

PRIMER ENCUENTRO NACIONAL DE INGENIEROS DE SUELOS Y ESTRUCTURAS

**SISTEMAS DE EXCAVACION  
- PANTALLAS -**

Por: Augusto Espinosa Silva\*

Armando Palomino Infante\*\*

INTRODUCCION

Los organizadores de este Primer Encuentro de ingenieros de suelos y estructuras han querido que 19 años después del simposio sobre edificios en altura, los ingenieros vinculados a la solución de los problemas urbanos repasen lo aprendido en estas dos últimas décadas, se respondan una serie de preguntas aún sin respuesta formal y analicen si el intercambio de información entre las dos disciplinas se está efectuando al mismo nivel.

Las técnicas modernas de solución de cimentaciones empezaron a conocerse en los comienzos de la década de los 60s. En Colombia sólo se hicieron ampliamente disponibles veinte años después. En el campo de las estructuras, así suene redundante, la agitación provino de los movimientos sísmicos de Caracas, Venezuela ( 1967 ) y de San Fernando, California ( 1971 ), que junto con otros movimientos destructivos en esas dos décadas marcaron un cambio drástico en la concepción estructural y en la forma de calcular. A lo anterior hay que agregar, a par

---

\* I.C. Universidad Nacional, M.S. University of Illinois, profesor de tiempo parcial Universidad de los Andes, Ingeniero Consultor Socio de AREAS LTDA.

\*\* I.C. Universidad Nacional, DIC Imperial College, M.S. University of London, Postgrado Lehigh University, Ingeniero Consultor socio de PCA LTDA.  
Profesor U.N. profesor Escuela Colombiana de Ingeniería.

Desde los años 80s, la aparición masiva de los computadores personales en las mesas de trabajo de los ingenieros de suelos y de los estructurales, sobre todo de éstos últimos.

Uno de los temas que quiere el comité organizador que se analice, es el de excavaciones por medio de pantallas. La tecnología correspondiente está hoy día ampliamente asimilada por sus constructores; sin embargo, podría decirse que - sin apelar a estadísticas - es el tipo de obra que más fallas catastróficas registra y cuyo comportamiento deja aún mucho que desear.

#### GENERALIDADES

La aplicación de estas técnicas modernas relacionadas con la construcción en zonas urbanas, puede asignarse en Colombia a los comienzos de la década de los ochenta. De su uso por empresas extranjeras en megaproyectos hidroeléctricos, se pasó poco a poco a la utilización por firmas colombianas, anteriormente asociadas a los constructores de esos proyectos.

En todo caso, conviene aquí hacer la descripción de la variedad de sistemas que el ingenio humano ha desarrollado en el muy corto lapso de tres décadas ( 1.2 ).

#### Pantallas

En los casos de excavación vertical o cuasivertical, es necesario colocar una pared que sostenga el suelo sin remover. En este caso, se han empleado los siguientes sistemas :

- . Tablaestacas metálicas
- . Pilotes de acero, con entibado en madera
- . Tablero pre-formados en concreto reforzado
- . Pantallas pre-excavadas, en concreto reforzado colocado a través de tubo tremie
- . Pantallas en concreto proyectado o lanzado
- . Pilotes alineados muy cercanos, tipo cortina ICOS
- . Sistemas combinados.

#### Anclas

Según el sistema empleado para su construcción, se conocen las siguientes variedades :

- . Ancla cilíndrica sin presión de inyección
- . Ancla cilíndrica con campana ensanchada, sin presión
- . Ancla entubada transitoriamente: inyección mientras se retrae el revestimiento ( Ancla Tipo BAUER, 1958 )
- . Ancla de bulbos múltiples, inyectada a presión ( Ancla de Inyección Múltiple )

Según el material empleado en el tendón, propiamente dicho :

- . Ancla de Varilla

- . Ancla de cable con torones múltiples

Según la oportunidad de la colocación del tendón :

- . Antes de la inyección
- . Después de la inyección

Según el tensionamiento :

- . Anclas activas, pre-esforzadas
- . Anclas pasivas, sin esfuerzo distinto del producido por la masa de suelo al entrar en movimiento

Según el material que llena el ancla :

- . Hormigón
- . Mortero
- . Lechada de cemento
- . Inyección epóxica

#### PRESION DE TIERRAS

La presión de tierras en los casos donde se envuelve el tensionamiento del material, o cuando en la medida en que se excava se van colocando apuntalamientos de alguna especie, difiere de las simples formulaciones dadas por Coulomb o por Rankine según se desprende de la teoría de falla de Mohr Coulomb.

En efecto, la distribución de presiones y los efectos colaterales como asentamientos y corrimientos, dependen - en primer lugar - de las características de los suelos excavados, y también de manera fundamental del procedimiento de excavación y entibado y de la calidad de la ejecución.

La teoría clásica generalizada, establece que la presión de tierras es del tipo hidrostático ( creciente linealmente con la profundidad ) y está dada por :

$$P_A = \gamma z \tan^2 ( 45 - \phi / 2 ) - 2 c \tan ( 45 - \phi / 2 ) \quad \dots(1)$$

donde :

$P_A$  = presión activa a la profundidad Z

$\gamma$  = peso unitario del suelo

$\phi$  = ángulo de fricción interna

c = cohesión

Para que esta presión pueda ejercerse, basta con que el muro de sostenimiento sufra desplazamientos de 0.001 a 0.002 H, para suelos granulares y de 0.01 a 0.06 H para suelos cohesivos de firmes a blandos.

En los casos reales de grandes excavaciones, estos movimientos no sólo son excedidos, sino que ocurren redistribuciones de carga a través de la estructura de sostenimiento y los puntos de entibado causan un efecto de arco generalizado. Es por esta razón que la presión no puede describirse por medio de las formulaciones de Rankine o Coulomb. Más aún, la influencia del procedi

miento constructivo y de la calidad de la ejecución, han llevado a los investigadores a postular envolventes de presiones o diagramas de presión aparente con base en los cuales puede calcularse la presión esperada en cada uno de los puntos de entibado; estos diagramas, por cierto, llevan implícito un cierto factor de seguridad.

Los más utilizados son :

#### Diagrama de Peck

Peck et al ( 6 ) postulan, con base en formulaciones anteriores de Terzaghi y Peck ( 5 ) y de Peck ( 3 ), los siguientes diagramas de presión aparente :

. Arenas

$$P = 0.65 K_A \gamma H \quad \dots(2)$$

. Arcillas

$$p = \frac{0.2}{0.4} \gamma H \quad \frac{\gamma H}{c} \leq 4 \quad \dots(3)$$

$$p = \gamma H - 4c \quad \frac{\gamma H}{c} > 4 \quad \dots(4)$$

#### Diagrama de Tschebotarioff

Tschebotarioff ( 4 ), especialista en el tema y polemista connotado, no satisfecho con las anteriores, propuso las siguientes :

. Arenas

$$p = 0.25 \gamma H \quad \dots(5)$$

. Arcillas firmes

$$p = 0.3 \gamma H \quad \dots(6)$$

. Arcillas medias

$$p = 0.375 \gamma H \quad \dots(7)$$

En los tres casos se sugieren reducciones de los diagramas en sus extremos superior e inferior.

#### Diagrama de Schnabel

Schnabel ( 2 ), en un acto de sobresimplificación del asunto, propone calcular las presiones de todas las pantallas ancladas, así :

$$p = 0.4 H \quad \dots(8)$$

donde

$p$  = presión en el centro del diagrama,  $\text{ton/m}^2$

$H$  = altura de la excavación,  $z_{\text{max}}$ , m

En la Fig. 1 se presentan en forma comparativa los diagramas propuestos.

#### Efectos Calaterales

Cuando se practica una excavación, independientemente del tipo de sue

lo y de la forma de llevarla a cabo, se producen varios efectos colaterales a la presión de tierras que se genera. Estos efectos son : desplazamiento lateral de la pared, asentamiento en el perímetro de la excavación y levantamiento del fondo de la misma.

Peck ( 3 ) ha demostrado que el volumen incorporado en el desplazamiento es muy similar al volumen correspondiente al asentamiento. Más aún, el movimiento de la pared hacia la excavación, es del mismo orden de magnitud que el asentamiento medido en los alrededores ( Lampe ( 8 ) ).

Además, particularmente en suelos blandos, el movimiento del suelo en una excavación no cesa en el fondo de ésta, sino que se prolonga hacia abajo, movilizándolo con ello un volumen de suelo del mismo tamaño que el material excavado. Bjerrum ( 7 ) ha presentado información concluyente en este sentido; el fenómeno es tanto mayor en cuanto aumenta la profundidad de la excavación y el suelo pasa de un estado elástico a uno de plastificación, previo a la falla de fondo ( Ver Fig. 2 ).

Es también Bjerrum ( 7 ) quien recoge experiencias según las cuales en cortes profundos y a largo plazo, parece cesar el efecto de arco anotado para presentarse una distribución hidrostática de presiones, conforme a la teoría clásica. Este hecho es particularmente cierto en excavaciones angostas.

Peck ( 3 ) hace claridad sobre los asentamientos en su relación con la distancia del borde de la excavación; para efectos de su presentación, los normaliza contra la profundidad de la excavación. La Carta de Peck, resultante de este ejercicio, se incluye en la Fig. 3. La carta está dividida en tres zonas, así:

<u>Zona</u>	<u>Material</u>	<u>Asentamiento Max</u>
I	Arena y arcilla firme	0.01 H
II	Arcilla blanda y muy blanda limitada en profundidad	0.02 H
III	Arcilla blanda y muy blanda excavación profunda	0.03 H

Otro efecto de trascendental importancia, en lo que hace referencia al presente trabajo, es que se ha demostrado que cuando se pre-esfuerzan los elementos de apuntalamiento se logra reducir el desplazamiento del muro o pantalla por un orden de magnitud ( 3 ).

#### ESTABILIDAD DE EXCAVACIONES

##### Taludes Verticales

Desde Terzaghi se conoce el planteamiento fundamental sobre la estabilidad de excavaciones en medios cohesivos, donde

$$D_c = \frac{c N_s}{\gamma} \quad \dots(9)$$

donde

$D_c$  = profundidad crítica de un talud vertical en arcilla

$c$  = cohesión

$\gamma$  = peso unitario

$N_s$  = factor de estabilidad

Para Terzaghi (17) este factor de estabilidad puede aproximarse a 4. Siguiendo rigurosamente a Taylor (18) puede decirse que este factor es 3.85 para suelos puramente cohesivos.

Esto, sin embargo, no es rigurosamente cierto en el largo plazo cuando el material arcilloso se drena y permite que su comportamiento sea puramente friccional, caso en el que el tratamiento de esfuerzos totales, como artificio de cálculo, deja de ser aplicable.

Por otra parte, la experiencia indica que el material no solo se drena sino también se deseca formando ( o acentuando ) un patrón de agrietamiento en bloques, a partir del cual la idealización de una masa cohesiva tampoco es cierta; en este caso, el suelo se comporta como compuesto por una agrupación de grandes masas de bajo ángulo de fricción y cierta deformación intrínseca bajo carga, cuyo análisis puede ser muy simple o muy complejo dependiendo desde donde se acometa.

#### Influencia del Apuntalamiento

De la inestabilidad de tales cortes surge la necesidad de colocar algún tipo de soporte interior o apuntalamiento.

Constreñida la falla potencial como talud, la excavación puede acometerse a mayor profundidad, con sujeción a la resistencia del suelo. En este caso, hasta que la sobre-carga lateral no sea excesiva para el suelo colocado en el fondo. Sobreviene entonces una falla invertida de capacidad portante, donde los factores que intervienen son los mismos definidos para este tipo de

solicitud por Prandtl y Reissner y luego transformados por el propio Terzaghi. No es de extrañar entonces, que Bjerrum y Eide (19) en su trabajo clásico de 1956 hayan tomado los valores dados por Skempton (20) poco antes, en 1951, para capacidad portante en condiciones  $\phi = 0$ .

De acuerdo con esta formulación :

$$D_c = \frac{S_u N_c - q_s}{\gamma} \quad \dots(10)$$

donde :

$N_c$  = factor de capacidad portante dado en la Fig. 4

$S_u$  = resistencia no drenada al esfuerzo cortante

$q_s$  = sobre-carga lateral expresada en las mismas unidades que  $S_u$

En estas condiciones, el factor de seguridad de la excavación estaría dado por :

$$FS_{exc} = \frac{D_c}{D} \quad \dots(11)$$

donde :

$D$  = profundidad real de excavación, tal que  $D \leq D_c$

Falla de Fondo

Para grandes profundidades relativas de excavación, es concebible pensar en una falla de capacidad portante que se manifiesta en un sollevamiento intolerable del fondo de la misma excavación ( Bottom Heave ).

Para evaluar su ocurrencia es preciso utilizar la resistencia no drenada en la base del corte. La formulación debería escribirse así :

$$H = \frac{S_{u_b} \cdot N_c}{\gamma} \quad \dots(12)$$

donde

H = altura de la excavación

$S_{u_b}$  = resistencia no drenada del nivel de la base del corte

$N_c$  = factores de capacidad portante dados en la Fig. 4

$\gamma$  = peso unitario

Ahora bien, dado el carácter estratificado de la mayoría de los suelos, para problemas prácticos debe pensarse como una sumatoria de las capas, así :

$$N_s = \frac{\sum \gamma_i H_i}{S_{u_b}} \quad \dots(13)$$

Debe observarse que  $N_s$  es una medida relativa de la altura del talud, mientras  $N_c$  su límite superior, de acuerdo con la teoría.

