

ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERIA

PRIMER ENCUENTRO NACIONAL DE INGENIEROS DE SUELOS Y ESTRUCTURAS

SISTEMAS DE CONTENCIÓN Y CONTROL DE EXCAVACIONES

EN OBRAS URBANAS

CONFERENCISTA: GUSTAVO ADOLFO MATALLANA A.

La imperiosa necesidad de limitar el crecimiento horizontal que tienen las grandes ciudades en el mundo y en particular en nuestro país, ha obligado a los Arquitectos e Ingenieros a densificar el uso de los suelos dentro del perímetro urbano; esto implica mayores cargas sobre el subsuelo, edificios de mayor altura, vías, sistemas de transporte masivo y redes de superiores especificaciones y lo que es más importante una óptima utilización del suelo.

Todo lo anterior obliga a que para las nuevas construcciones con el fin de dar cabida a todos sus servicios generales y a las reglamentaciones y necesidades de los clientes, se deba pensar en cimentaciones y excavaciones más profundas.

Me propongo presentar las nuevas tecnologías de contención de excavaciones mediante la utilización de anclajes postensados al terreno posterior que soportan los empujes desde la misma masa o la misma cuña de deslizamiento que se proyecta contener, controlando la estabilidad de la excavación hasta llegar a la cota de fondo de la misma. Se proyectarán diapositivas con el objeto de ilustrar tanto los sistemas convencionales como los sistemas actuales de contención y control de las excavaciones, en las cuales se presentarán las ventajas de los nuevos sistemas.

Durante los últimos 30 años la mecánica de suelos obligada por las nuevas necesidades de las construcciones urbanas, ha desarrollado áltamente los sistemas de contención de las excavaciones, especialmente la utilización de anclajes temporales y permanentes. Quizá el factor principal ha sido desarrollar trabajos en áreas urbanas, en donde se han incrementado la tendencia de construir varios niveles de sótanos tanto para edificios residenciales, comerciales o industriales. Esto ha hecho necesario adelantar excavaciones profundas tanto en suelos arcillosos, suelos

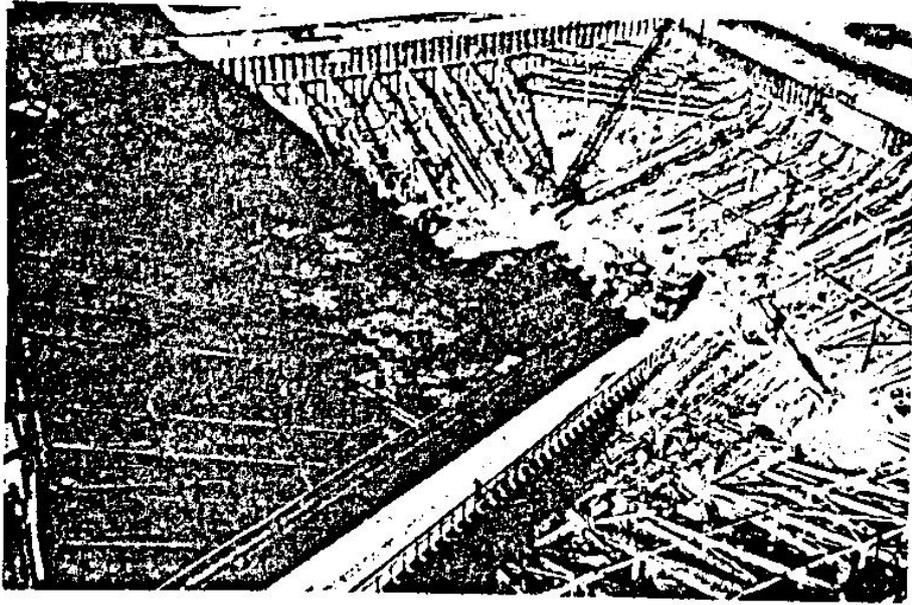
ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERIA
PRIMER ENCUENTRO NACIONAL DE INGENIEROS DE SUELOS Y ESTRUCTURAS
SISTEMAS DE CONTENCIÓN Y CONTROL DE EXCAVACIONES EN OBRAS URBANAS
CONFERENCISTA: GUSTAVO ADOLFO MATA LLANA A.
HOJA No.2

granulares o roca, la cota de fondo de las excavaciones muy frecuentemente se encuentra por debajo de la cota de las cimentaciones vecinas, redes de servicios, vías y la tabla de agua.

