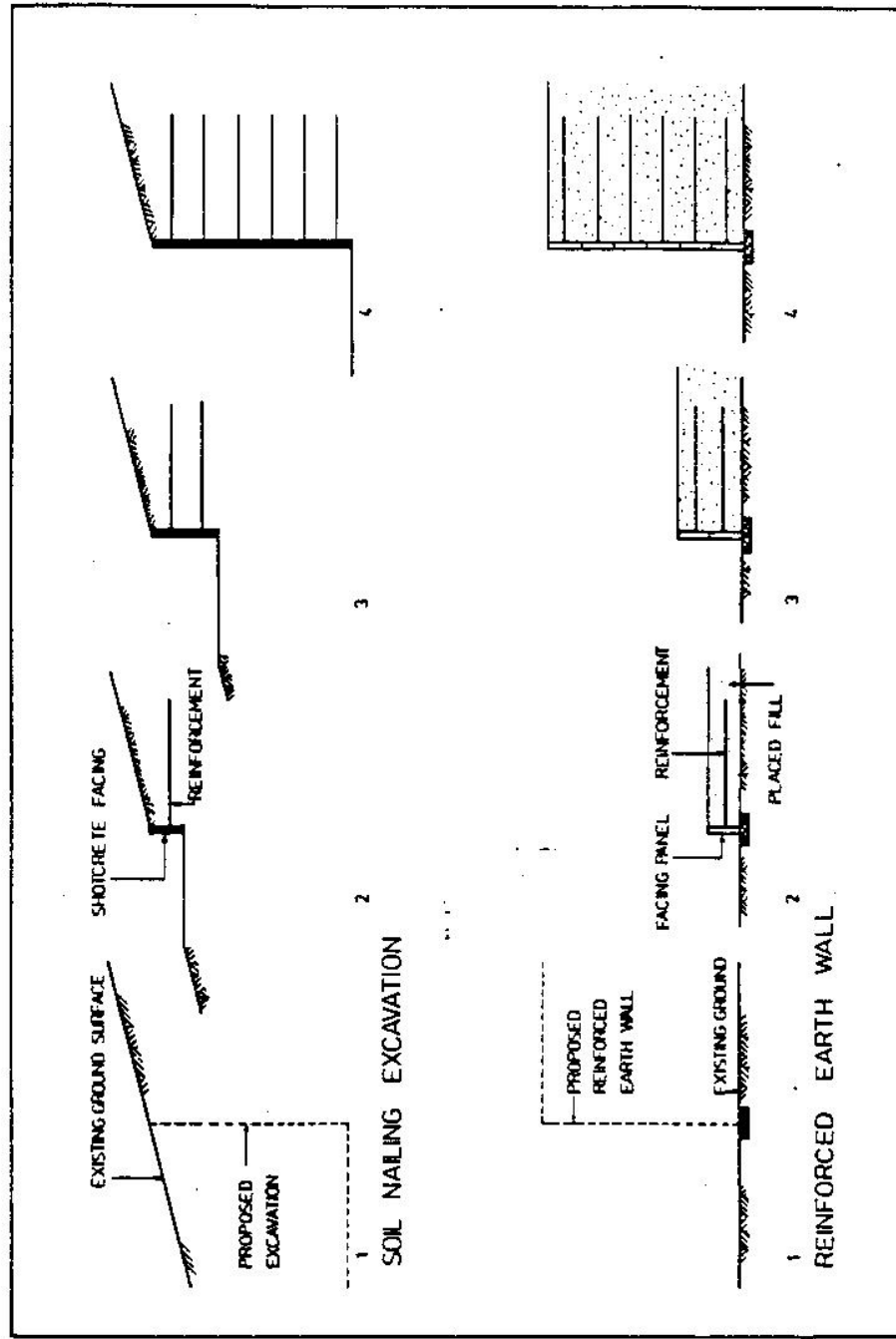


FIGURA 3- DIFERENCIAS EN LA SECUENCIA CONSTRUCTIVA
 SUELO EMPERNADO DE ARRIBA HACIA ABAJO
 TIERRA ARMADA DE ABAJO HACIA ARRIBA

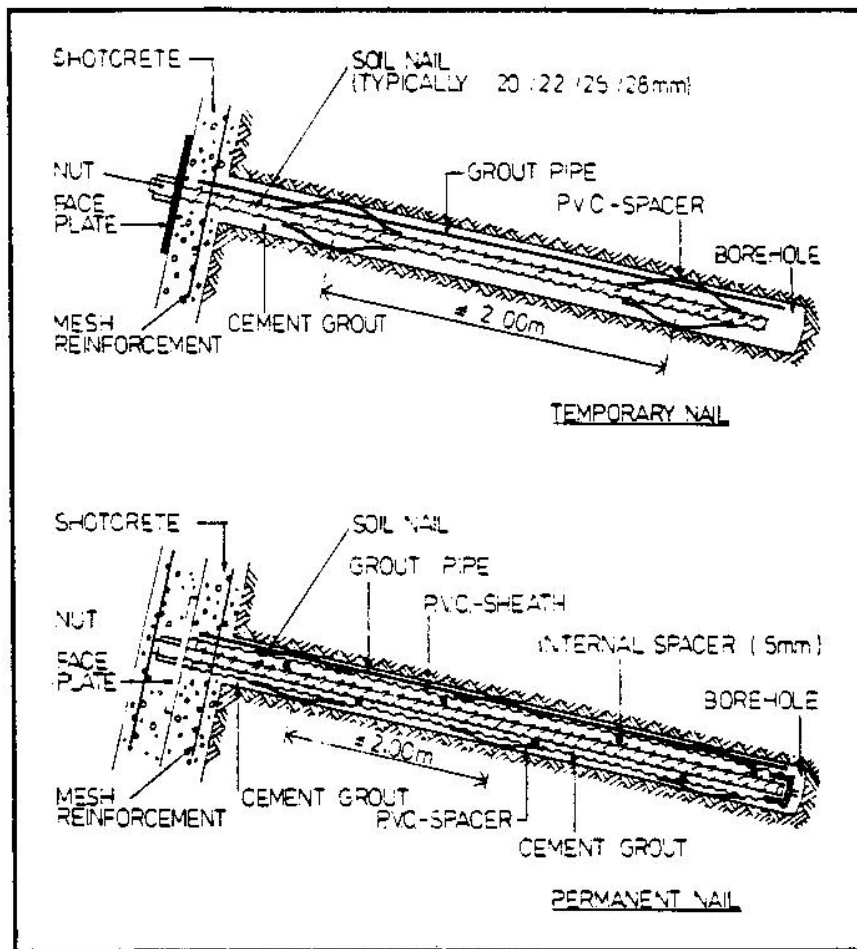


FIGURA. 4 - PERNOS PRE-EXCAVADOS E INYECTADOS.

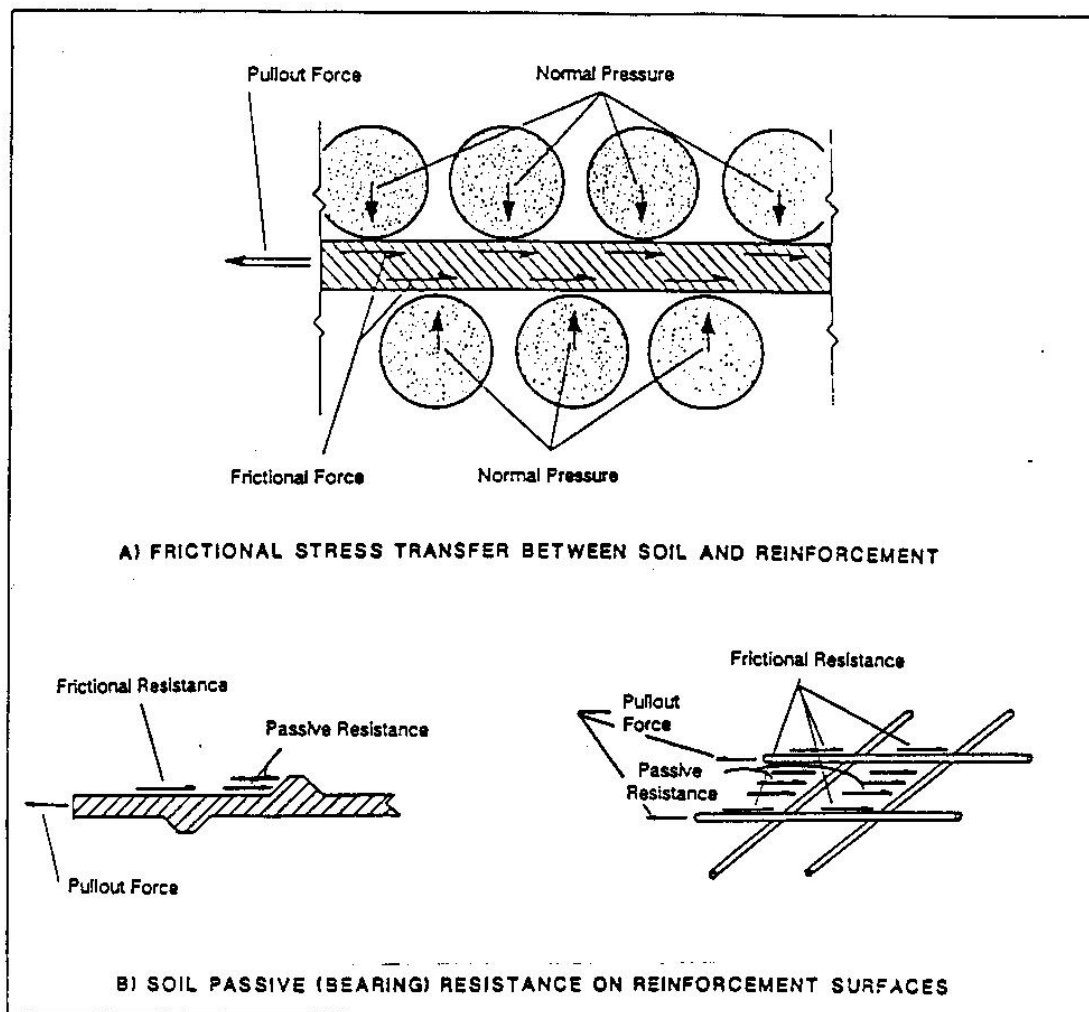


FIGURA 5- MECANISMO DE TRANSFERENCIA DE ESFUERZOS EN TIERRA ARMADA.