La experiencia ha demostrado ( Peck et. al. ( 6 ) ) que los materiales inician su plastificación alrededor de los puntos de cambio de pendiente de la excavación, donde se presentan concentraciones notables de esfuerzos cuando  $N_s$  pasa de 3; esta plastificación se hace notoria cuando se llega a 4. Para valores de  $N_s$  inferiores a 6 se comprueba que los movimientos, tanto del sistema de apuntalamiento como del fondo de la excavación, son manejables. Para valores de  $N_s$  cercanos a 8, los movimientos se hacen intolerables; si se pasa de 8 el movimiento es excesivo y puede decirse que sobreviene la falla de fondo.

Ver, a este respecto, los comentarios expresados en relación con los efectos colaterales en el capítulo dedicado a presión de tierras.

#### LA PANTALLA PRE-ESFORZADA

Las consideraciones propias de este capítulo están circunscritas al diseño y la construcción de pantallas en concreto reforzado, en cualesquiera de sus variedades.

El tipo de pantalla que se escoja finalmente para cada caso, estará dictado por el uso que se le vaya a dar a la estructura. En esta consideración tiene especial peso el hecho de la permanencia o no de la estructura, o el concepto opuesto, su temporalidad. Si la estructura es concebida sólo para permitir la construcción, y será luego reemplazada por otra de carácter permanente, tendrá que responder a unos determinantes de cálculo diferentes a los que tendría si fuera construida desde un principio para actuar durante toda la vida útil de la obra ( 9, 10, 11 y 12 ).

El dimensionamiento, tanto de la pantalla como de sus puntos de apoyo, se basará en un proceso de ensayo y error que parte de la calidad de los materiales que se van a contener ( 13, 14 y 15 ).

Teóricamente, al menos, debe proveerse un apoyo a distancias no mayores que :

$$z = \frac{2c}{\gamma} \sqrt{N_0} = \frac{2c}{\gamma} \tan ( 45 + \phi/2 ) \quad \dots(16)$$

Este planteamiento es válido también para la distancia vertical entre el borde superior del corte y la primera fila de apoyos.

Otra consideración fundamental que deberá hacerse en el proceso de diseño es el de la presencia de agua subterránea y las provisiones para su manejo durante la construcción. No debe soslayarse el hecho de que la presión del agua es superior a la presión de tierras, cualquiera que sea la formulación que se utilice.

### Estructuras Abiertas

Se han construido con buen éxito estructuras de contención formadas por mallas de vigas y columnas en cuyas intersecciones se instalan los pernos de anclaje. Condición fundamental para el planteamiento de esta solución es la distancia entre apoyos que garantice la estabilidad del suelo en tanto se construye el apoyo definitivo.

Una variedad de este sistema puede ser el de apoyos verticales, columnas o caissons, encargados de proveer el sostenimiento de los suelos y el apoyo para la instalación de los pernos.

### Paneles Construidos In-Situ

Este sistema ha sido ampliamente utilizado en Colombia ( 16 ).

Se basa en la construcción progresiva de paneles cuadrados o rectangulares, que se van colando in-situ en la medida en que avanza la construcción, preferiblemente en franjas horizontales. El tamaño de los paneles está dado por la resistencia del suelo que garantice su estabilidad por el tiempo necesario para adelantar la labor en cada tramo ( Stand-up time ). Normalmente se colocan pasadores de refuerzo entre paneles para lograr continuidad. Es un muro que puede hacerse muy delgado, dejando protuberancias en las zonas de influencia de los pernos donde los esfuerzos cortantes y de punzonamiento son mayores.

La aparición súbita de venas de agua subterránea puede hacer fracasar el sistema.

### Concreto Lanzado o Proyectado

Es un sistema muy recursivo cuando el acabado final no es una condición definitiva del diseño. Presupone alta calidad del material por soportar.

El sistema conocido como nailing se basa en la facilidad para extender una malla de refuerzo en un talud y proyectar concreto sobre ella.

Puede usarse en combinación con alguno de los anteriores, con pernos activos o pasivos.

### Pantallas Pre-excavadas

Este sistema, conocido como slurry-wall en los Estados Unidos, se ha convertido en cotidiano en el medio profesional en la medida en que diversos

contratistas han adquirido la tecnología y la experiencia necesarias para su utilización ( 21 ).

Tiene excelente aplicación en suelos blandos como el de la Sabana de Bogotá, cuyas características excepcionales hacen que sean también excepcionales los métodos constructivos que deban emplearse.

La peculiaridad más relevante de este sistema es que la estructura de contención puede completarse en su totalidad antes aún de la excavación. Otra peculiaridad es que la pantalla puede prolongarse por debajo del nivel de excavación para aprovechar así la resistencia pasiva del suelo de base, para sostener en parte los esfuerzos movilizados al excavar.

La así llamada pantalla autoportante, ha presentado fallas espectaculares. La razón de este comportamiento anómalo es que el hecho de que aunque, en teoría la pantalla se sostenga sola por un juego entre acciones activas y reacciones pasivas, ésto no quiere decir que su movimiento no sea considerable y produzca el remoldeo del suelo que desencadena el volcamiento del muro.

#### Diagrama de Estabilidad

La frecuencia con la que se ha presentado un comportamiento anómalo - o en ocasiones errático - de las pantallas embebidas en suelos arcillosos, ha hecho dudar de la calidad de auto-portantes de estas estructuras, en unos casos, y evitar su utilización apuntalada, en otros.

Para dilucidar el hecho, se ha preparado el diagrama de estabilidad contenido en la Fig. 5. Se expresa, de acuerdo con cuanto se ha verificado en el presente trabajo y la experiencia de sus autores, la estabilidad de las pantallas en términos de  $N_s$  y del empotramiento dado como  $L/H$  ( donde  $L$  es la longitud total de la pantalla y  $H$  es la altura libre de la excavación ).

Se ha dibujado, a manera de referencia general, la línea teórica de Terzaghi en  $N_s = 4$ , la cual marcaría la estabilidad general en cortes verticales en arcilla. Se proponen dos líneas de estabilidad: la inferior, Línea I para pantallas autoportantes ( autoestables, dicen algunos ), con una serie de puntos de casos reales con fallas por encima y casos con comportamiento satisfactorio por debajo. Se postula, entonces, una zona de estabilidad para las pantallas autoportantes, para las condiciones bajo dicha línea; en la región superior, se presentaría inestabilidad y sería necesario recurrir a algún tipo de apuntalamiento.

La Línea de Estabilidad II, por su parte, señala el límite superior de utilización para pantallas apuntaladas o ancladas. Quiere esto decir, que por debajo de dicha línea se logra una condición de estabilidad para este tipo de pantallas. Por sobre la Línea II se presenta una doble condición de falla de talud para valores bajos de L/H y de falla de fondo para valores altos de dicho parámetro.

No se pretende que la Fig. 5 cumpla los propósitos de diseño o que llegue a reemplazar el análisis juicioso por medio de cualquiera de los métodos presentados en la literatura. Su propósito es recoger el estado del arte en la materia y servir de llamado de atención a los constructores y de verificación de sus cálculos a los diseñadores.

#### Esquema de Atiratación

Cuando la pantalla debe sostenerse por agentes externos a ella misma, pueden utilizarse puntales de madera o acero, más o menos provisionales o improvisados según sea la emergencia de su uso.

En los casos donde la importancia del trabajo, ya sea por sus propor

ciones o por las construcciones aledañas así lo aconsejan, se programa desde un principio la utilización de pernos o tirantes.

Los detalles de diseño y construcción están fuera de los alcances del presente trabajo. No así las recomendaciones sobre el esquema general de sostenimiento, que se presenta en la Fig. 6 de acuerdo con Peck et. al. ( 6 ).

#### OBSERVACIONES DE UN INGENIERO ESTRUCTURAL

##### Planteamiento del Problema

Los costos del espacio aéreo, las restricciones en las alturas de las edificaciones y la necesidad de dar solución al parqueo de los vehículos, han llevado a los arquitectos a utilizar el espacio subterráneo, lo cual obliga a la ejecución de grandes excavaciones, desconociéndose en muchos casos los riesgos y costos que estas soluciones traen en el desarrollo del proyecto.

Cuando el lote escogido coincide con suelos duros, la magnitud de la profundidad de la excavación no ofrece riesgos de una falla de fondo y la construcción puede realizarse utilizando un muro pantalla bien sea anclado o arriostrado interiormente.

Cuando la suerte anterior no se presenta y el suelo es blando, la solución de los problemas que puede generar la excavación exige el mayor cuidado de parte del Ingeniero de Suelos, del Ingeniero Estructural y del Constructor, incrementándose las precauciones con la profundidad de la excavación, según se ha expresado en los parágrafos precedentes.

La utilización de las pantallas se convierte así en una de las alternativas para disminuir los riesgos de daños en las construcciones vecinas y para

facilitar la ejecución de la excavación.

El Ingeniero-Estructural, en el caso de suelos blandos, debe enterarse de si la profundidad de la excavación está cerca a la profundidad crítica que puede producir una falla de fondo y si fuera así o si fuera superior, debe cerciorarse de las soluciones estudiadas por el Ingeniero de Suelos para controlarla. No sobra insistir en que cualquier solución para prevenir la falla de fondo es muy costosa y las que se han empleado en nuestro medio, en combinación con pantallas, consisten en coser el suelo con pilotes muy profundos con refuerzo extendido en toda su longitud.

En la escogencia del proceso constructivo es fundamental prevenir los desplazamientos laterales de las pantallas en toda su altura para evitar la generación de asentamientos en los terrenos vecinos que puedan ocasionar deterioro de las construcciones existentes. En los gráficos mostrados en la Fig. 7, tomada de Xanthakos, 1979 ( 21 ), se aprecian los posibles desplazamientos que pueden presentarse en las pantallas y los asentamientos que se generan, los cuales comienzan a causar daños cuando los diferenciales sobrepasan  $1/300$  de las luces entre columnas. Además las tuberías de servicios que corren por debajo de la vía colindante pueden afectarse causando graves problemas

Sobre este tipo de asentamientos vale la pena observar que por su ocurrencia casi inmediata, causan más daño que los que se presentan en las edificaciones con el transcurso del tiempo, para los cuales se permite un acomodamiento lento tanto de la estructura como de los acabados.

Además del control de movimientos de la pantalla debe cuidarse la expansión del suelo del fondo de la excavación, pues éste también repercute en mayores asentamientos en los terrenos vecinos. La velocidad con que se le devuelva la carga al suelo, acelerando la construcción, disminuirá la magnitud del problema.

Según Peck ( 3 ) el volumen del terreno desplazado en el movimiento lateral

ral más el volumen del rebote o expansión del fondo es igual al volumen de los asentamientos, como ya se había recordado.

El otro elemento generador de asentamientos es el descenso del nivel freático que se presenta con la extracción de agua durante el proceso de la excavación.

Finalmente en las cimentaciones superficiales vecinas localizadas sobre el borde de la excavación, puede generarse un asentamiento por el incremento de presiones sobre los suelos subyacentes, causado por la disminución del área sobre la que se reparten los esfuerzos, ocurrida al eliminarse el terreno de la excavación como puede verse en la Fig. 8.

#### Información Recibida del Ingeniero de Suelos

El Ingeniero Estructural recibe un Estudio de Suelos el cual contiene los perfiles estratigráficos de varios sondeos, las propiedades de los materiales, nivel freático, cálculos varios y recomendaciones de la cimentación, las cuales incluirán el uso de pantallas si la magnitud de la excavación lo requiere. Si este fuera el caso, las recomendaciones incluirán un proceso constructivo para el cual vienen establecidos los diagramas de presiones sobre las pantallas, para las diferentes situaciones que se presentan durante el proceso de la excavación y para la situación definitiva. A nivel informativo se han seleccionado cuatro suelos diferentes ( 22 ) para los cuales se han calculado los diagramas de empujes, sus reacciones y momentos flectores. Ver Figs. 9, 10, 11, 12 y 13. Las diferencias entre las acciones de los diferentes suelos, son evidentes.

#### Aportes Estructurales

Con la información anterior y la permanente asesoría del Ingeniero de Suelos, se inicia el estudio estructural de la cimentación, el cual incluye el

diseño de la pantalla. El Ingeniero Estructural teniendo en cuenta el tamaño, la profundidad de la excavación y demás recomendaciones del estudio de suelos, deberá complementar el proceso constructivo propuesto por el Ingeniero de suelos aportando soluciones estructurales que faciliten la ejecución de la excavación y además garanticen los mínimos desplazamientos laterales de las pantallas. Como en esta conferencia sólo se tratan las soluciones diferentes a las que utilizan sistemas de anclajes, en las Fig. 14 a 17, se presentan diferentes alternativas que pueden utilizarse durante el proceso de excavación.

En todos los casos, los sistemas deben tener en cuenta que las pantallas preexcavadas tienen que ser fundidas por tramos y por lo tanto sin continuidad en el refuerzo horizontal. Su trabajo entonces debe desarrollarse en la dirección vertical con apoyos lineales en diferentes niveles, que por general se hacen coincidir con los niveles de la estructura definitiva.

En muchas situaciones, ver Fig. 14, durante el proceso de la excavación, los apoyos lineales son vigas en concreto que se funden a medida que baja la excavación y que se apoyan sobre puntales temporales o definitivos como postes de madera, vigas de acero o concreto, los cuales se colocan suficientemente espaciados para facilitar las siguientes etapas de excavación.

En el diseño de las vigas fundidas contra la pantalla, cuando estas se utilicen, debe mejorarse su rigidez en el plano horizontal aumentando su ancho, con el fin de garantizar mínimas deflexiones horizontales entre los puntos de apoyo. No debe descartarse la posibilidad de usar el postensiomamiento cuando las luces lo requieran, teniendo en cuenta además las ventajas que este sistema introduce con la contraflecha hacia el terreno vecino, disminuyendo así los desplazamientos laterales de la pantalla, y por ende minimizando una de las causas de asentamientos en los vecinos.