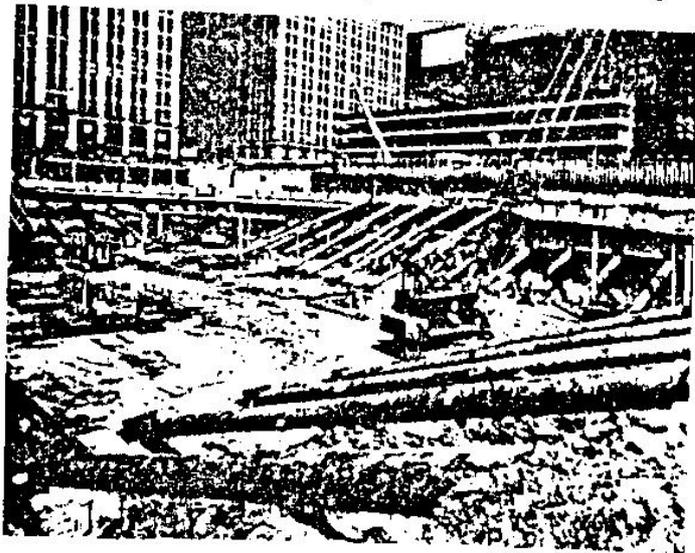
En donde la excavación necesaria es grande y profunda, el apuntalamiento estático con elementos metálicos o de madera resulta una solución de naturaleza obstructiva para la misma excavación y demás actividades de construcción, haciéndose toda actividad más difícil y mucho más costosa. Esta clase de procedimiento difícilmente permite una adecuada protección especialmente contra el agua subterránea. La instalación y remoción de las estructuras de apuntalamiento y las dificultades que pueden afectar profundamente el desarrollo del programa de avance de las obras y de por sí conlleva un largo tiempo en la realización de las actividades, que en muchos casos es insoportable para el proyecto.

A continuación presentaré algunas diapositivas con el objeto de ilustrar los tipos convencionales de contención de las excavaciones, el desarrollo de las investigaciones realizadas por el Profesor T.H. Hanna y quien les habla, sobre el comportamiento de las estructuras de contención para diferentes estados de carga teniendo en cuenta las presiones, empujes, condiciones del suelo, localización y tensionamiento de anclajes, etc., así como algunas de las diferentes obras que han sido construidas en Colombia por el grupo Gustavo Matallana & Asociados, utilizando este sistema de control de excavaciones y avance de las estructuras. Las diapositivas están organizadas de tal forma que se pueden apreciar distintas estructuras de contención de fundaciones profundas tipo convencional y estructuras con anclajes postensados a tierra, que soportan estos taludes desde la misma masa o la misma cuña de deslizamiento que se proyecta contener. Las transparencias sobre nuevas estructuras de contención están relacionadas con el mismo tipo de anclaje postensado para estructuras de concreto, pero este anclaje es postensado al suelo, mediante una adherencia que se produce entre el elemento tensor, el elemento que se inyecta y el terreno directamente.

Existen perímetros urbanos densamente construidos en los cuales se hace necesario ejecutar excavaciones profundas; en la transparencia No.1 se presenta una excavación dentro del perímetro urbano de New York donde se utilizan las riostras metálicas o de madera, acodalando o apuntalando los muros o tablestacas de la formaleta que se va construyendo, a medida que avanza el proceso de excavación. La transparencia No.2 es un tipo ya conuinado, un poco más moderno de viga-pilote vertical metálica con un