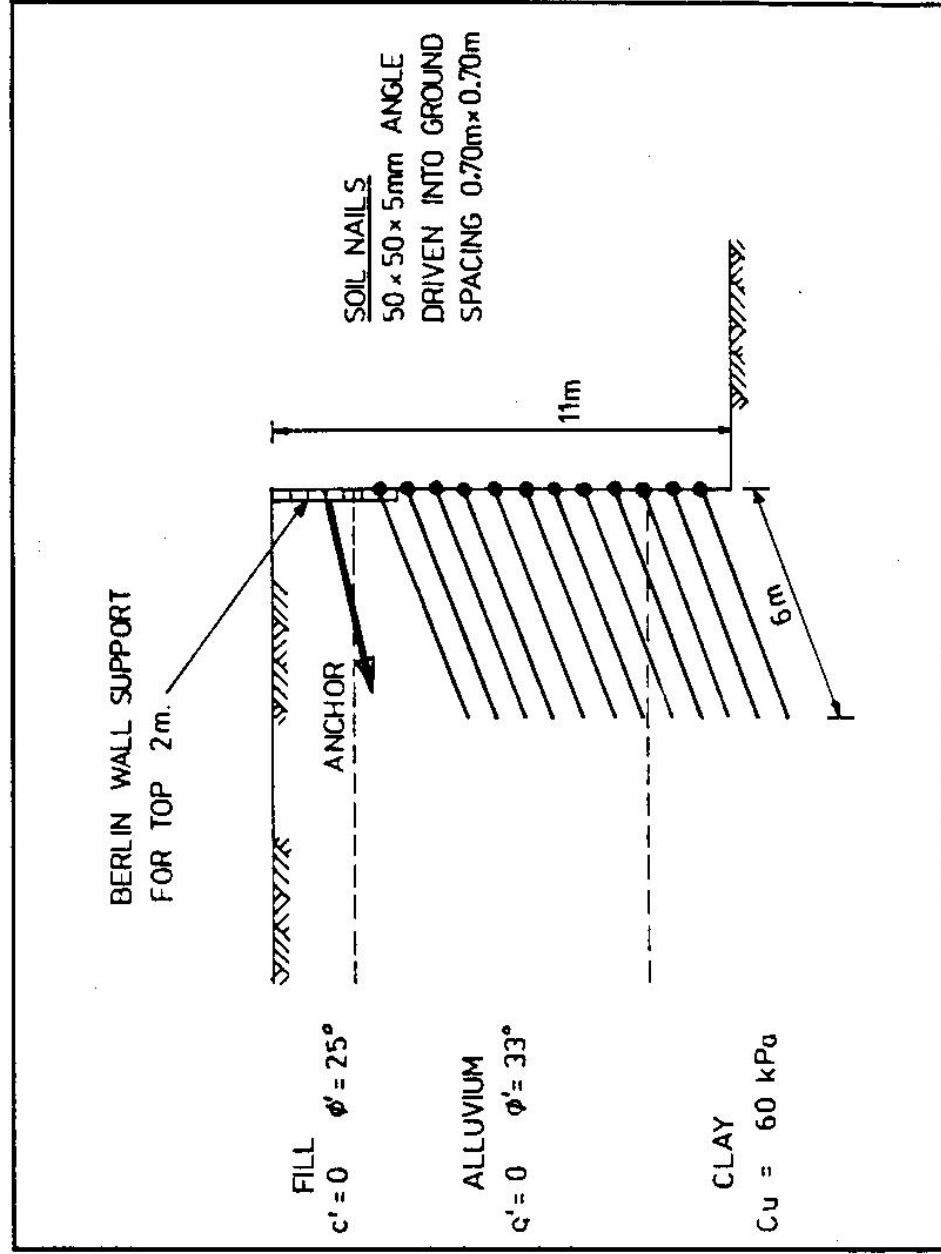


FIGURA 7— APLICACION DEL SUELO EMPERNADO PARA UN PARQUEADERO SUBTERRANEO EN PARIS.

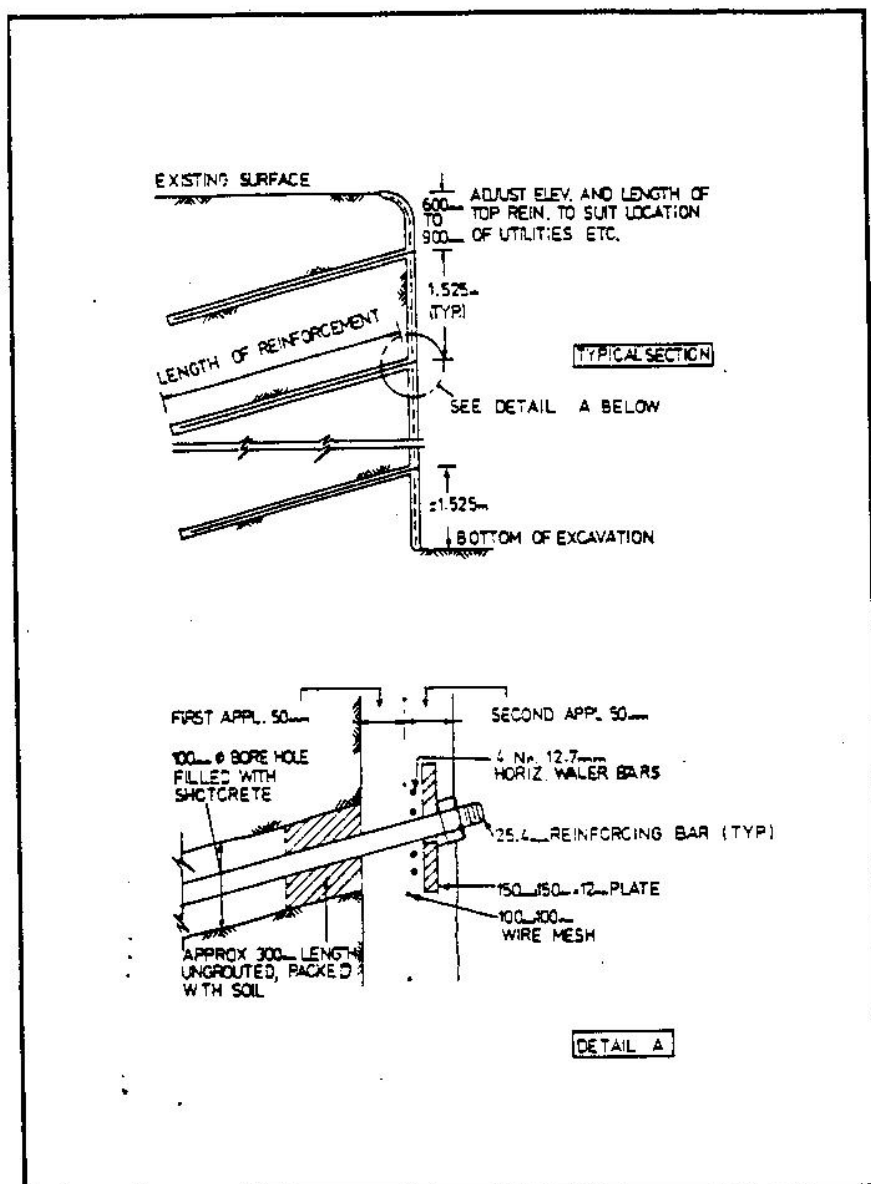


FIGURA 8— APLICACION DE SUELO EMPERNADO.
AMPLIACION HOSPITAL BUEN SAMARITANO.
PORTLAND USA (SHEN 1981).

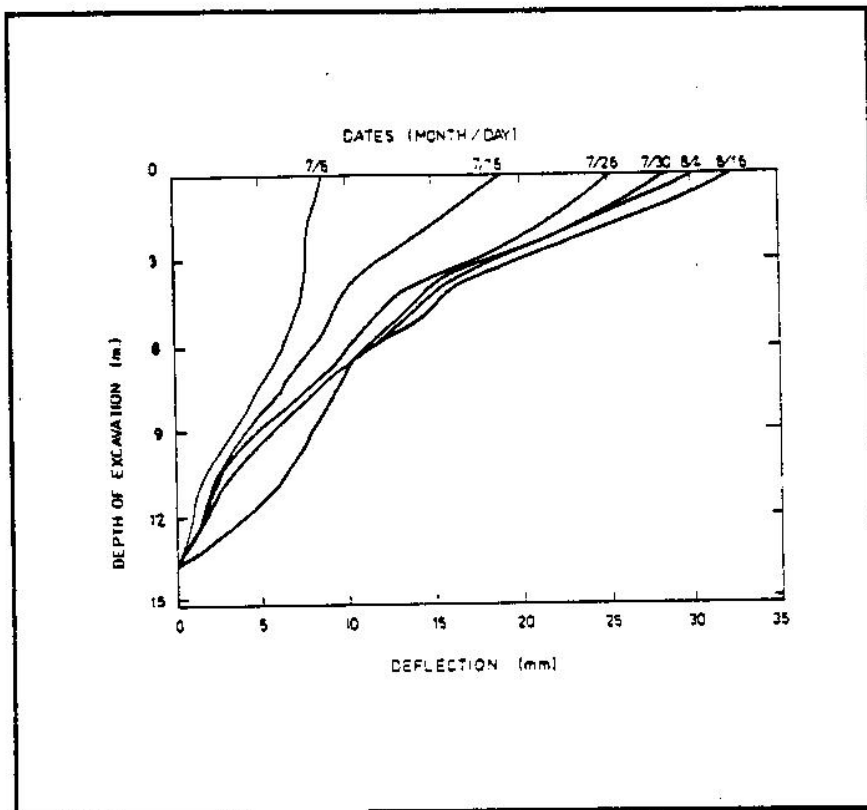


FIGURA 9-DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES
MEDIDOS EN EL MURO ORIENTAL DE
SUELO EMPERNADO EN EL HOSPITAL
BUEN SAMARITANO (SHEN 1981).