Para el diseño de los apoyos o puntales temporales debe tenerse en

cuenta en su diseño su trabajo a flexo-compresión y por lo tanto debe darse la importancia necesaria a su relación de esbeltez. En cada caso debe comprobarse no sólo su seguridad para soportar las cargas y momentos, sino su rigidez axial procurando que sus deformaciones sean mínimas.

En caso de puntales prefabricados de concreto o acero, resulta muy favorable para el comportamiento de la pantalla el poder precargar estos elementos mediante el uso de algún sistema de gatos.

Como se mencionó anteriormente el informe de suelos establece los diagramas de empujes de tierras con los cuales debe adelantarse el diseño de las pantallas y sus elementos de apoyo. Los diagramas normalmente empleados, son el fruto del análisis de la información obtenida durante la ejecución de muchas obras y el resultado de métodos semiempíricos. Con ciertas limitaciones, los programas de elementos finitos pueden ser utilizados en el análisis global del problema, siempre y cuando se cuente con la información completa de todos los parámetros necesarios para modelar el suelo, la secuencia constructiva, el comportamiento en la superficie pantalla-suelo, etc. ( Clough, 1974 ( 23 ) ).

En este punto vale la pena transcribir una frase de Schneebeli ( 11 ), que dice : " La mecánica de suelos es todavía un arte en el que la observación e intuición son a veces más fecundas que los desarrollos matemáticos laboriosos o los cálculos del computador que pueden dar una impresión de precisión perfectamente ilusoria " .

## APENDICE A - NOTAS

1. En el año de 1972, para marcar un hito que recordara la apertura de sus puertas, la Escuela Colombiana de Ingeniería organizó el Simposio sobre Edificio en Altura, que en su momento congregó a los más destacados representantes de la ingeniería colombiana.
2. Históricamente, los investigadores, para definir con un número adimensional el tamaño relativo de un talud y el uso de su resistencia intrínseca, definieron el número de estabilidad, así :

$$n_s = \frac{c}{\gamma Z}$$

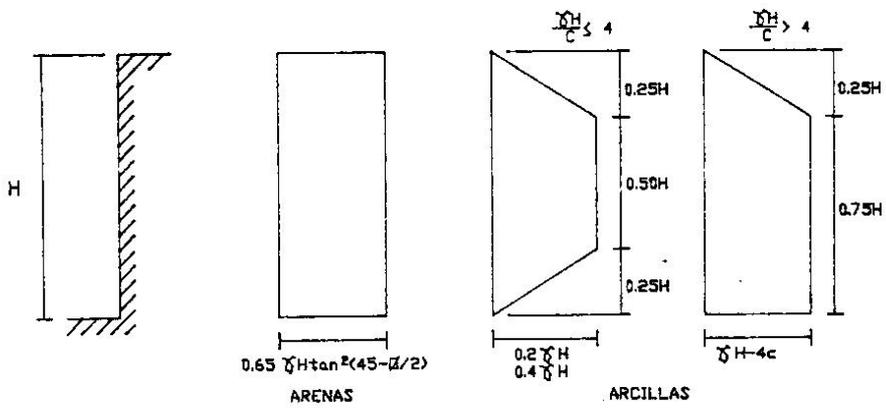
Con el tiempo, se vió que era más representativo y más parecido a la forma como se calcula el factor de capacidad portante, y se recurrió a su inverso, el factor de estabilidad :

$$N_s = \frac{\gamma Z}{c}$$

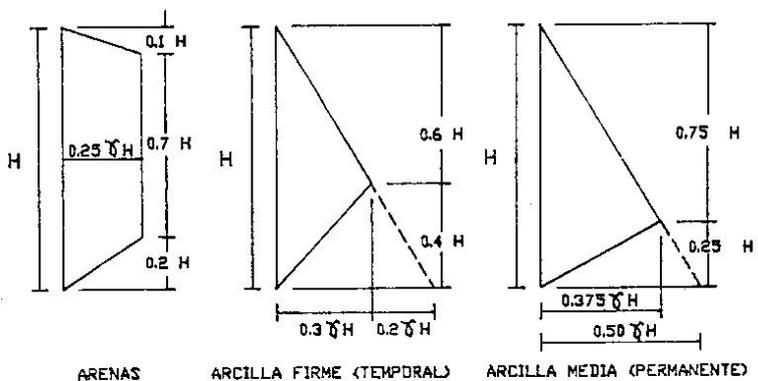
APENDICE B - REFERENCIAS

1. COSTA NUNES, A.J. Pretensionamiento del Terreno. Primera Conferencia Casagrande, VIII CPMSIF, Cartagena, Colombia. 1987.
2. SCHNABEL, HARRY Jr. Tieback Foundation Engineering and Construction. McGraw- Hill. 1982.
3. PECK, RALPH B. Deep Excavation and Tunneling in Soft Ground, VII ICSMFI, Mexico. 1969.
4. TSCHEBOTARIOFF, G.P. Foundations, Retaining and Earth Structures, McGraw - Hill. 1973
5. TERZAGHI, K. PECK, R.B. Soil Mechanics in Engineering Practice 2 nd. Ed. Wiley International. 1967.
6. PECK. R.B. et al. Foundation Engineering, 2 nd Ed., Wiley International. 1974.
7. BJERRUM, L et al. Earth Pressures on Flexible Structures V European Conference SM FI. 1972
8. LAMBE, T.W. et al. Measured Performance of Braced Excavation JSMFD, ASCE, vol 90 SM3. 1970
9. LITTLEJOHN, G.S. Soil Anchors, Proc. Conference on Ground Engineering, ICE, London. 1970.
10. BOWLES, JOSEPH E. Foundation Analisis and Design McGraw Hill, 3a Ed. 1982
11. SCHNEEBELI, GEORGES Muros Pantalla. Editores Técnicos Asociados, S.A., Barcelona. 1974.

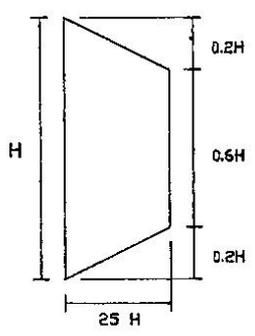
12. RICO, A. DEL CASTILLO, H. La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres. Limusa Wiley, 1974
13. ATTEWELL, P.B. Y FARMER I.W. Principles of Engineering Geology Wiley International
14. OOSTERBAN, M.D.y GIFFORD,D.G. A Case Study of the Bauer Earth Anchor, 5 th PSC, ASCE. 1972
15. POULOS,H.H.& DAVIS,E.H. Pile Foundation Analysis and Design, Wiley International. 1980
16. MOYA, Julio El Subsuelo de Bogotá y los problemas de Cimentaciones VIII CP'ISIF, Cartagena, Colombia. 1987
17. TERZAGHI, KARL Theoretical Soil Mechanics John Wiley & Sons Inc. 1943
18. TAYLOR, D.W. Fundamentals of Soil Mechanics John Wiley & Sons Inc. 1948
19. BJERRUM, L. y EIDE, O. Stability of Struttet Excavations in Clay Géotechnique, Vol 6 No. 1 1956
20. SKEMPTON, A.W. The Bearing Capacity of Clays Proc. Bdg. Re. Congress. 1951
21. XANTHAKOS,PETROS P. Slurry Walls Mc Graw - Hill Book Company. 1979
22. ESPINOSA, AUGUSTO Análisis Económico de los Tipos de Cimentación en el Ambito de Bogotá V Jornadas Geotécnicas SCI, 1988
23. CLOUGH, G.W. y TSUI,y. Performance of Tied - Back Walls in Clay JGED, Vol. 100 GT 12. 1974



a. ENVOLVENTES DE PECK

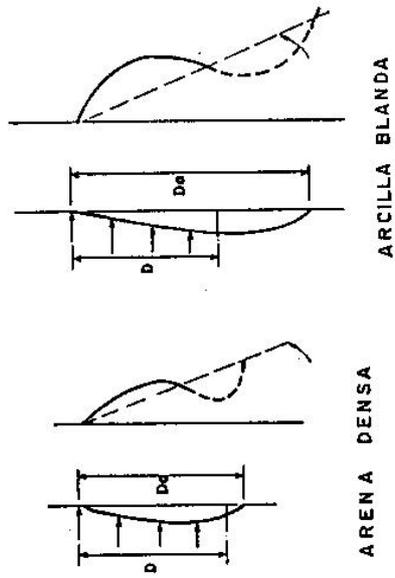


b. ENVOLVENTES DE TSCHEBOTARIDFF

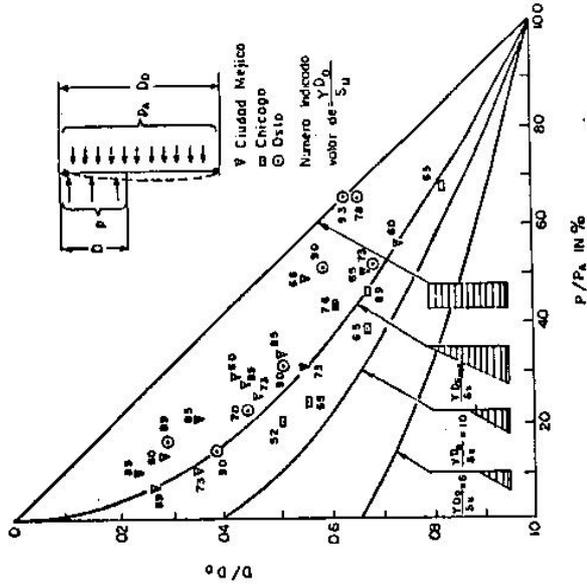


c. ENVOLVENTE DE SCHNABEL

FIGURA 1 DIAGRAMAS DE PRESION APARENTE



a. La deflexión de la pantalla y la redistribución de la presión activa, en excavaciones practicadas en arena densa y en arcilla blanda



b. Comparación de las cargas observadas en los apuntalamientos de excavaciones

FIG. 2 - EFECTOS DE LAS DEFLEXIONES Y LAS PRESIONES AL EXCAVAR EN EL FRENTE DE UNA PANTALLA

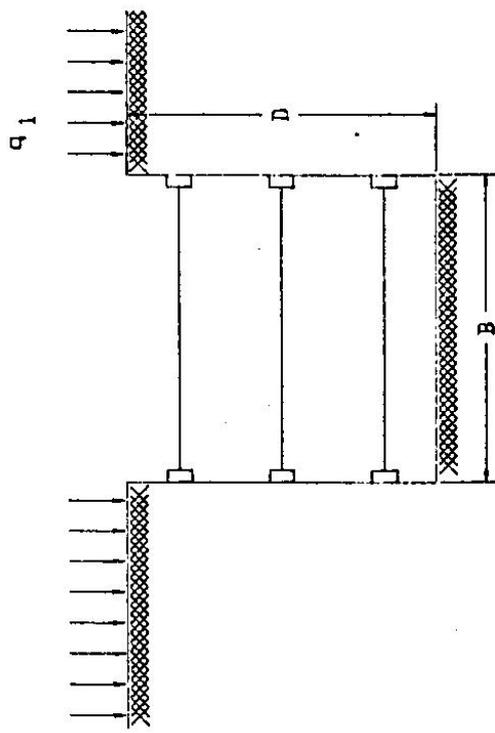
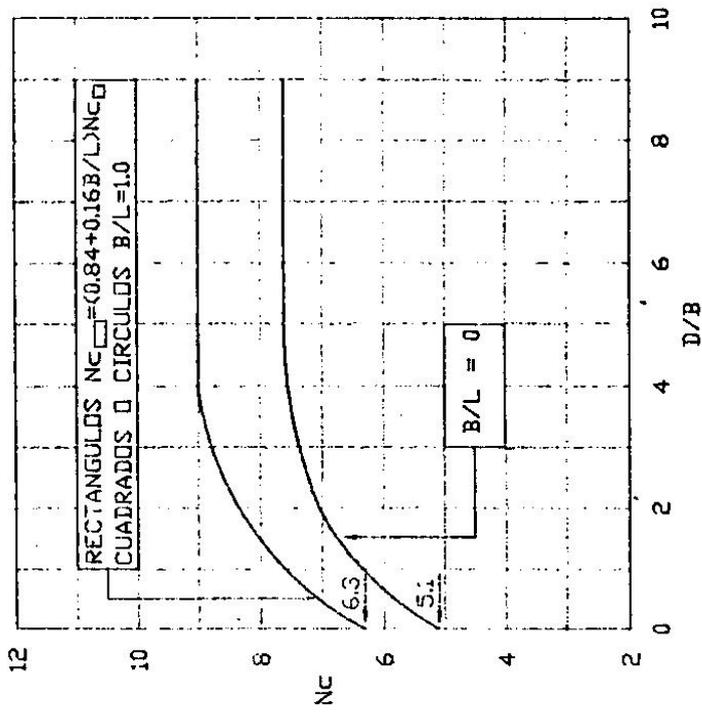