No. 1



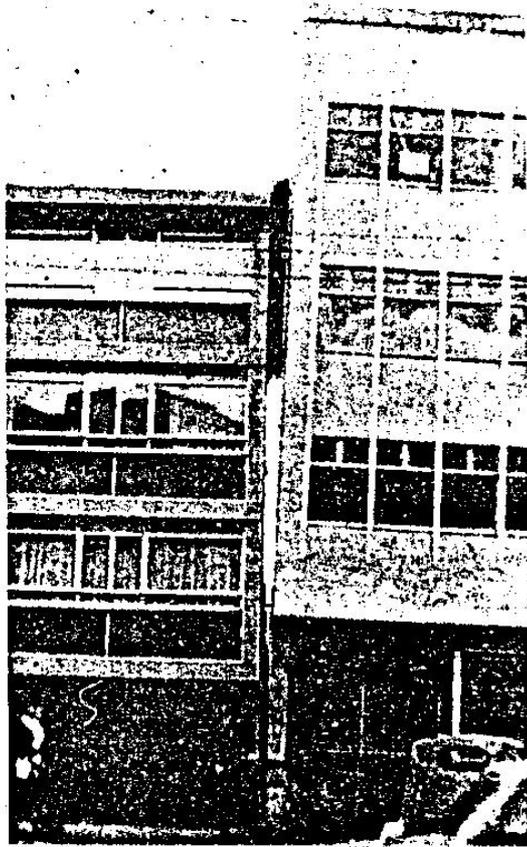
No. 2

ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERIA
PRIMER ENCUENTRO NACIONAL DE INGENIEROS DE SUELOS Y ESTRUCTURAS
SISTEMAS DE CONTENCIÓN Y CONTROL DE EXCAVACIONES EN OBRAS URBANAS
CONFERENCISTA: GUSTAVO ADOLFO MATA LLANA A.
HOJA No.3

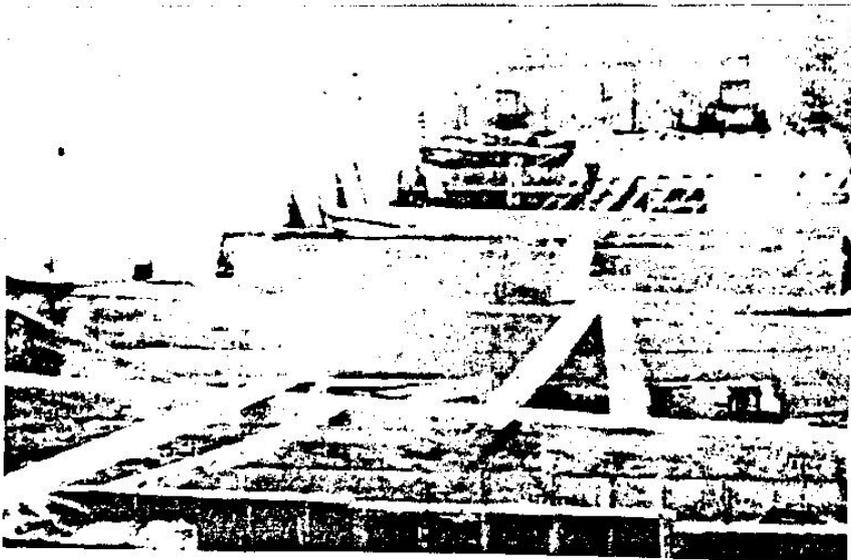
arriostramiento horizontal y con las riostras inclinadas colocadas directamente sobre el entibado horizontal. En general estos son los métodos que se principiaron a utilizar y a combinar desde el año de 1.950 en la ciudad de New York, principalmente.

El arriostramiento horizontal en general, es una técnica de construcción que garantiza la estabilidad del tablestacado, no con elementos colocados en la cara posterior, sino con elementos anteriores que pueden flectarse causando la falla de la tablestaca, y que disminuyen el área de trabajo dentro del perímetro de cimentación especialmente en obras donde el acodamiento o apuntalamiento es difícil de obtener. La transparencia No.3 muestra como dentro de los desplazamientos laterales que se producen en estructuras que no se acodalan, apuntalan o atirantan inicialmente hay problemas de asentamientos verticales. Este es el típico problema de una excavación aún cuando pequeña, dentro del perímetro urbano en donde se necesita construir un muro para contener los empujes producidos por la diferencia de cotas de excavación y las sobrecargas en el talud. Esta construcción obviamente requiere que se apuntale el talud para poder construir el muro; en general esto es lento y bastante complicado, la idea es de que en la obra se trate de disminuir al máximo la formaleta que se requiere para producir un elemento en concreto. La transparencia No.4 es una vista general de excavación dentro del perímetro urbano donde se afectan las vecindades por falta de contención de los cortes de excavación; se aprecian los taludes a los cuales se les están dando soluciones estructurales para remediar el problema ya establecido por el asentamiento de los edificios vecinos. Se está utilizando un postensionamiento y un balanceo estructural para resolver el problema presentado por la excavación; se ve que este tipo de apuntalamiento además de obstruir el perímetro de la construcción, no garantiza la estabilidad de la excavación ni de las estructuras vecinas. Esta transparencia muestra también como se invade o se densifica una cimentación por efecto de la necesidad de estabilizar los contornos que se excavan.