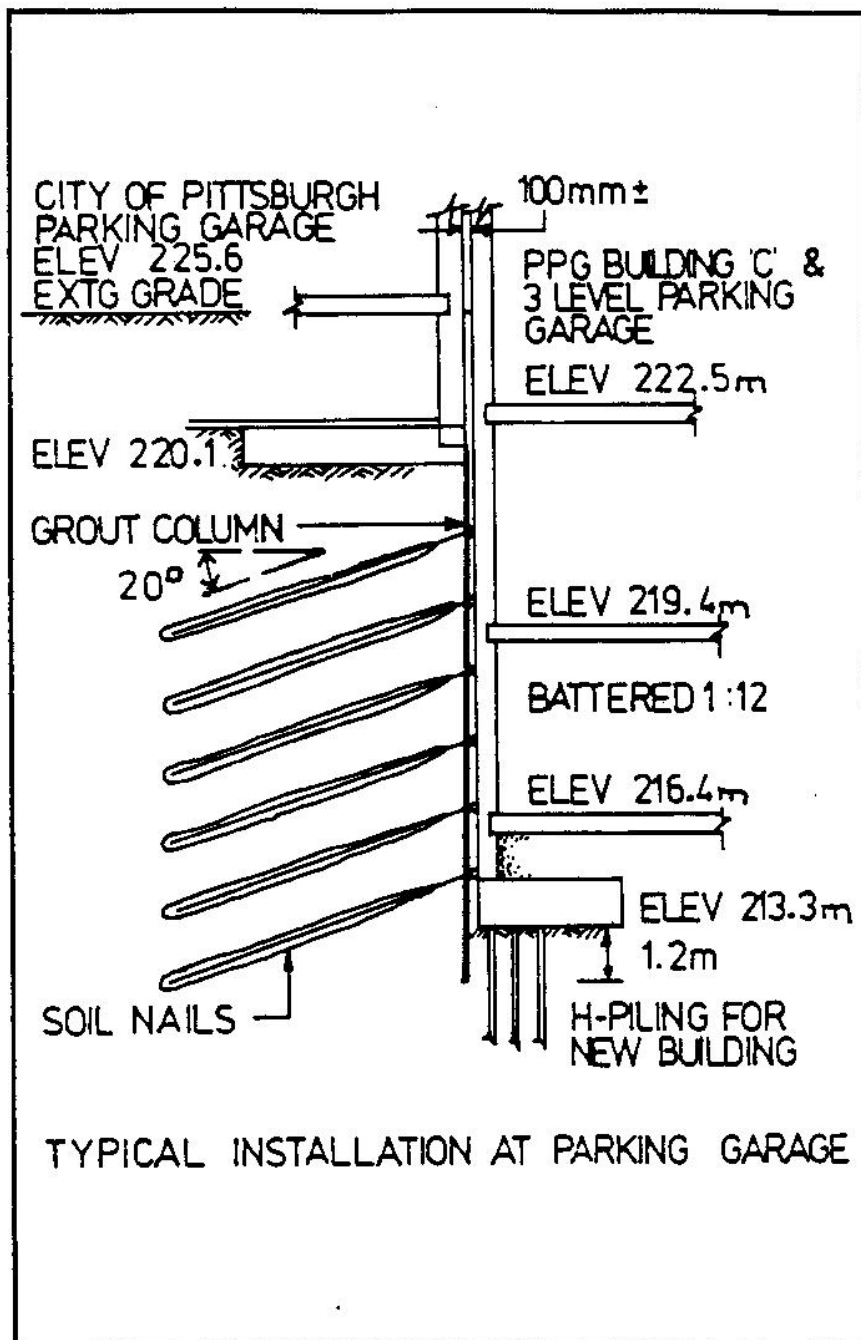


FIGURA 10 - SUELO EMPERNADO PARA LA
EXCAVACION DEL EDIFICIO DE
INDUSTRIAS PPG. PITTSBURGH USA.
(NICHOLSON 1984).

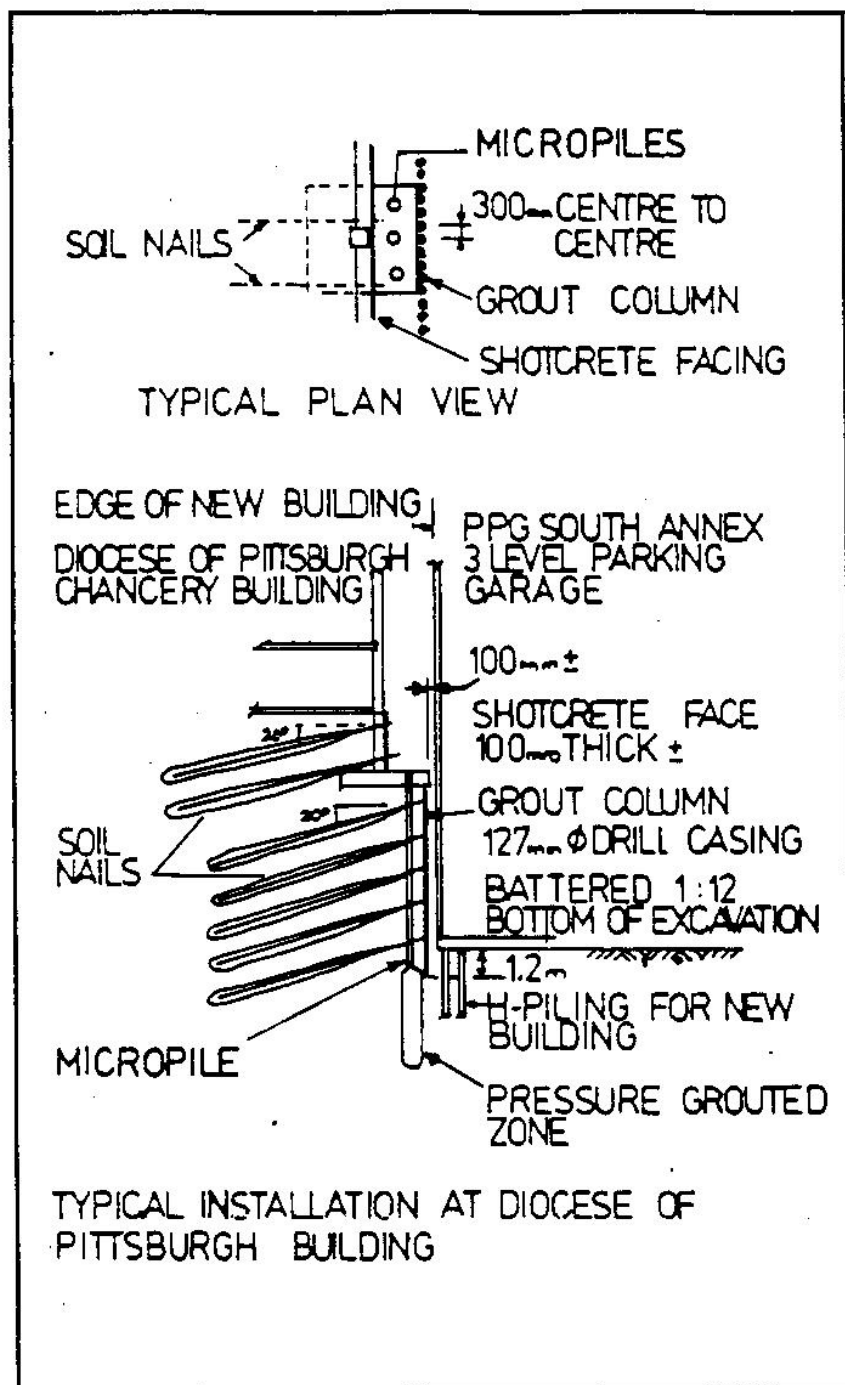


FIGURA II — SUELO EMPERNADO Y SUBMURACION PARA LA EXCAVACION DEL EDIFICIO DE INDUSTRIAS PPG. (NICHOLSON 1984).