FIGURA 4 FACTORES DE CAPACIDAD PORTANTE - EXCAVACIONES

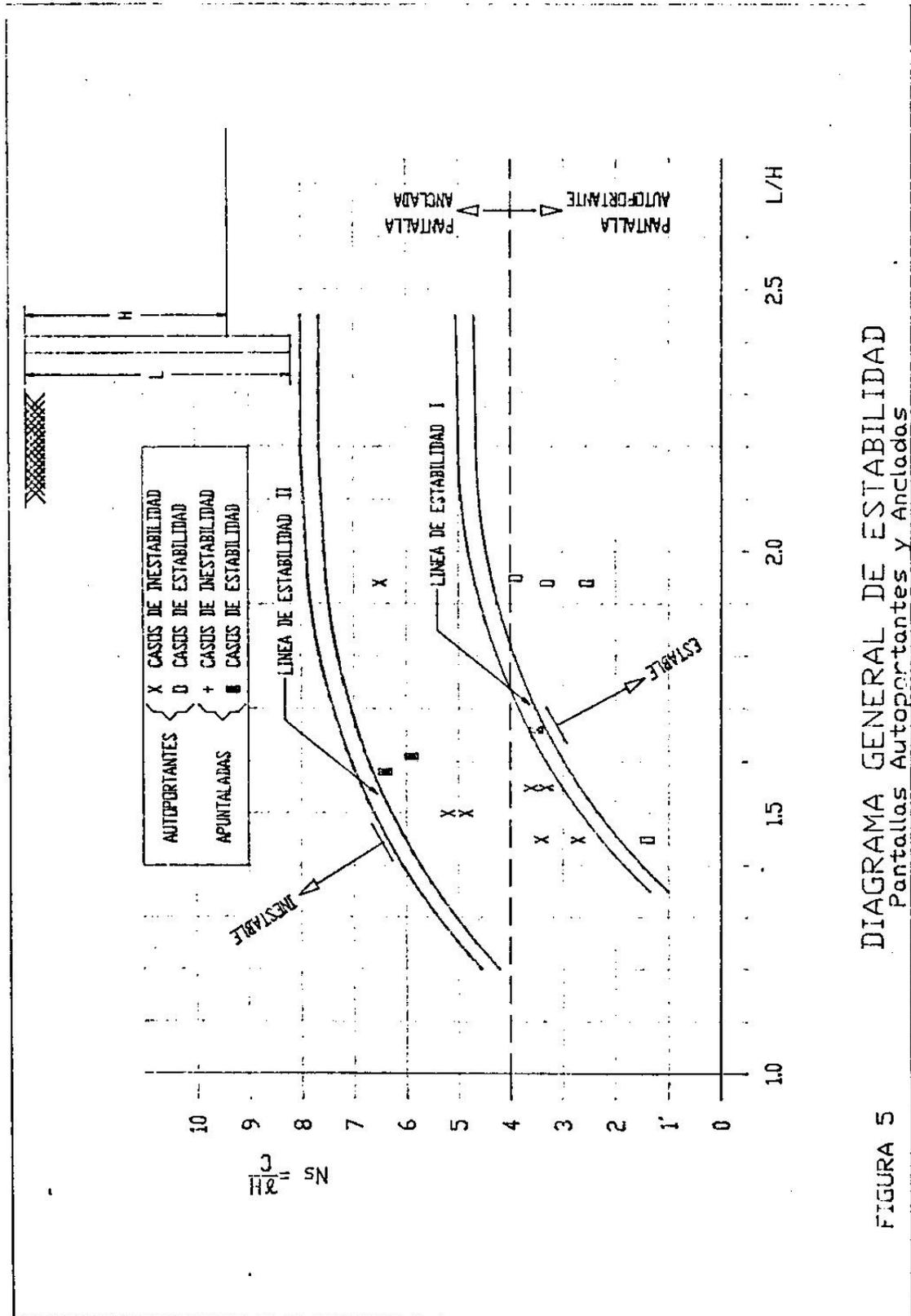
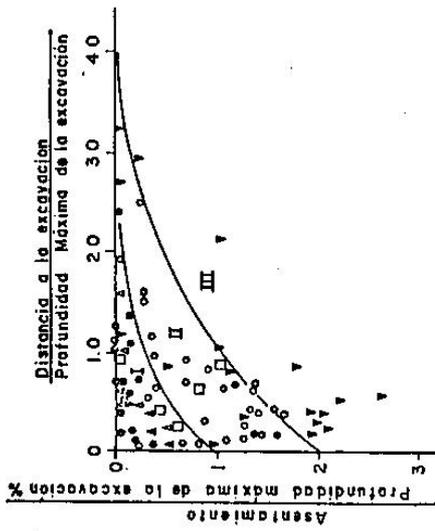


FIGURA 5  
DIAGRAMA GENERAL DE ESTABILIDAD  
Pantallas Autoportantes y Ancladas



Zona I

Arena y Arcilla de Blanda a Dura  
Ejecución medianamente buena

Zona II

a. Arcilla Blanda a muy Blanda

- Profundidad limitada bajo la excavación

- Profundidad significativa bajo el fondo de la excavación

$N_b < N_{cb}$

b. Asentamientos afectados por problemas de construcción

Zona III

Arcilla Blanda a muy Blanda

Hasta una profundidad significativa por debajo del fondo de la excavación y con  $N_b > N_{cb}$

Arcilla Blanda a media

● Chicago, Illinois

○ Oslo, Noruega excluyendo

Vaterland 1,2,3

▼ Oslo, Noruega

Vaterland 1,2,3

▲ Arcilla firme y arena cohesiva

□ Arena sin cohesión

FIG. 3 - CARTA DE PECK. ASENTAMIENTOS EN EL BORDE DE LAS EXCAVACIONES

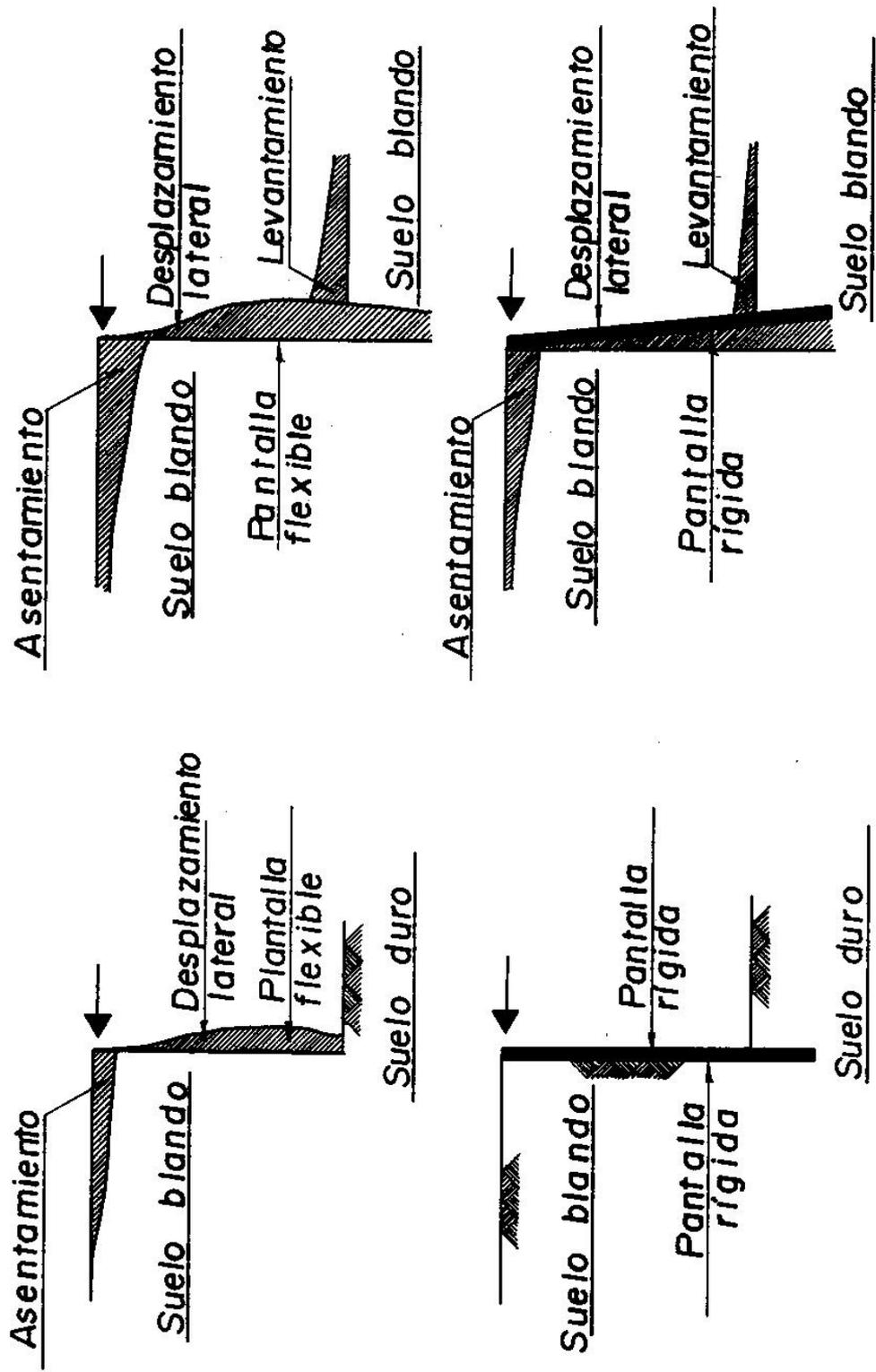


Fig. 7 INFLUENCIA DE LOS DESPLAZAMIENTOS DE LAS PANTALLAS EN LOS ASENTAMIENTOS.

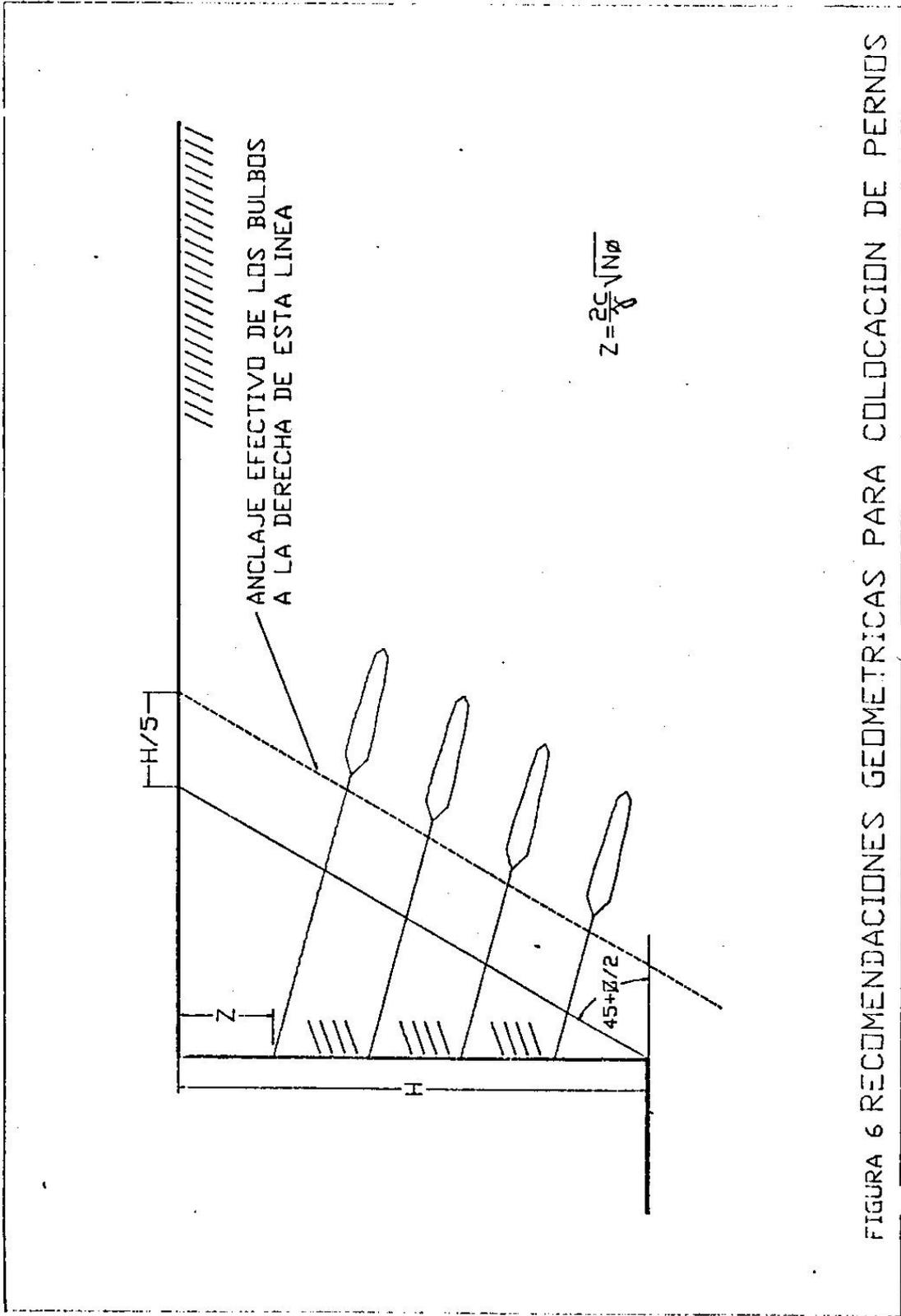


FIGURA 6 RECOMENDACIONES GEOMETRICAS PARA COLOCACION DE PERNOS

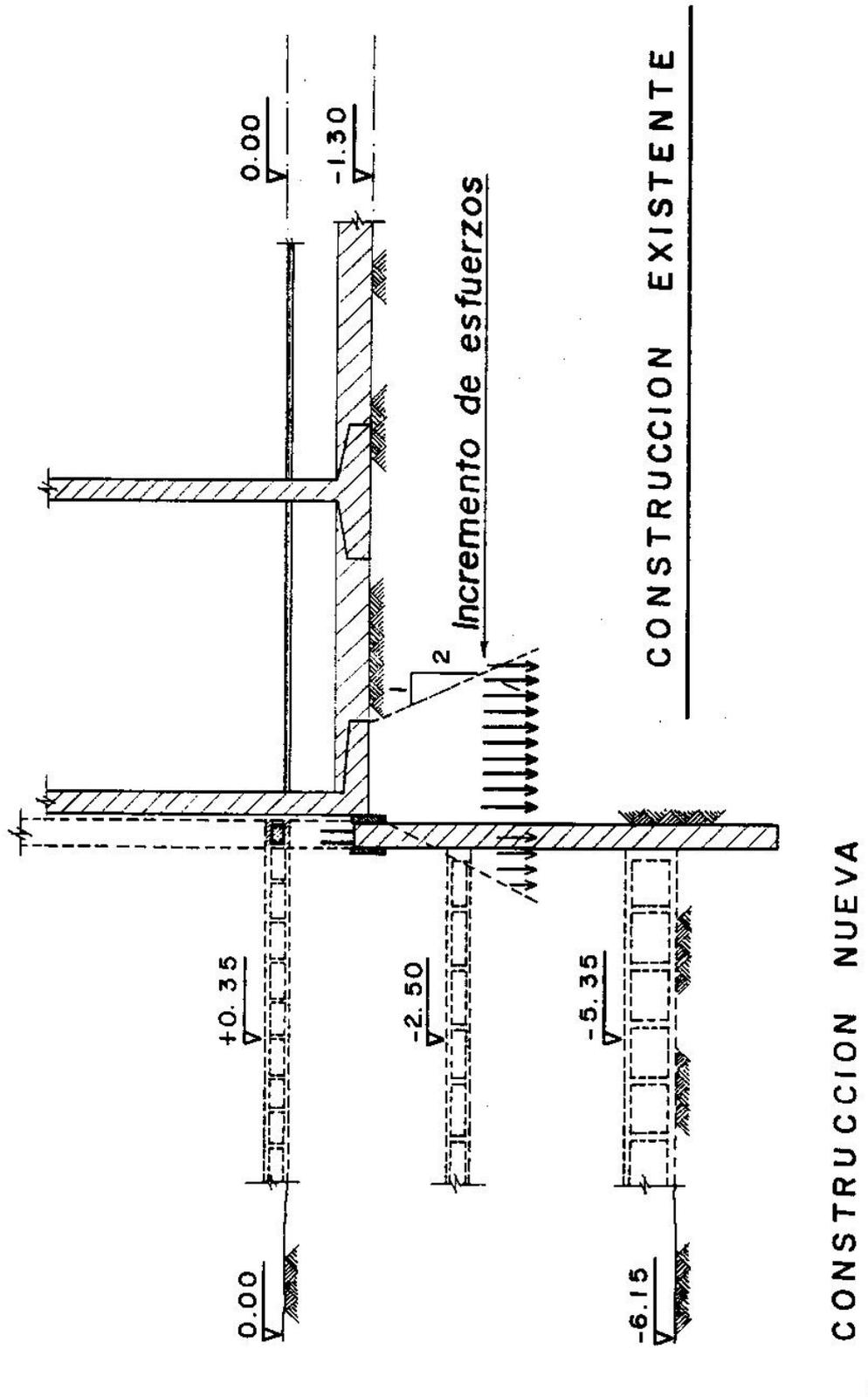
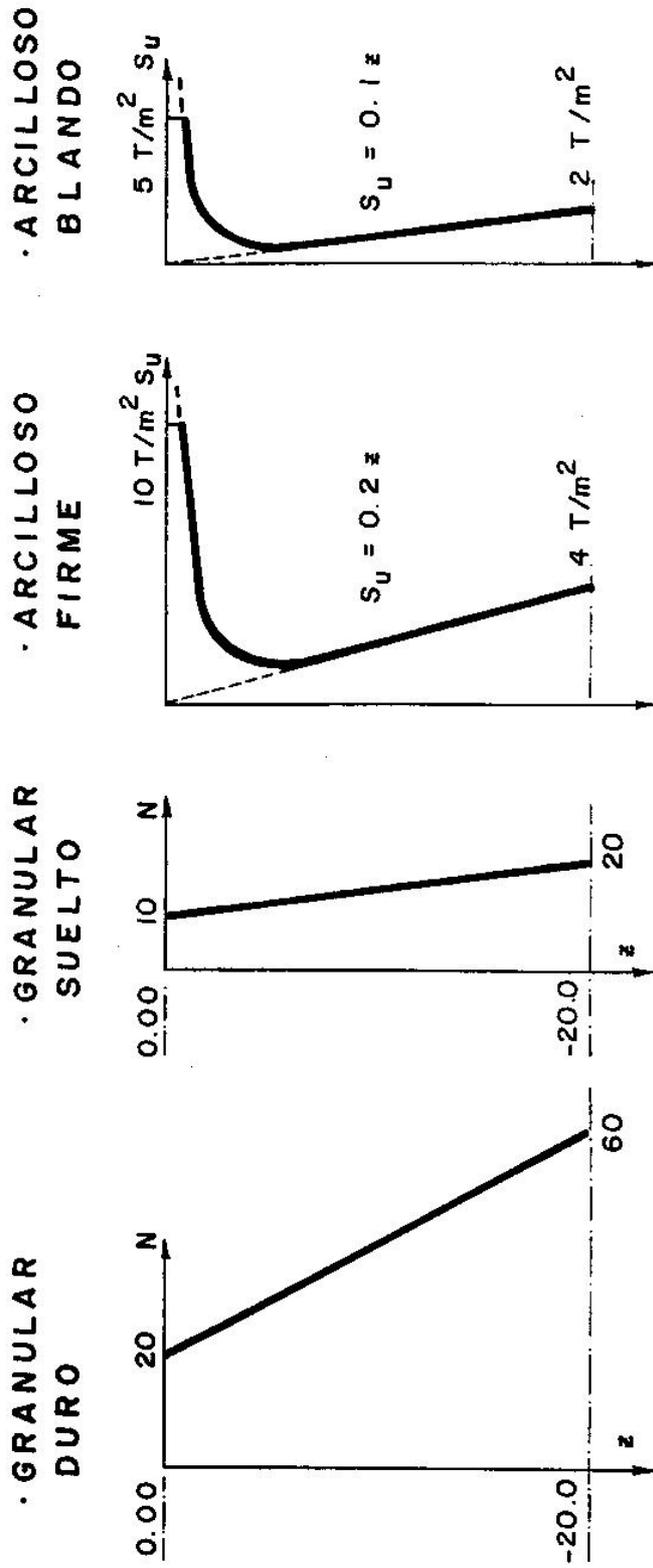


Fig. 8 SITUACION CORRIENTE.

Fig. 9 TIPOS DE SUELOS



$\gamma = 1.6 T/m^3$ $\theta = 28.5 + \frac{N}{4}$ $P_a = 0.65 k_d \gamma H_{exc.}$	$\gamma = 1.6 T/m^3$ $\theta = 28.5 + \frac{N}{4}$ $P_a = 0.65 k_d \gamma H_{exc.}$	$\gamma = 1.5 T/m^3$ $P_a = 0.2 \gamma H_{exc.}$	$\gamma = 1.5 T/m^3$ $P_a = 0.4 \gamma H_{exc.}$
---	---	---	---