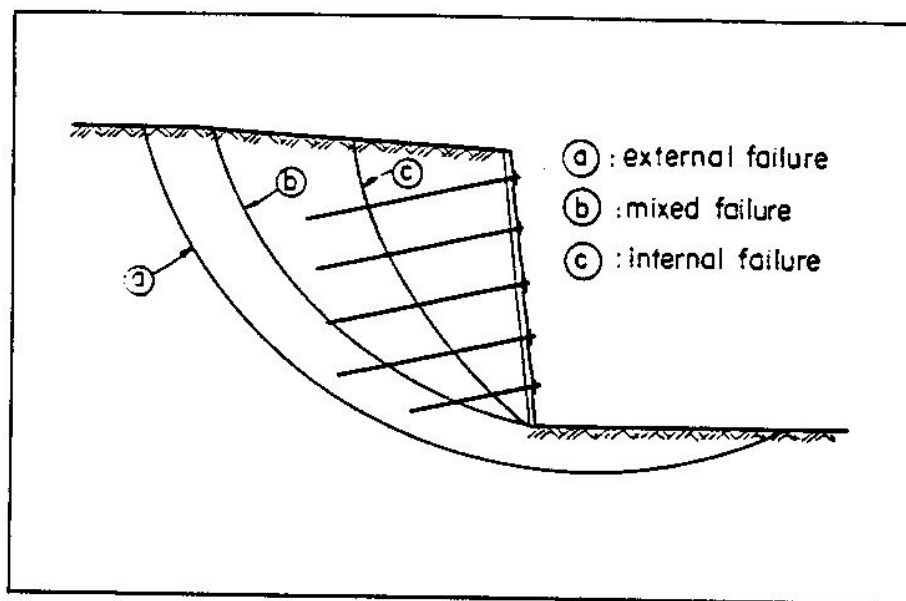


FIGURA 12— ALGUNOS TIPOS DE FALLA DE MUROS CON SUELO EMPERNADO

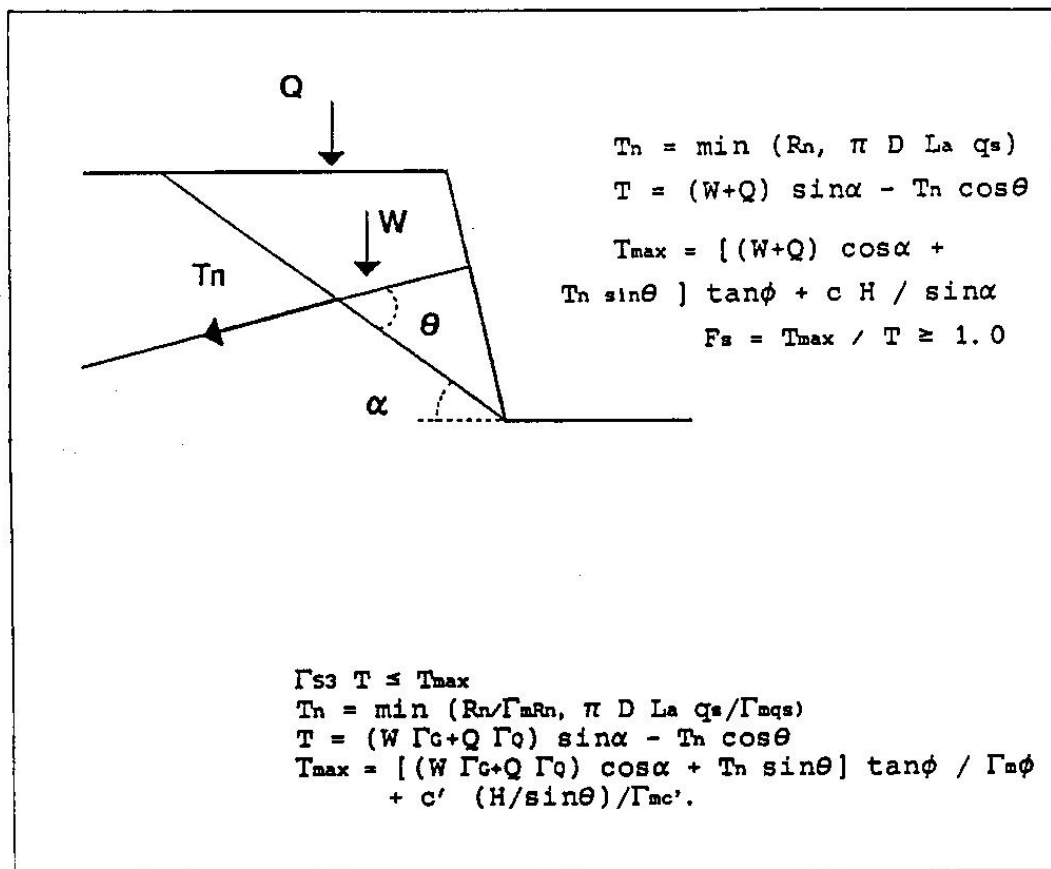


FIGURA 13 - ANALISIS SIMPLE DE UNA CUÑA DE FALLA

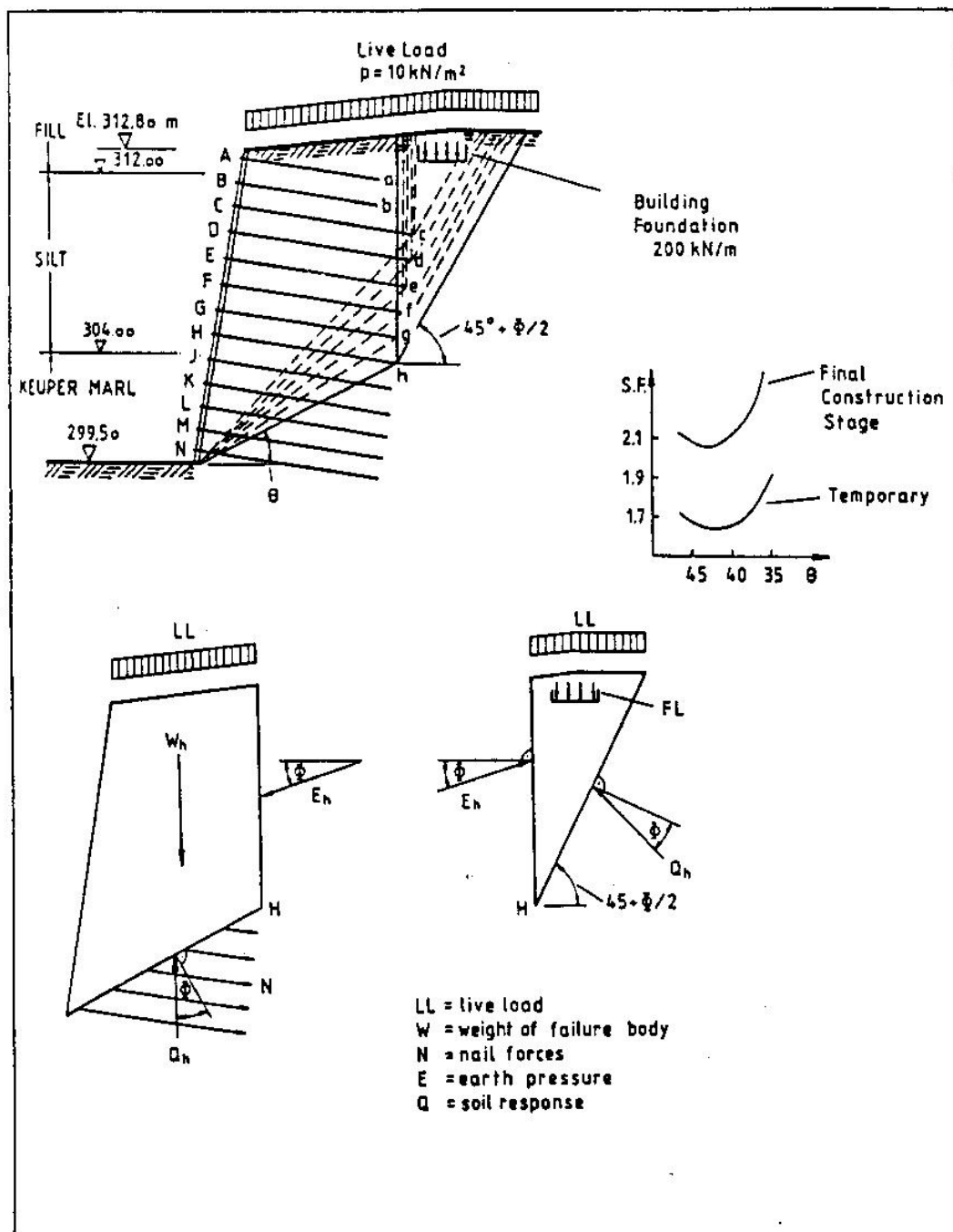


FIGURA 15 - APLICACION DE UN MECANISMO DE FALLA PLANA COMPUESTA. (STOCKER 1990).

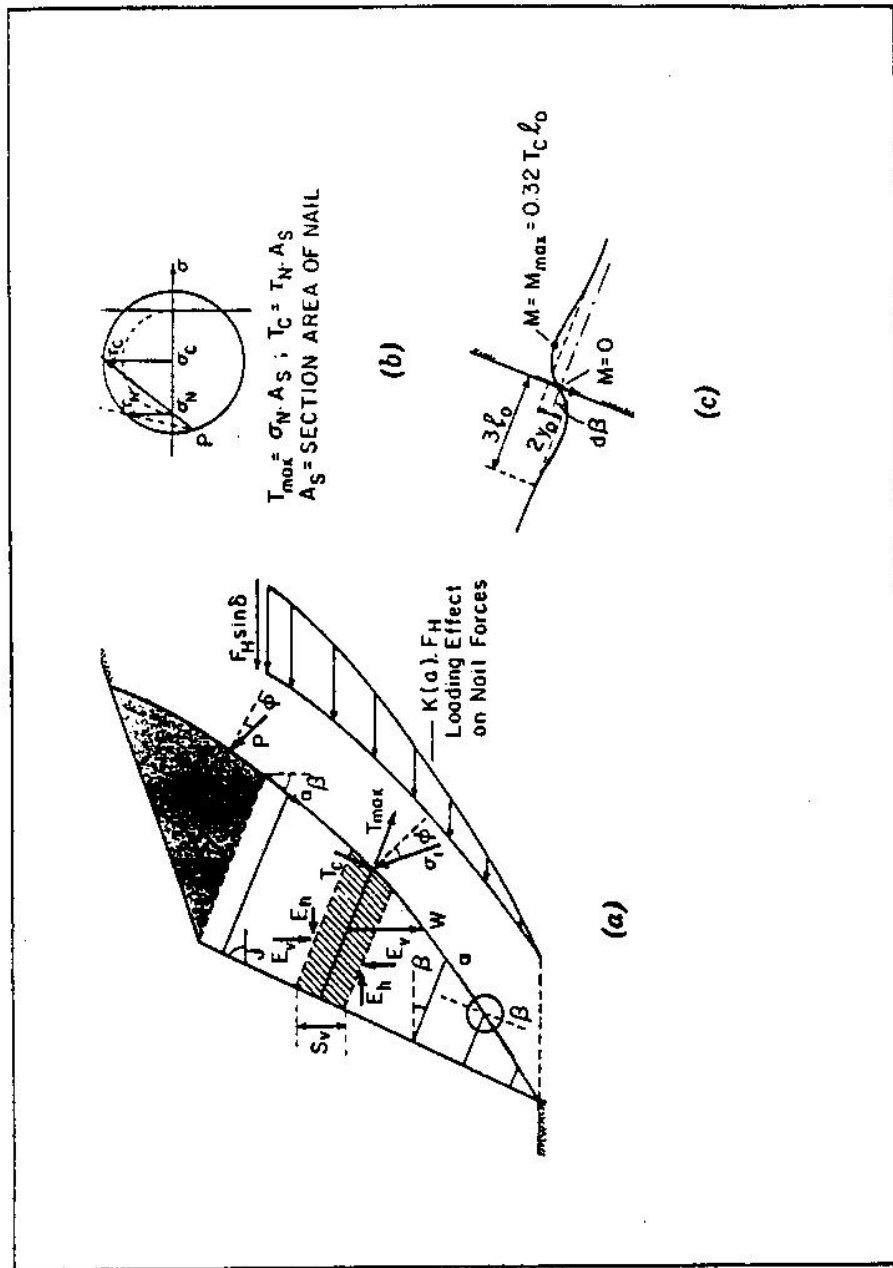


FIGURA 16- METODO CINEMATICO DE ANALISIS DE EQUILIBRIO LIMITE. (JURAN 1990)

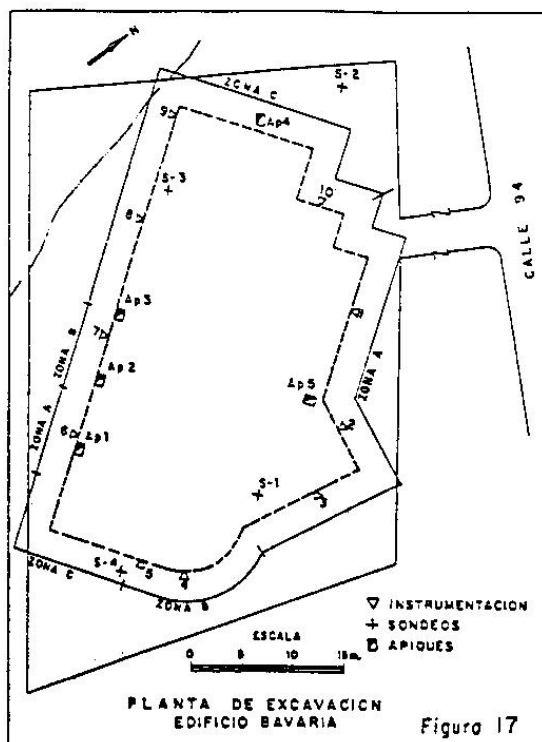


Figura 17

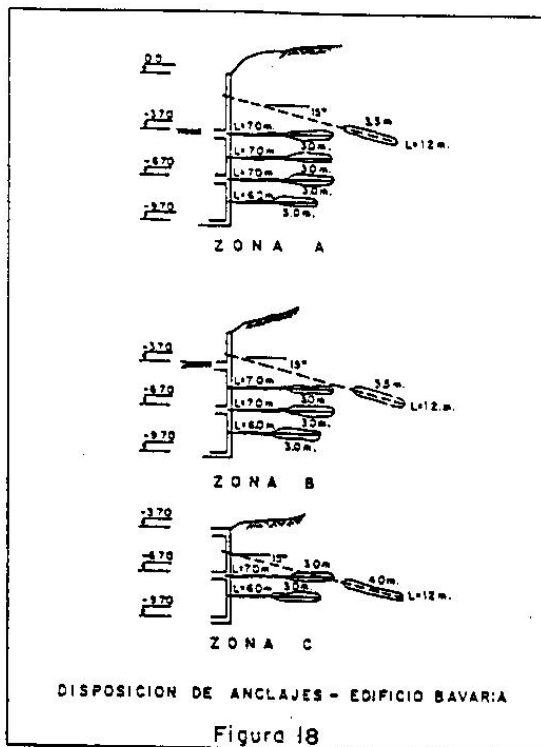


Figura 18

PARAMETRO	VALORES RECOMENDADOS	VALOR UTILIZADO
Relación de Longitud = $\frac{\text{longitud máx. de anclajes}}{\text{profundidad de excavación}}$	0.5 - 0.8	0.7
Relación de Adherencia = $\frac{\text{diam. perf.} \times \text{long. de anclajes}}{\text{espaciamento vert.} \times \text{horiz.}}$	0.3 - 0.6	0.23
Relación de Resistencia = $\frac{(\text{diámetro de la varilla})^2}{\text{espaciamento vert.} \times \text{horiz.}}$	0.4×10^{-3} - 0.6×10^{-3}	0.22×10^{-4}
Relación de Comportamiento = $\frac{\text{desp. horiz. en la cresta}}{\text{altura de la excavación}}$	0.001 - 0.003 ^(a)	< 0.002 ^(a*)

(a) Valores reportados

(a*) Valores obtenidos en el presente caso

CRITERIOS DE DISEÑO PARA LOS ANCLAJES PASIVOS TIPO AGUJA
EDIFICIO DE OFICINAS BAVARIA

SISTEMA DE SUELO REFORZADO
CON ANCLAJES TIPO AGUJA.

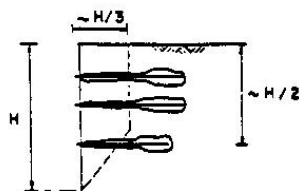
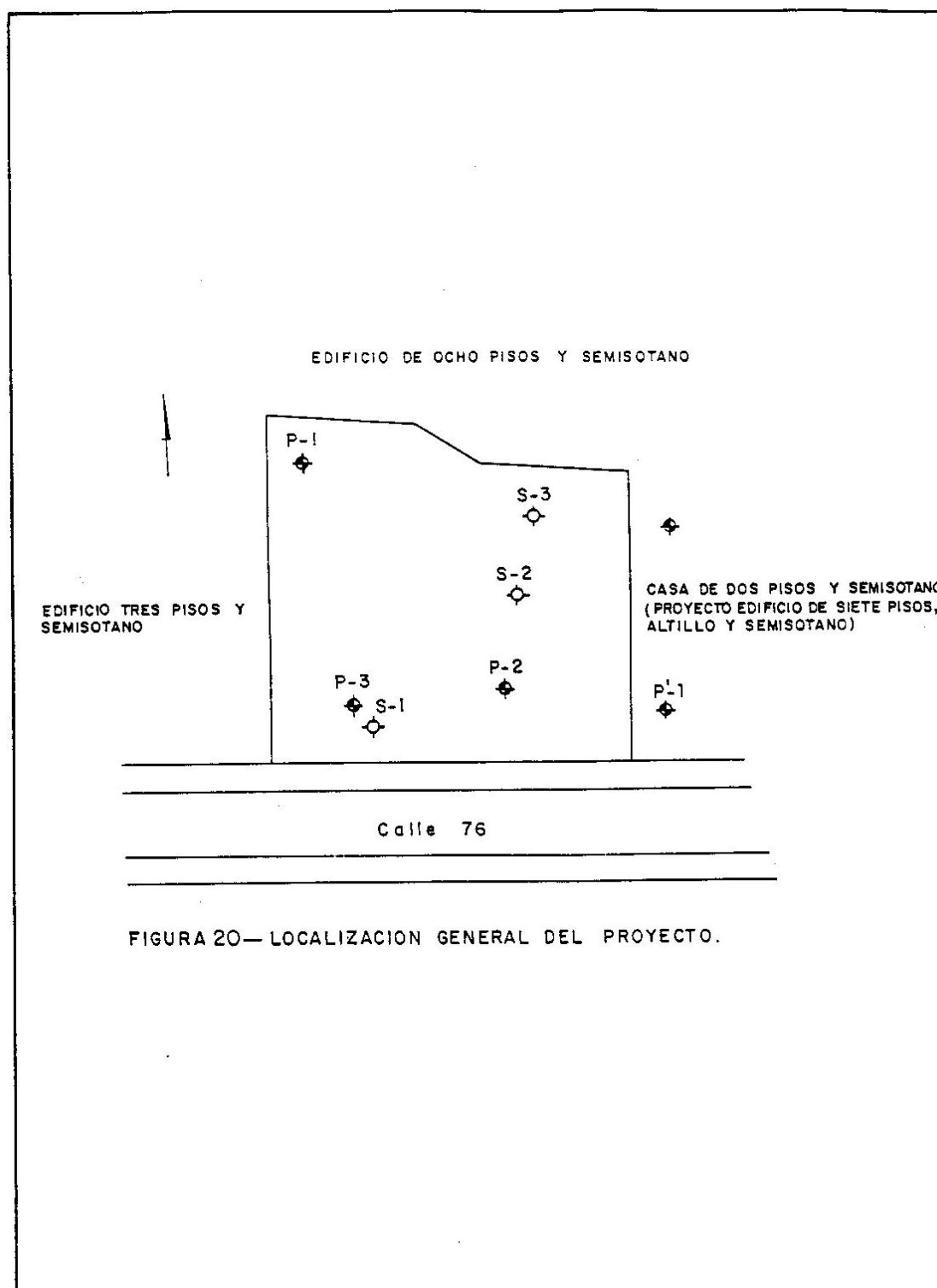
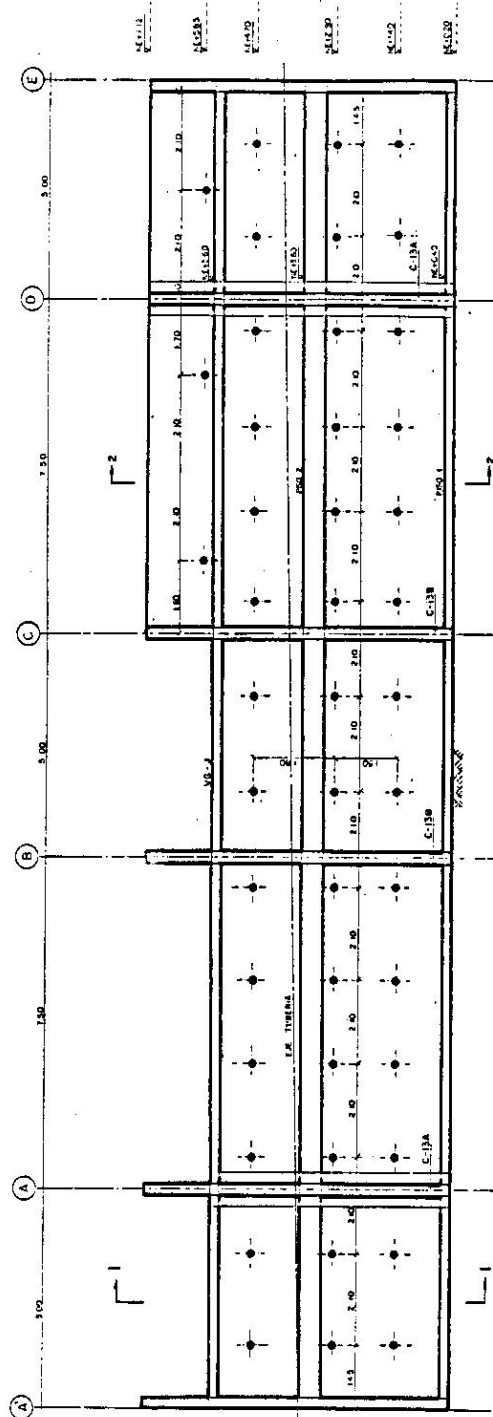