EXCAVACIONES HASTA 3 METROS

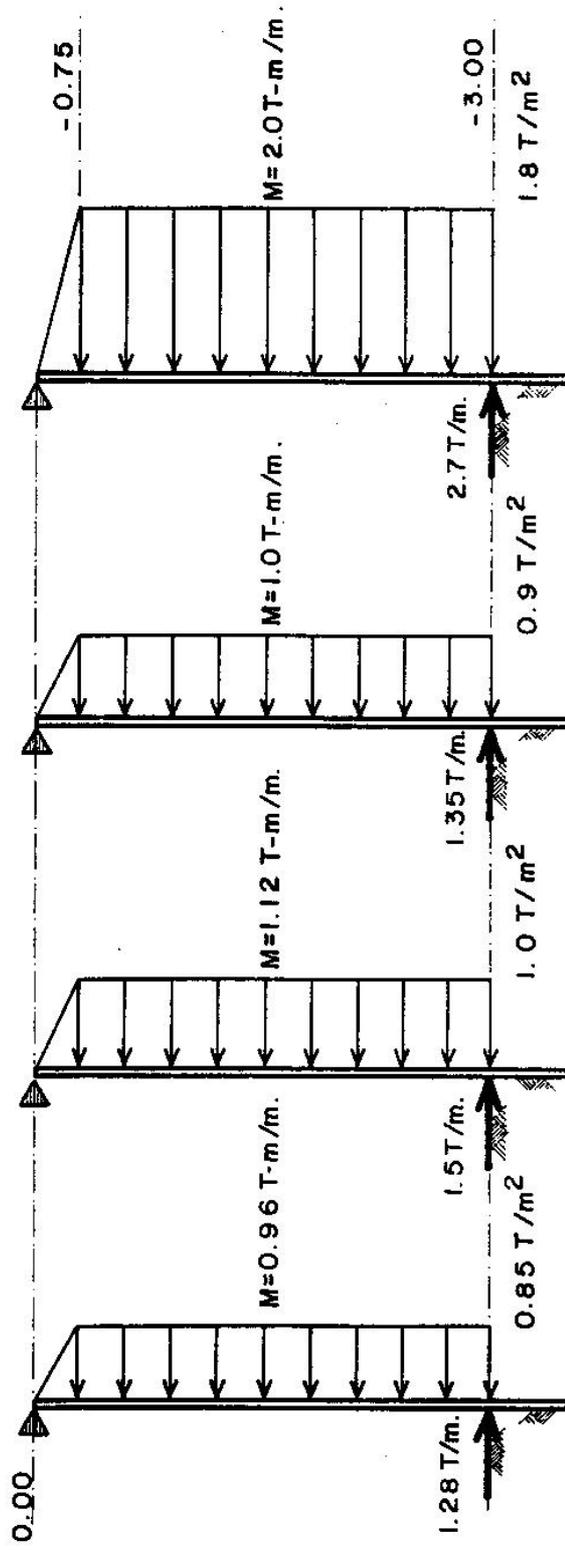


Fig. 10 EMPUJES

EXCAVACIONES HASTA 6 METROS

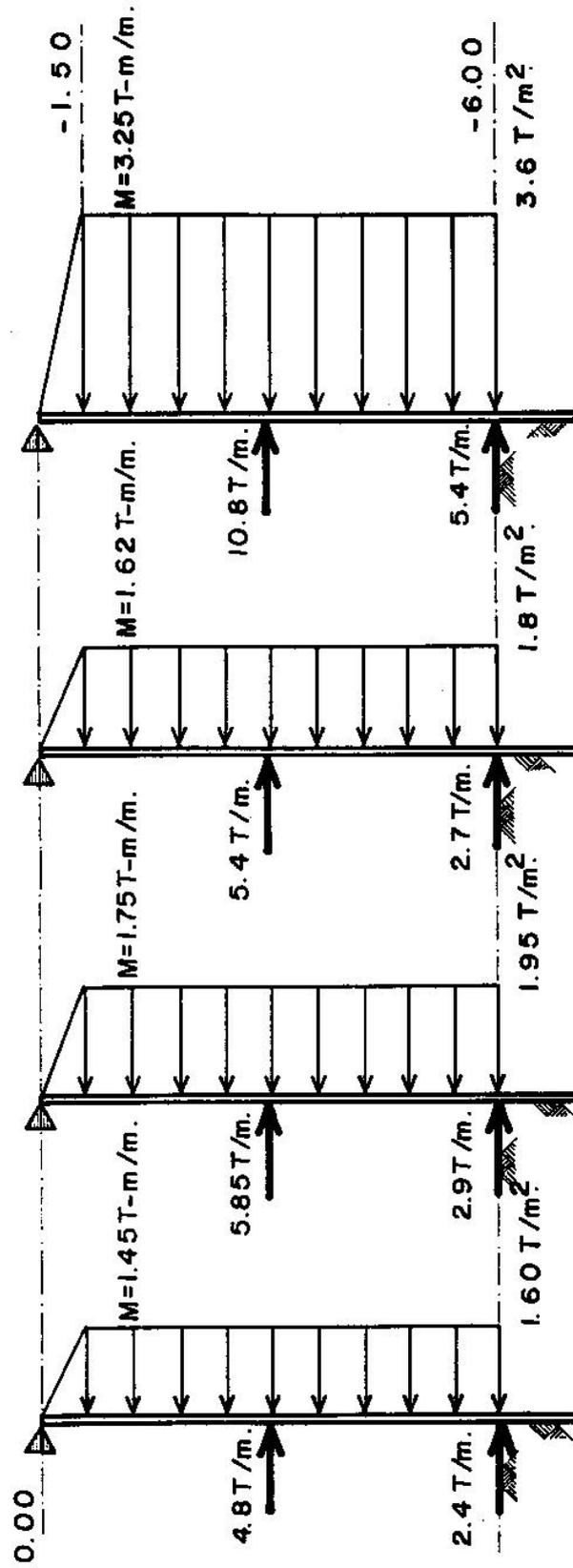


Fig. 11 EMPUJES

EXCAVACIONES HASTA 9 METROS

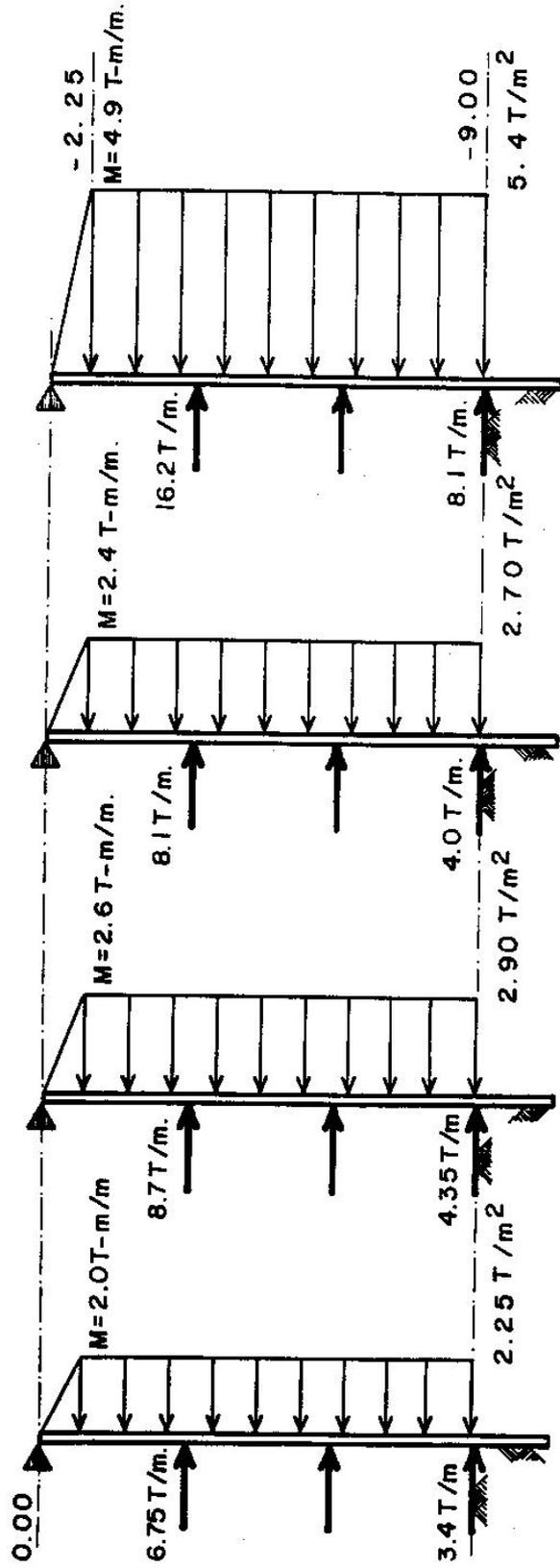


Fig. 12 EMPUJES

EXCAVACIONES HASTA 12 METROS

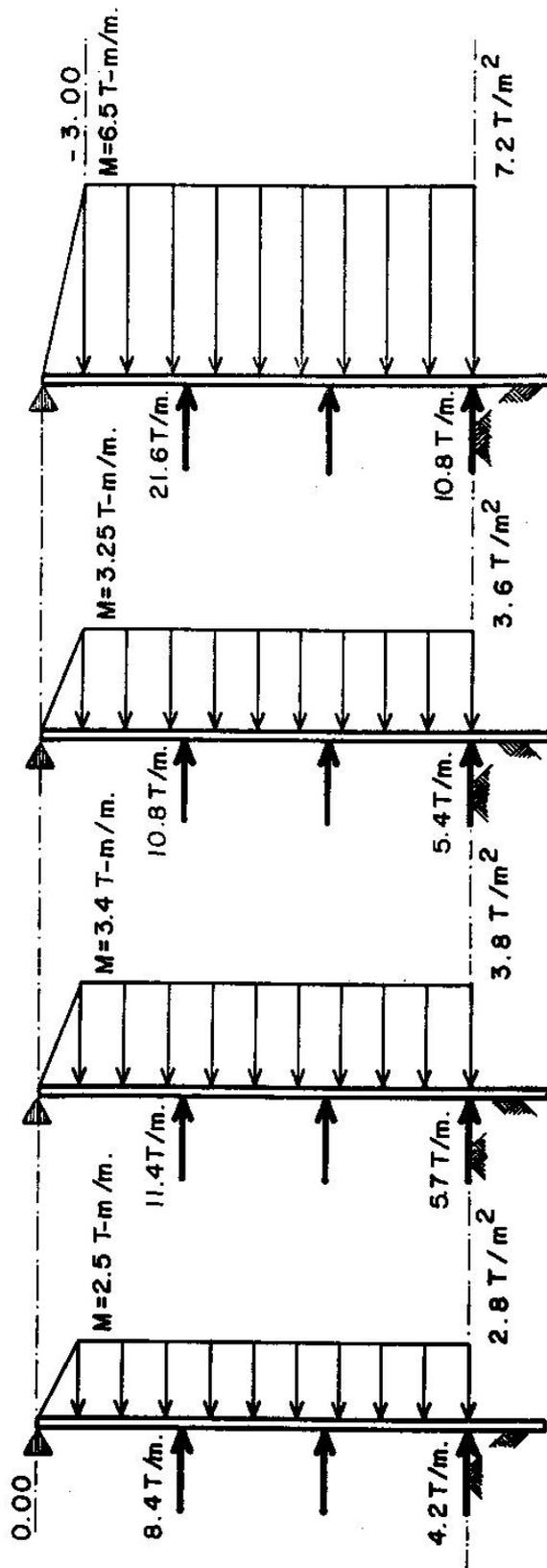


Fig. 13 EMPUJES



FIG. 14a SISTEMA DE APUNTALAMIENTO  
PLANTA

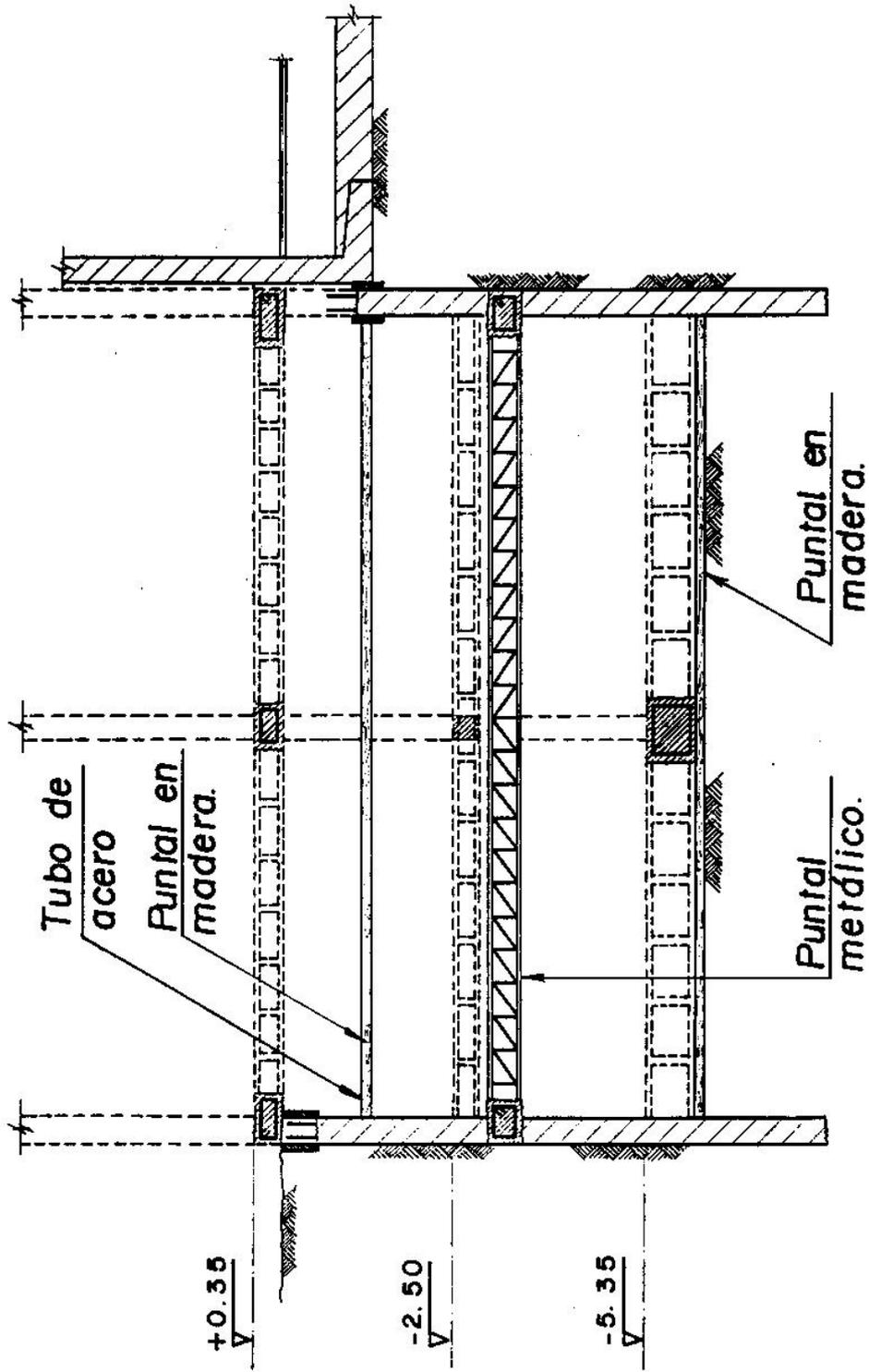


Fig. 14b SISTEMAS DE APUNTALAMIENTO (ELEVACION)

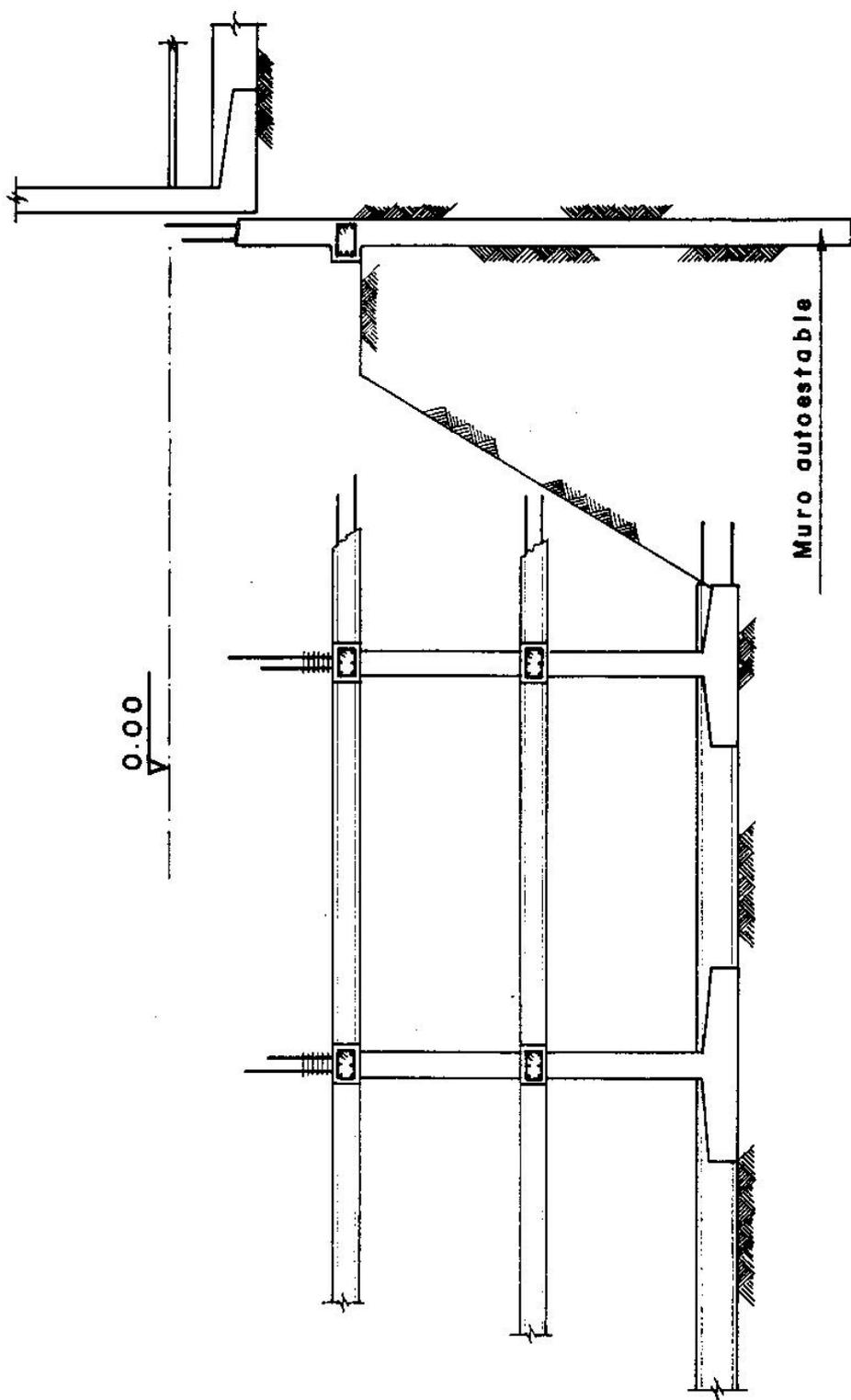


Fig. 150 ALTERNATIVA 1 DE EXCAVACION. (1º Etapa)