Figura 19





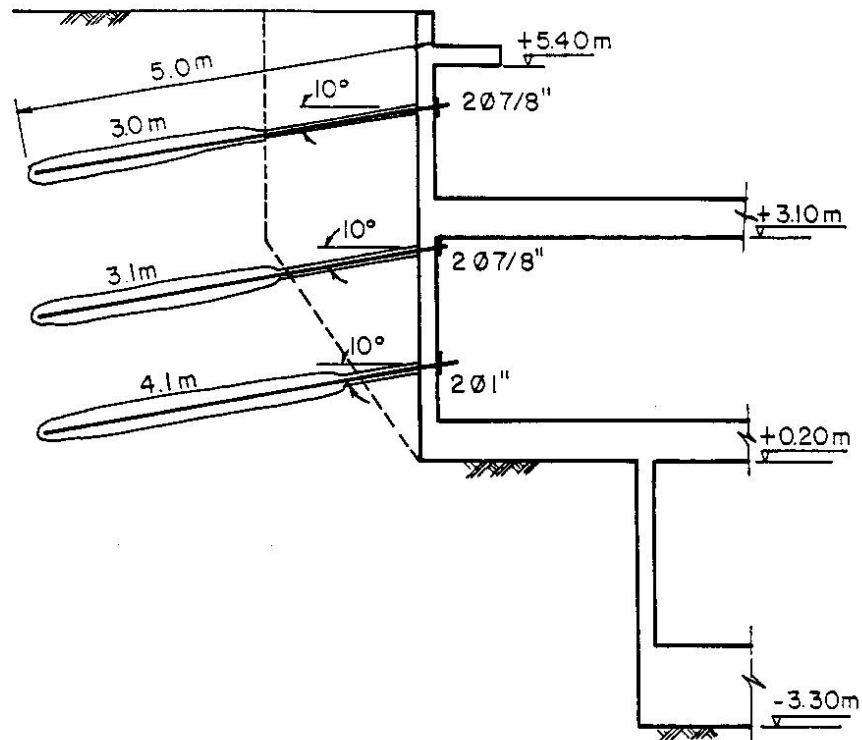
MURO COSTADO NORTE

FIGURA 21



FIGURA 22

EDIFICIO DE OCHO PISOS
Y SEMISOTANO

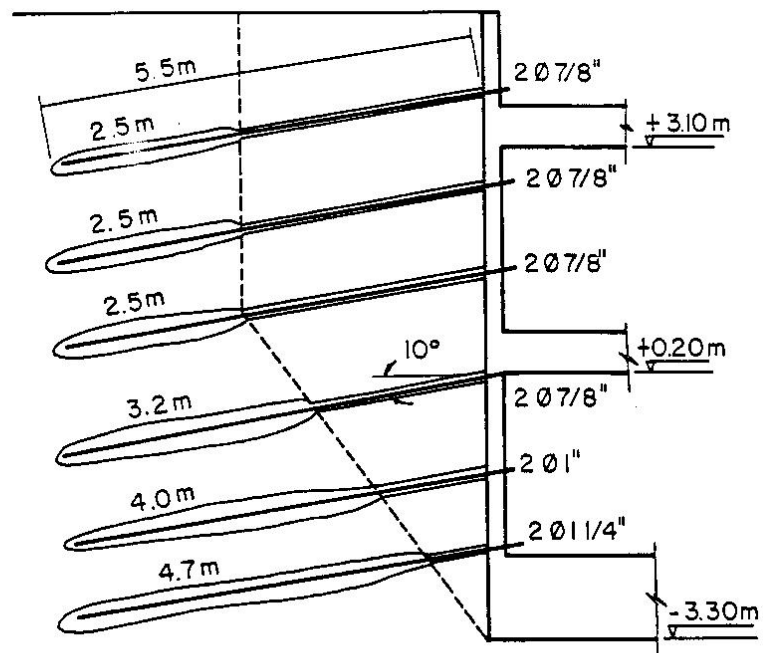


Relación de longitud = 0.93
 Relación de adherencia = 0.60
 Relación de resistencia = 0.5×10^{-3}

MURO COSTADO NORTE

FIGURA 23

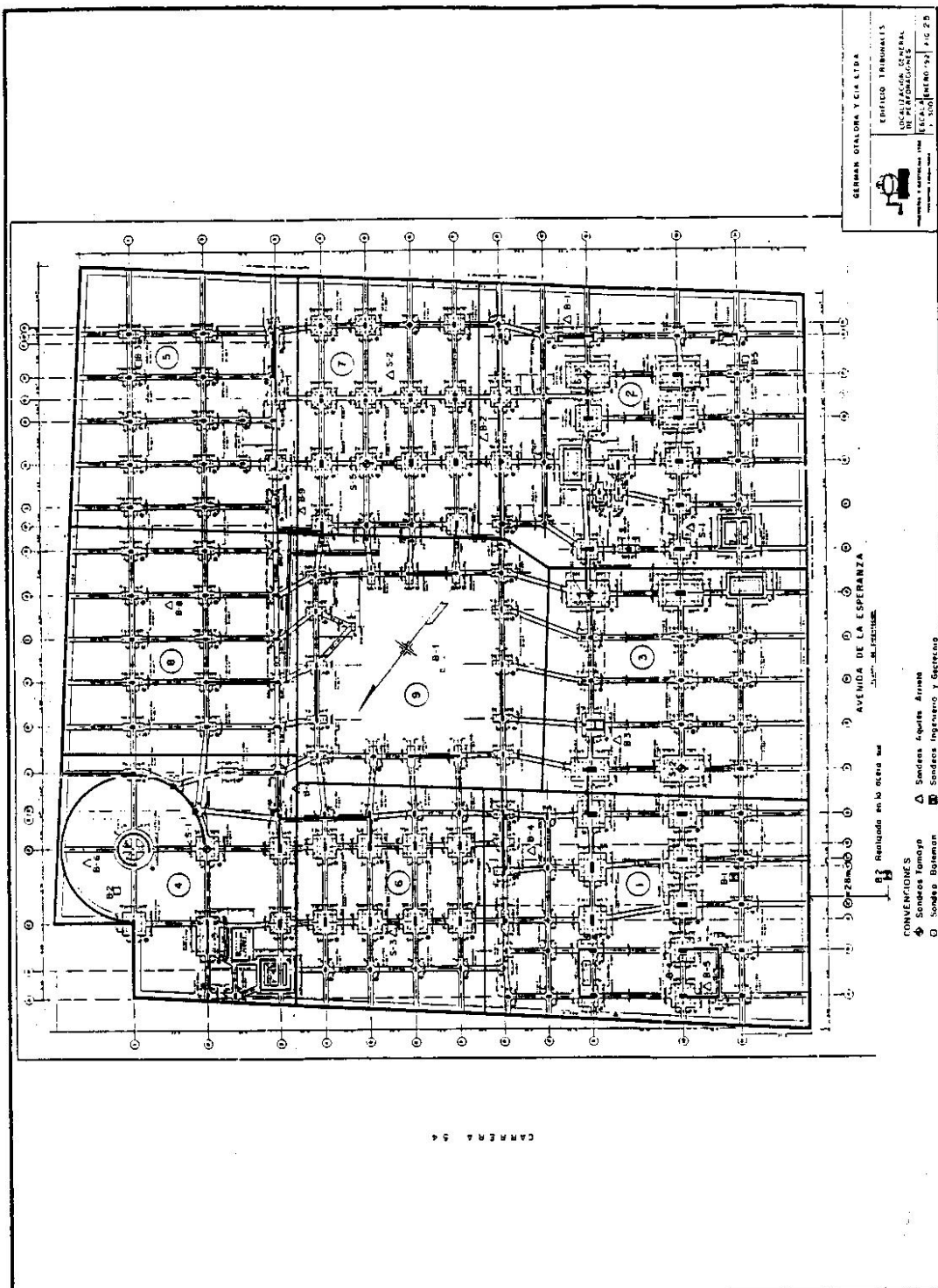
CASA DE DOS PISOS Y
SEMISOTANO



Relación de longitud = 0.83
 Relación de adherencia = 0.34
 Relación de resistencia = 0.54×10^{-3}

MURO COSTADO ORIENTAL

FIGURA 24



CARRERA 54

GERMAN OTALORA Y CIA LTDA

EDIFICIO TRIBUNALIS

LOCALIZACION GENERAL DE PUNTO DE VENTA

ETAPA 1

ENTRADA 792

PIC 25

AVENIDA DE LA ESPERANZA

Relatado en la obra

- CONVENCIONES
- Sondas Tórnay
 - △ Sondas Aguiar Arriaga
 - Sondas Boreman
 - Sondas Ingwersen y Götters



INGENIERIA Y GEOTECNIA LTDA.
INGENIEROS CONSULTORES

INVESTIGACION DEL SUBSUELO

TRABAJO No. 1180

NOMBRE EDIFICIO TRIBUNALES

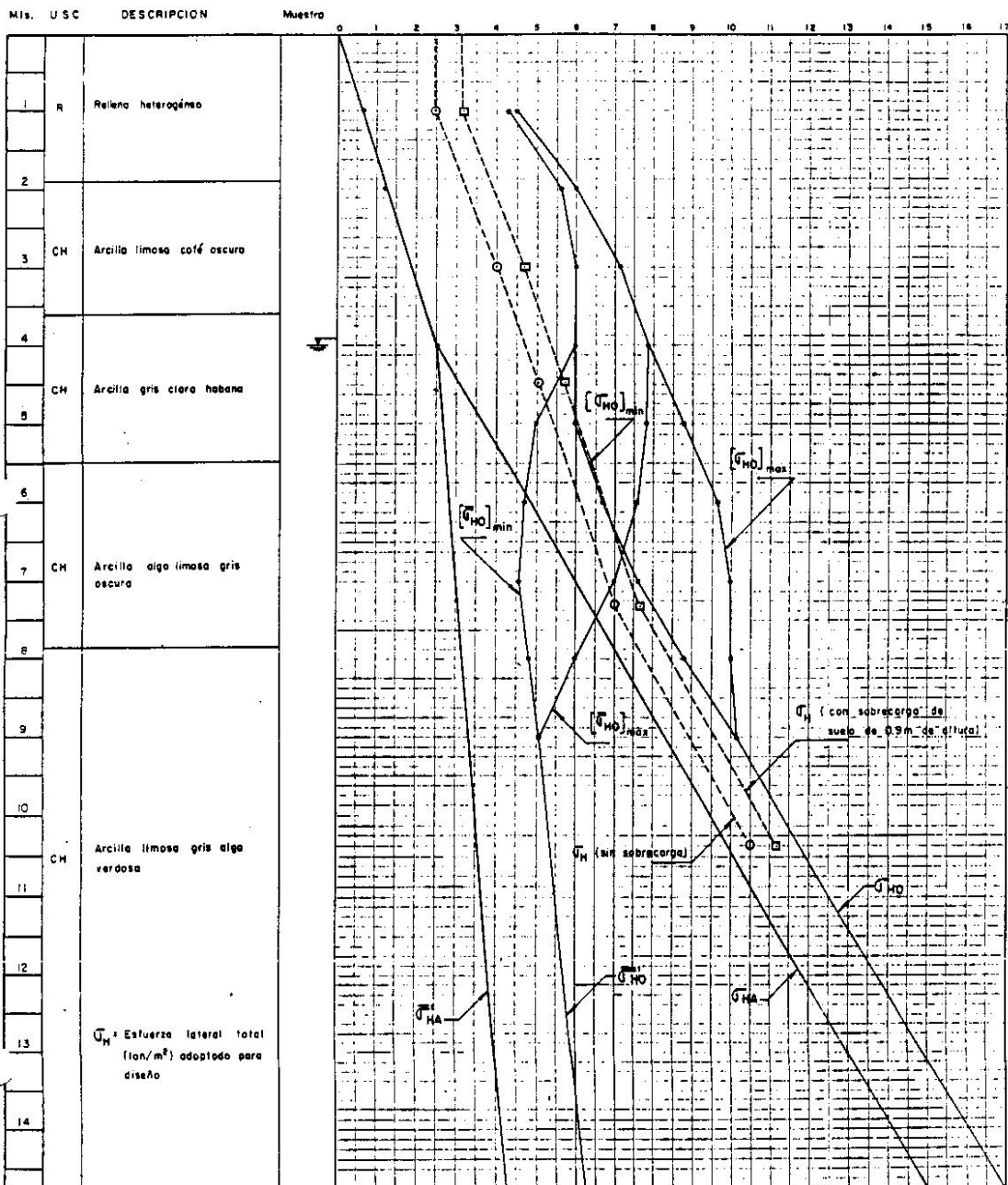
LOCALIZACION Av. La Esperanza - Cra. #4

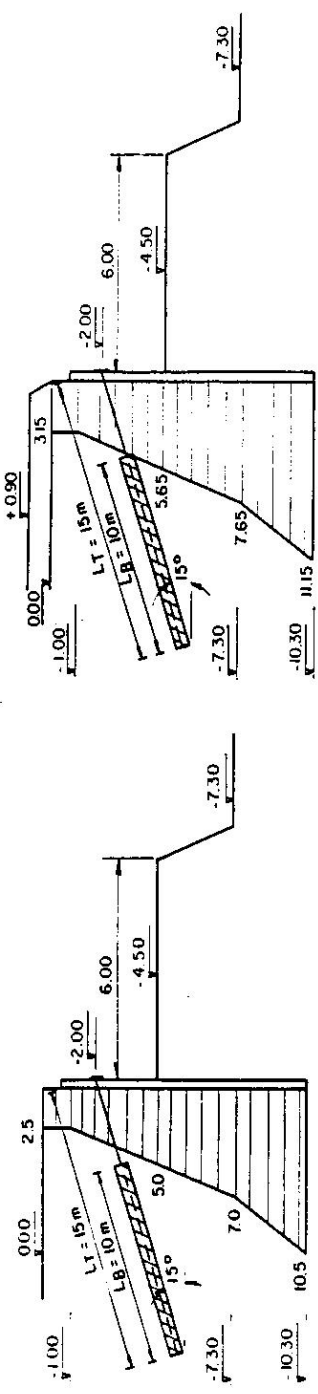
COORDENADAS

COTA 0.00 m

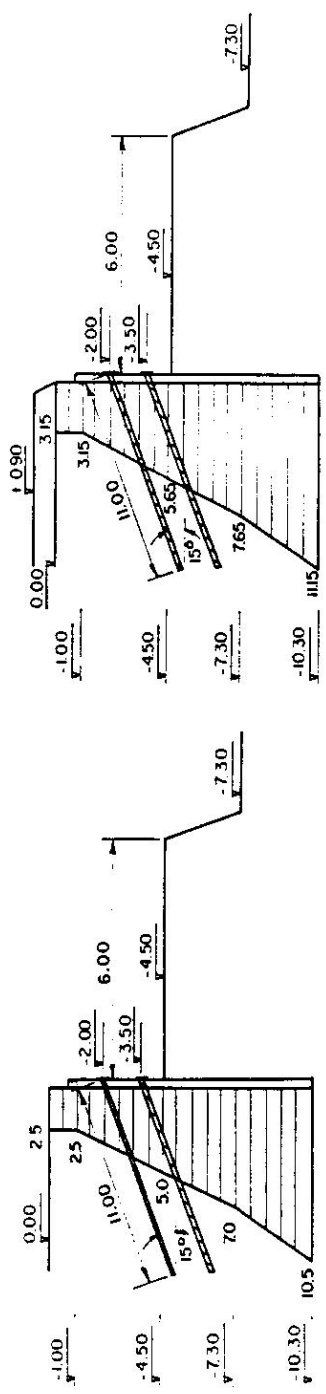
FECHA Diciembre, 1991

ESFUERZOS LATERALES, (ton/m²)