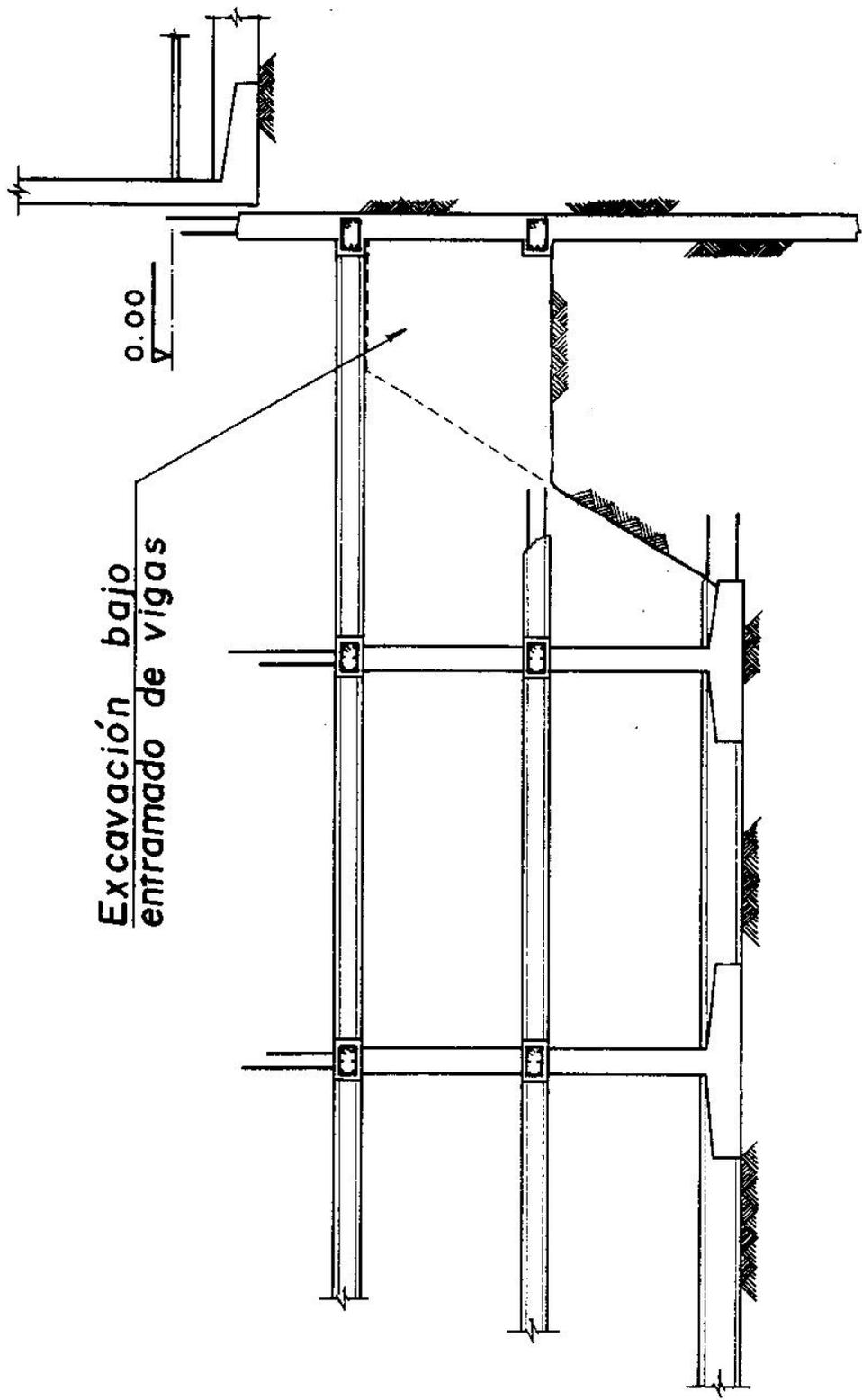


Fig. 15 b ALTERNATIVA 1 DE EXCAVACION. (2° E...)

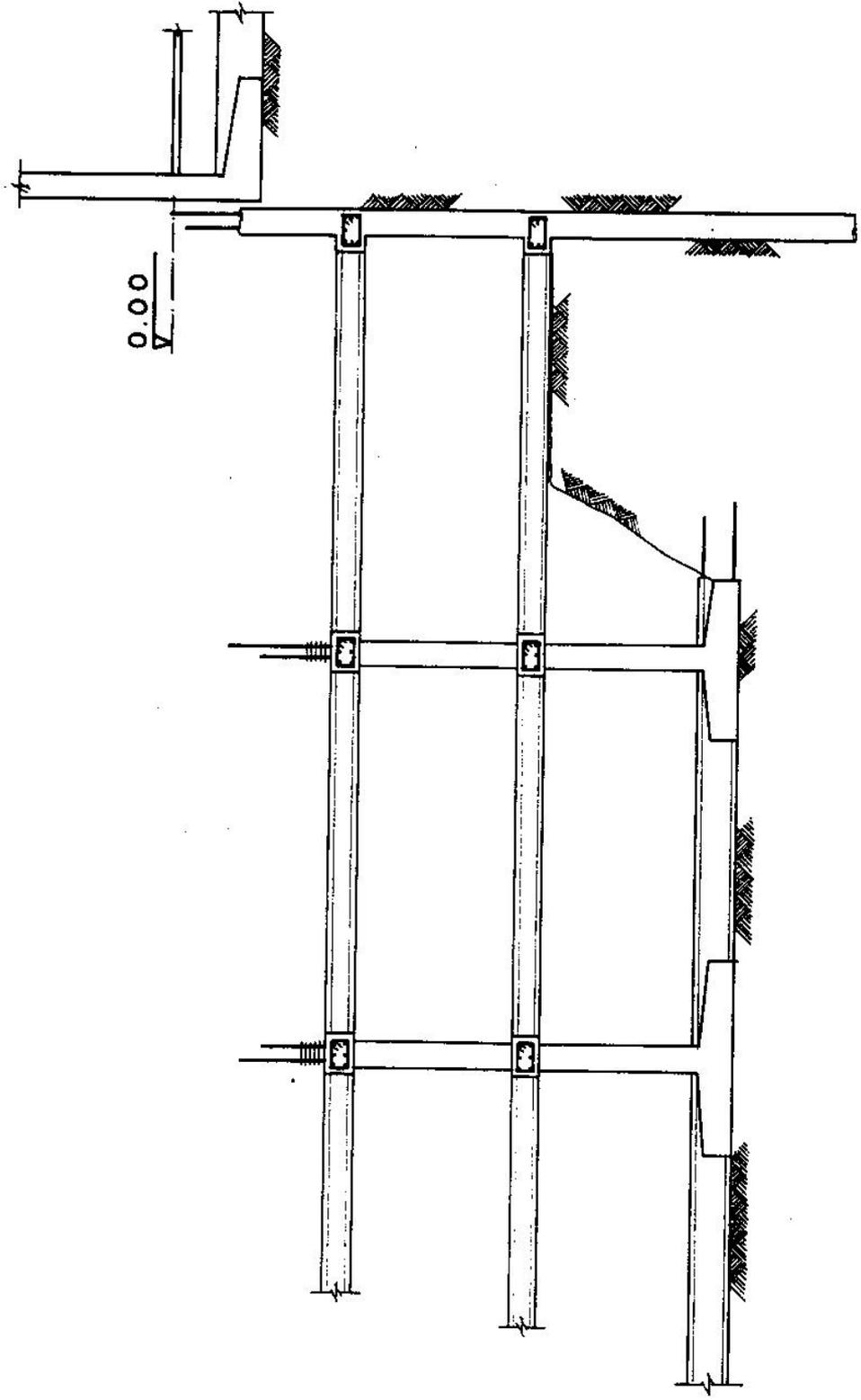


Fig. 15c ALTERNATIVA 1 DE EXCAVACION. (3º Etapa)

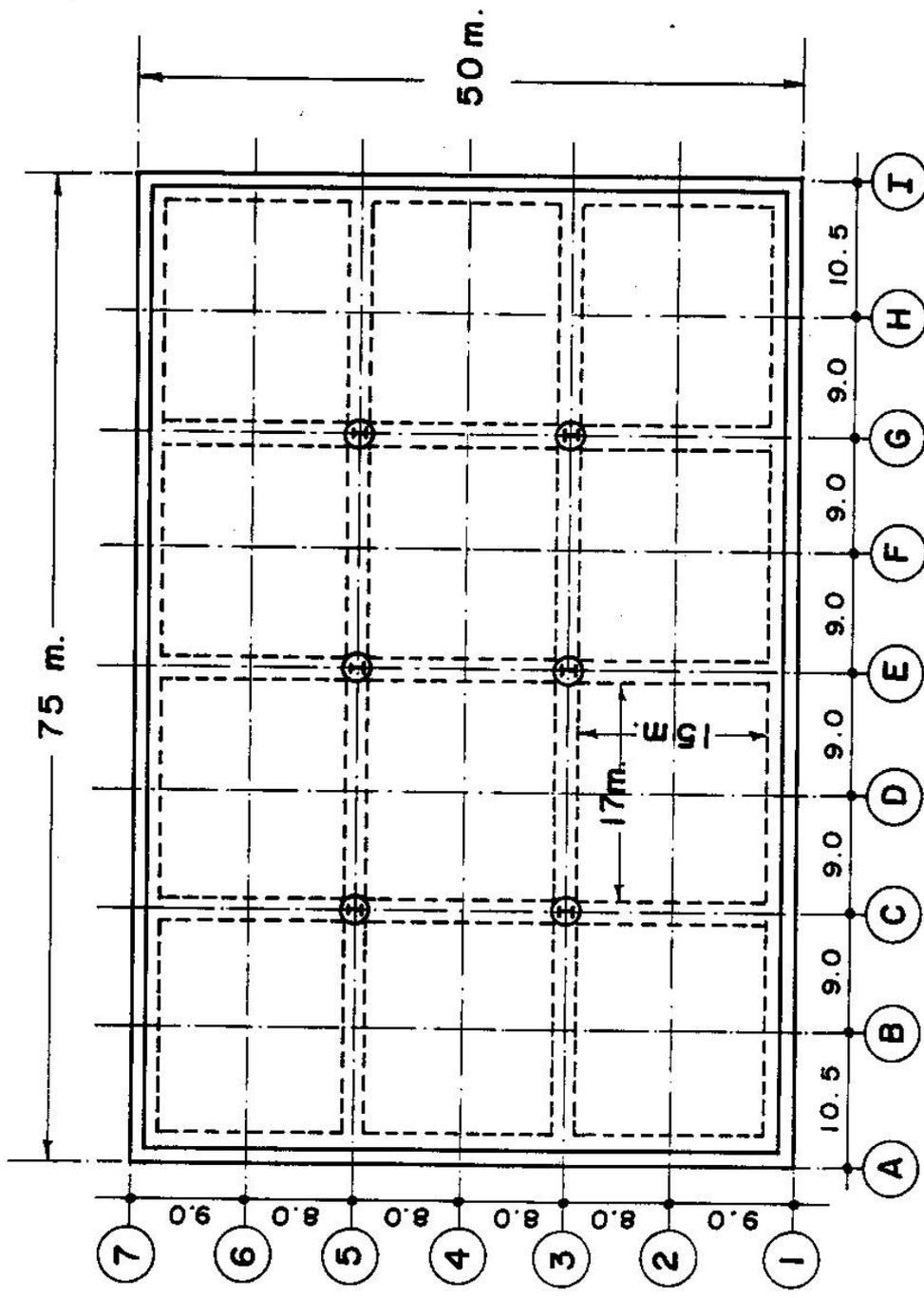


Fig. 16a ALTERNATIVA 2 DE EXCAVACION (PLANTA)

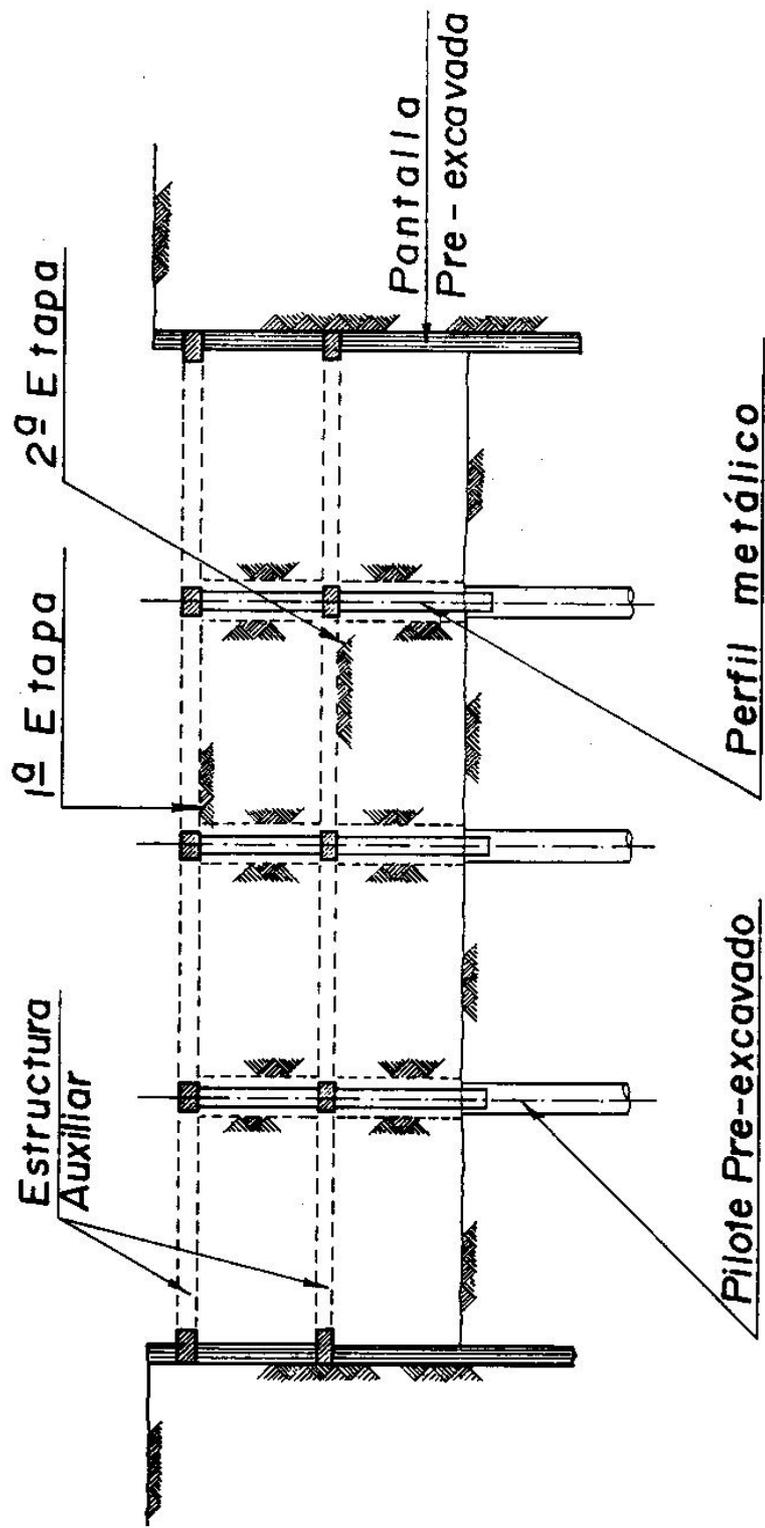


Fig. 16 b ALTERNATIVA 2 DE EXCAVACION. (ELEVACION)