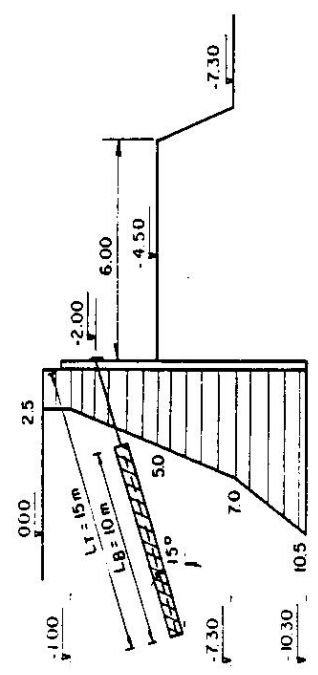




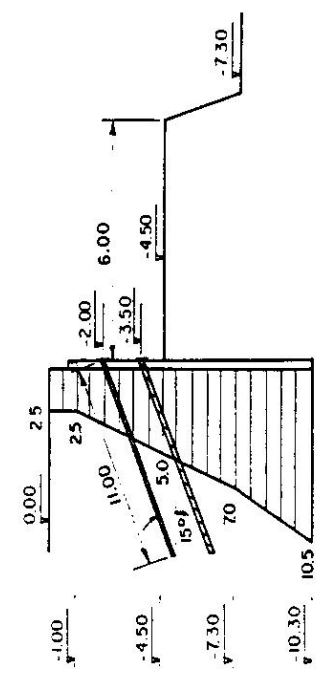
CASO 3-A



CASO 3-B



CASO 4-A

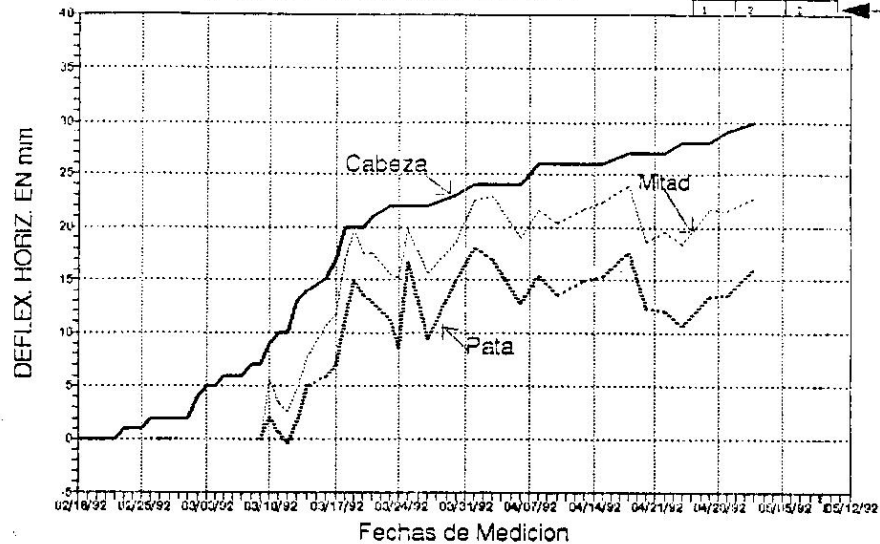


CASO 4-B

FIGURA 27 --- DIAGRAMAS DE PRESION LATERAL TOTAL DE TIERRAS.
CASOS ANALIZADOS. EDIFICIO TRIBUNALES.

ESGUERRA SAENZ Y SAMPER LTDA. - OBRA TRIBUNALES DE BOGOTÁ Y C/MARCA.
 CONTROL DEFLEX. HORIZONTALES PANTALLAS
 SECTOR 2 - PANTALLA ORIENTAL -EJE 10-11

4	8	5
6	9	7
1	2	3



ESGUERRA SAENZ Y SAMPER LTDA. - OBRA TRIBUNALES DE BOGOTÁ Y C/MARCA.

CONTROL DEFLEX. HORIZONTALES PANTALLAS
 SECTOR 1 - PANTALLA SUR - EJE C3

4	8	5
6	9	7
1	2	3

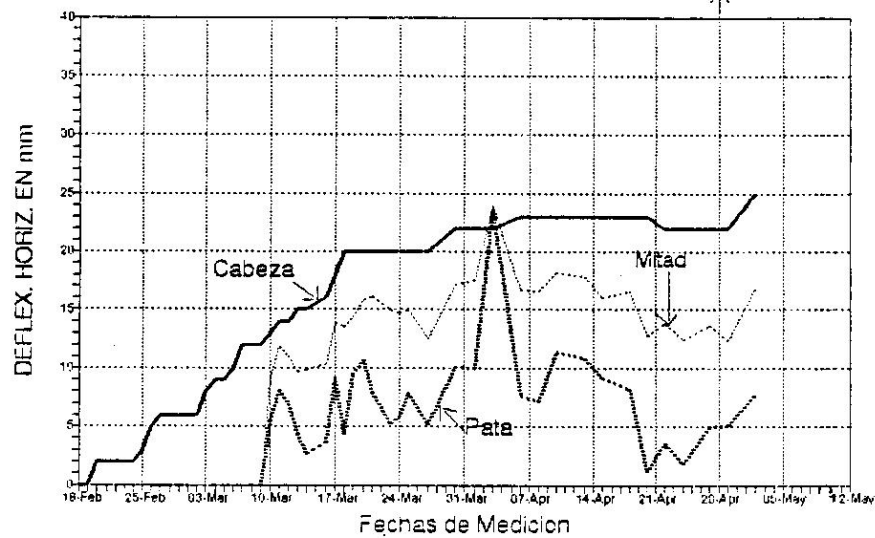


FIGURA - 28

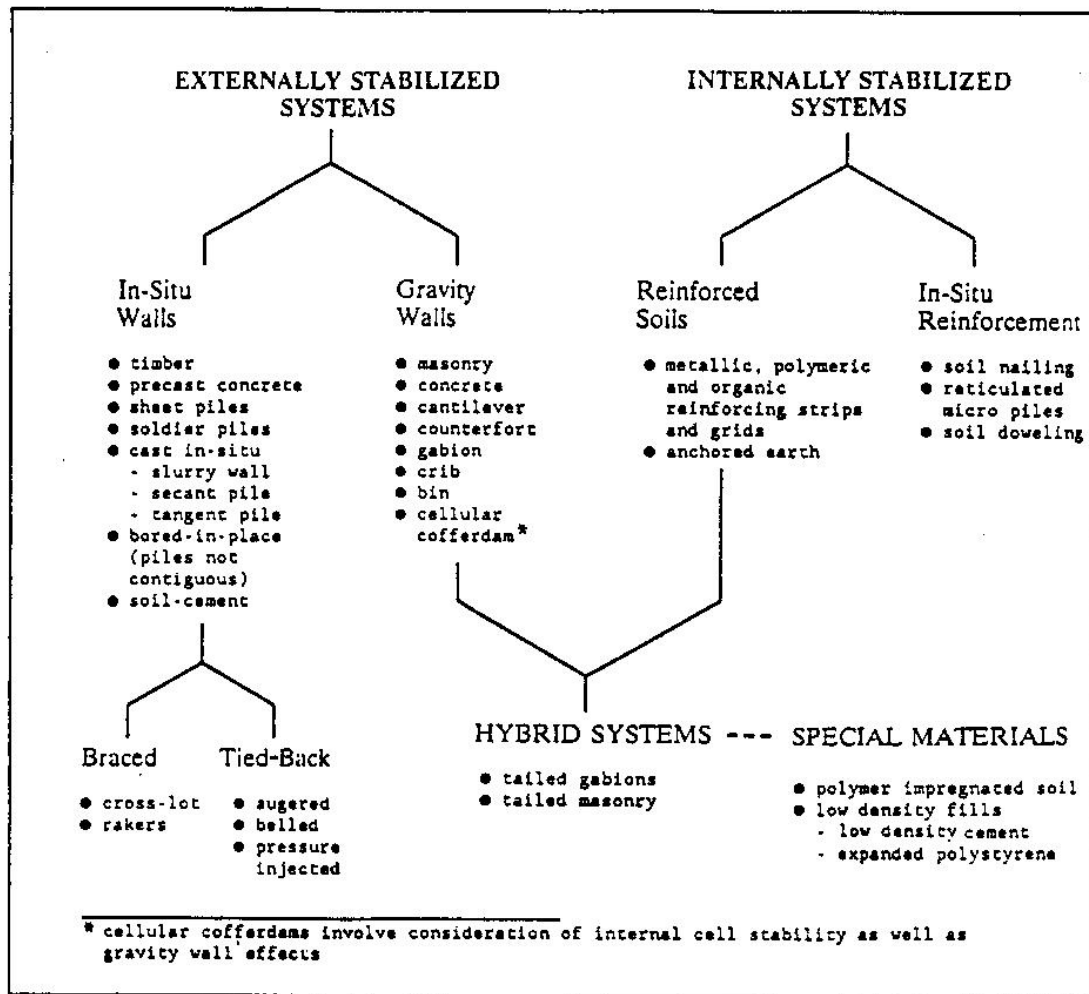


TABLA 1 - CLASIFICACION DE SISTEMAS DE CONTENCION
(O'ROURKE 1990)

External Forces Weight G Surcharge Q	Weighing Factors $\Gamma_w = 0.95$ or 1.05^* $\Gamma_Q = 0.90$ or 1.20^*
Soil Strength Friction $\tan$ Cohesion c'	Partial Safety Factor $\Gamma_{m\phi'} = 1.20$ $\Gamma_{mc'} = 1.50$
Soil-Nail Interface Frictional Resistance q_s	Partial Safety Factor $\Gamma_{mq_s} = 1.40$
Steel Nail Tensile Strength R_n	Partial Safety Factor $\Gamma_{mR_n} = 1.15$
Method Coefficient $\Gamma_{s3} = 1.125$	
* or ** depending on the positive or negative effect on stability	

TABLA 2 - FACTORES DE SEGURIDAD PARCIALES
(SCHLOSSER 1992)

$$\begin{aligned} \text{Relación de longitud} &= \frac{\text{Máxima longitud de anclaje}}{\text{Altura de excavación}} = \frac{L}{H} \\ \text{Relación de adherencia} &= \frac{\text{Diámetro del orificio x longitud de anclaje}}{\text{Area de espaciamiento x anclaje}} = \frac{d_o \times L}{S} \\ \text{Relación de resistencia} &= \frac{[\text{Diámetro del refuerzo (acero)}]}{\text{Area de espaciamiento por anclaje}} = \frac{d_r^2}{S} \\ \text{Relación de comportamiento} &= \frac{\text{Desplazamiento horizontal}}{\text{Altura de excavación}} = \frac{\delta H}{H} \end{aligned}$$

PARAMETROS	ANCLAJES EXCAVADOS Y RELLENOS CON LECHADA DE CEMENTO	ANCLAJES HINCADOS	SUELO GRANULAR	MORRENAS Y ARCILLAS CALCAREAS
Relación de longitud	0.5 — 0.8	0.5 — 0.6	0.5 — 0.8	0.5 — 1.0
Relación de adherencia	0.3 — 0.6	0.6 — 1.1	0.3 — 0.6	0.15 — 0.20
Relación de resistencia	0.4 — 0.8	1.3 — 1.9	0.4 — 0.8	0.10 — 0.25
Relación de comportam.	0.001 — 0.003	No hay datos	—	—

TABLA 3 — PARAMETROS PARA DISEÑO PRELIMINAR.