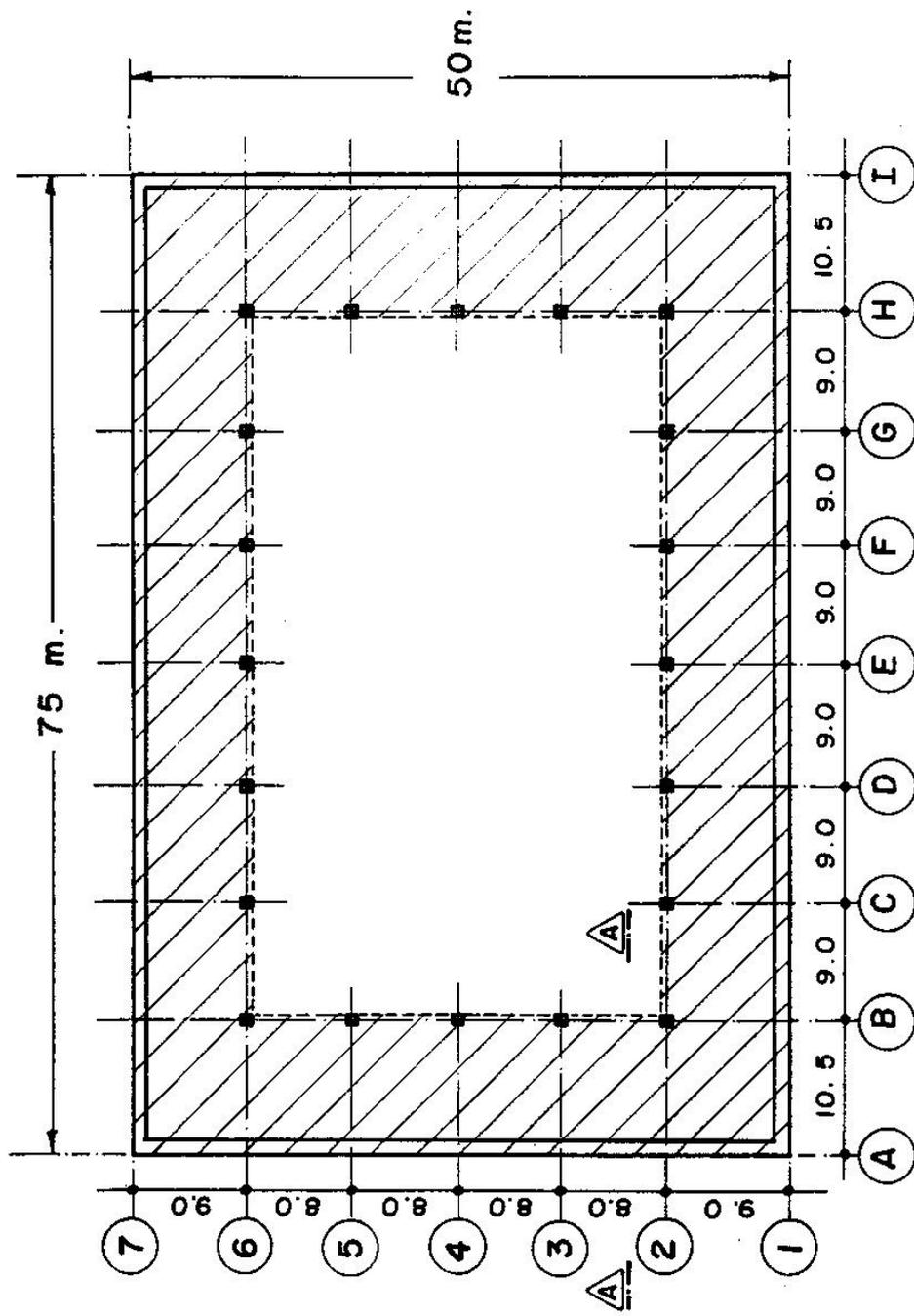
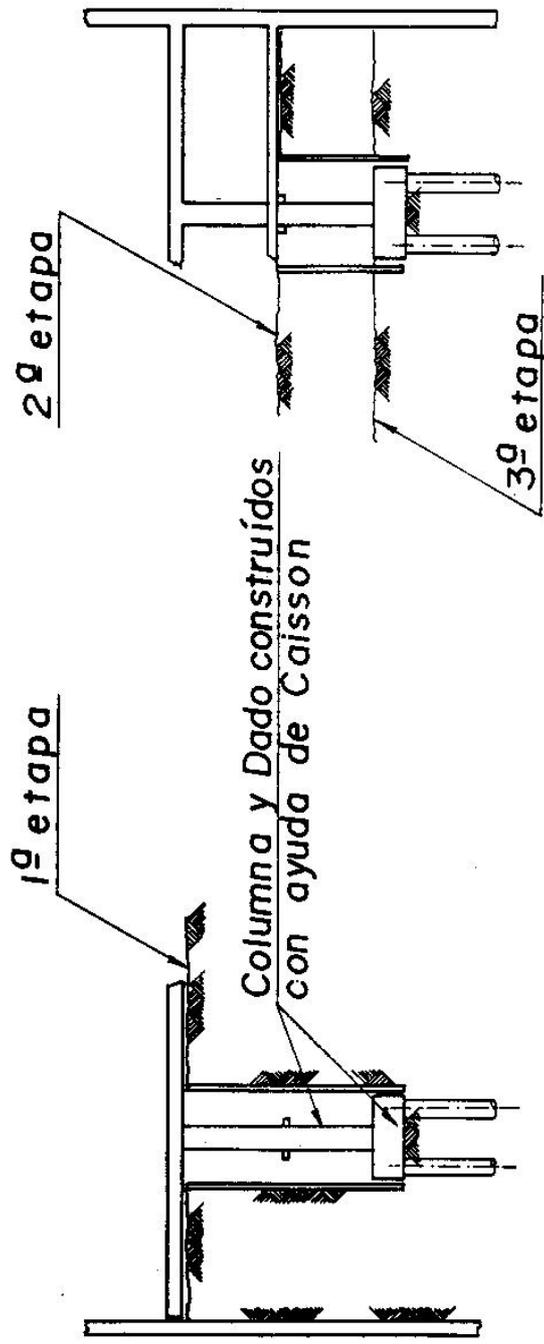


Fig. 17 a ALTERNATIVA 3 DE EXCAVACION ( PLANTA )



APUNTALAMIENTO CON ESTRUCTURA PERIFERICA Y  
 CONSTRUCCION DE COLUMNAS POR MEDIO DE CAISSONS

Fig. 17 b ALTERNATIVA 3 DE EXCAVACION (ELEVACION)

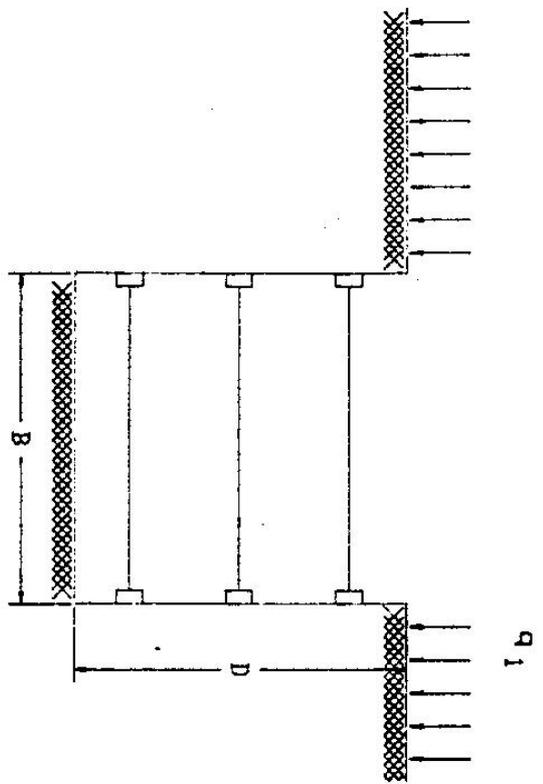
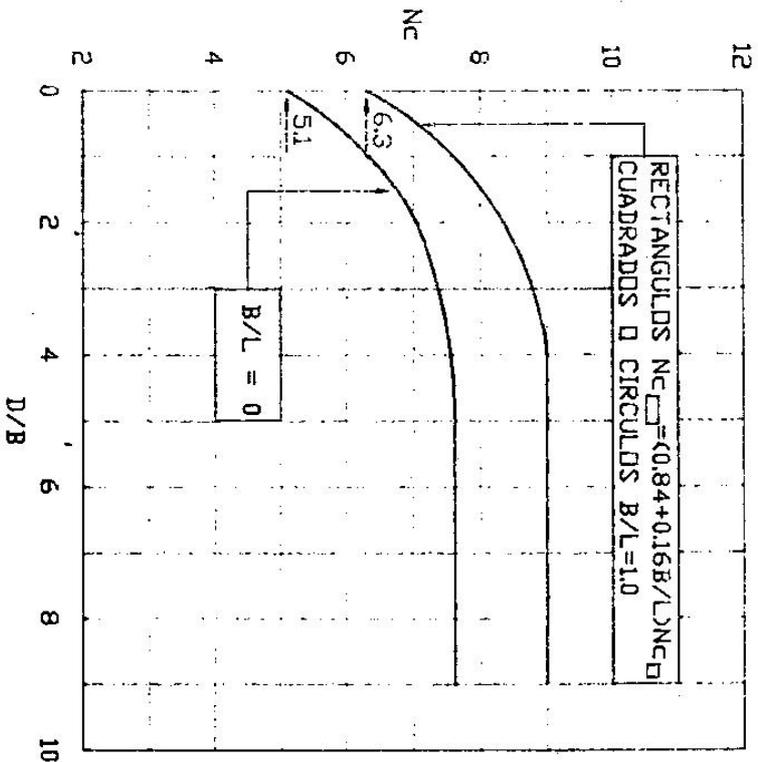
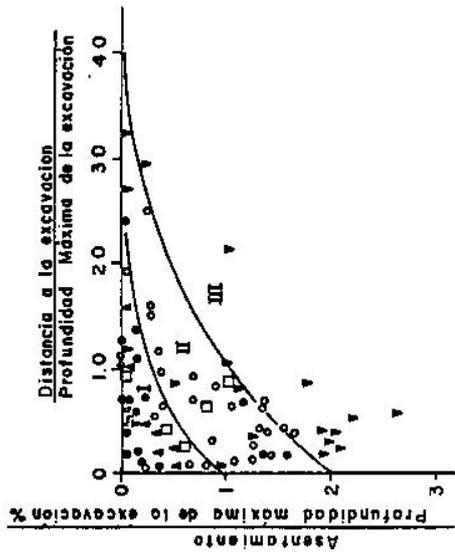


FIGURA 4 FACTORES DE CAPACIDAD PORTANTE - EXCAVACIONES



Arcilla Blanda a medio

● Chicago, Illinois

○ Oslo, Noruega excluyendo

Vaterland 1,2,3

▽ Oslo, Noruega

Vaterland 1,2,3

△ Arcilla firme y arena cohesiva

□ Arena sin cohesión

Zona I

Arena y Arcilla de Blanda a Dura

Ejecución medianamente bueno

Zona II

a. Arcilla Blanda a muy Blanda

- Profundidad limitada bajo

la excavación

- Profundidad significativa bajo

el fondo de la excavación

$N_b < N_{cb}$

b. Asentamientos afectados por

problemas de construcción

Zona III

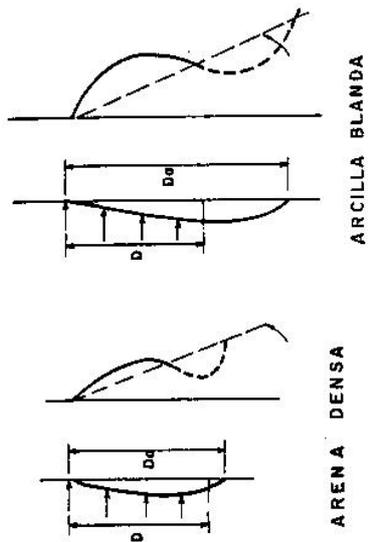
Arcilla Blanda a muy Blanda

Hasta una profundidad significativa

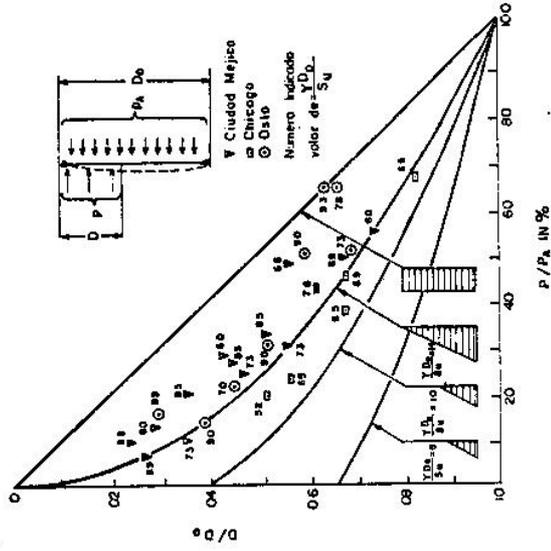
por debajo del fondo de la excavación

y con  $N_b > N_{cb}$

FIG. 3 - CARTA DE PECK. ASENTAMIENTOS EN EL BORDE DE LAS EXCAVACIONES



a. La deflexión de la pantalla y la redistribución de la presión activa, en excavaciones practicadas en arena densa, y en arcilla blanda



b. Comparación de las cargas observadas en los apuntalamientos de excavaciones

FIG. 2 -- EFECTOS DE LAS DEFLEXIONES Y LAS PRESIONES AL EXCAVAR EN EL FRENTE DE UNA PANTALLA