El problema al construir cimentaciones profundas se presenta por la necesidad de contener los empujes del terreno producidos por el desnivel de la excavación, especialmente cuando hay construcciones y vías de tránsito colindantes y hay la necesidad de llegar a la cota de fondo de la cimentación, controlando la estabilidad de la excavación y de las vecindades. La transparencia No.5 muestra una excavación dentro del perímetro urbano y una de las calles adyacentes; aquí se han construido unos muertos con unos tirantes en acero. Inicialmente se han prefabricado unas vigas verticales



No. 3



No. 4

ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERIA
PRIMER ENCUENTRO NACIONAL DE INGENIEROS DE SUELOS Y ESTRUCTURAS
SISTEMAS DE CONTENCION Y CONTROL DE EXCAVACIONES EN OBRAS URBANAS
CONFERENCISTA: GUSTAVO ADOLFO MATA LLANA A.
HOJA No.4

de nueve metros sin mayor refuerzo, las cuales fueron incadas in situ con el objeto de contener el empuje producido por el desnivel de la excavación. Aquí se aprecian los tirantes de media pulgada donde para que la carga se principie a desarrollar, se necesita un desplazamiento del elemento de contención; el desplazamiento del elemento de contención se restringe con el tensor de la parte superior. Al producirse esa restricción de movimiento, el elemento se flecta en la parte media y por falta de refuerzo se rompe. Saca el talón de la viga columna y se produce, como vemos en la diapositiva No.6, el desprendimiento o la división de la tablestaca en concreto; así quedan los tensores. Dentro del área del terreno que se excava se producen sobrepresiones causadas por efectos de la humedad, producida por filtración de agua de cualquier tubería que se rompa o se filtre. La nueva presión y el sobre-tensionamiento sobre el muro no lo asumen los elementos de concreto ni los tirantes de hierro, porque no se encuentran pretensados sino que se principian a postensar por el mismo efecto del desplazamiento del muro. Esta es una vista general del sector de la falla, de la magnitud de la excavación y del perímetro a excavar.

Las transparencias No.7, No.8 y No.9 muestran los problemas presentados por la utilización en suelos blandos, de un sistema de contención de excavaciones, que aun cuando no es el mismo sistema convencional, presenta problemas en su utilización debido al peso mucho mayor del elemento que se construye, con relación al peso del suelo excavado. Al excavar el suelo al frente de la pantalla, se pide en este sector de pantalla la adherencia suelo-estructura y el empuje se moviliza hacia abajo aumentando la componente vertical y horizontal de los esfuerzos actuantes sobre la pantalla, y la resistencia pasiva del suelo y resistencia de apoyo en el fondo del elemento son pequeñas para contrarrestar el peso propio del muro y las fuerzas adicionales ocasionadas por la excavación. La resistencia pasiva de un suelo de baja consistencia es de magnitud similar a su resistencia activa. El lote por esta falla ha sido inhabilitado, y su recuperación es técnicamente muy difícil y excesivamente costosa.

Un sistema de soporte de muros de retención con anclajes postensados fijados en una masa de suelo, puede aparecer costoso y de mayor tiempo de ejecución que los sistemas convencionales de excavación. Unas de las ventajas del sistema de anclajes postensados en suelo o roca ha sido mostrar la economía y conveniencia de esta nueva técnica:

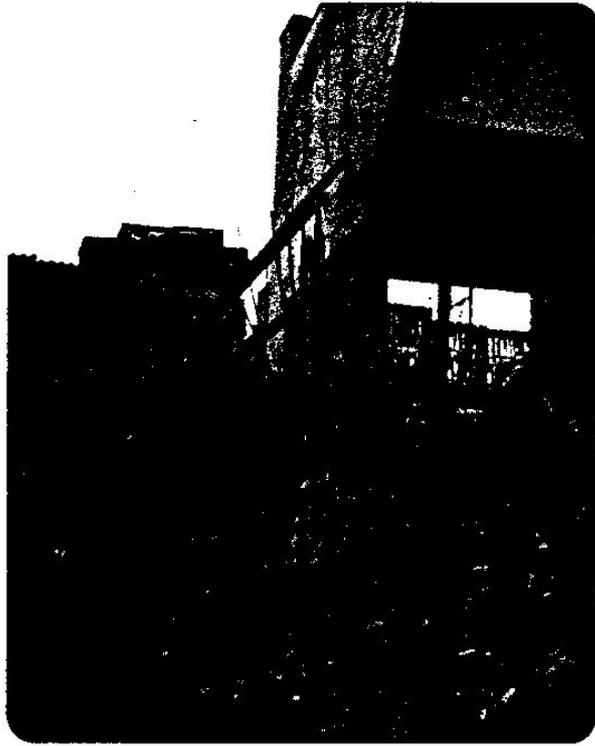
- a. La posibilidad de ejecutar la totalidad de la excavación por medios mecánicos, las retroexcavadoras y cargadores grandes



No. 5



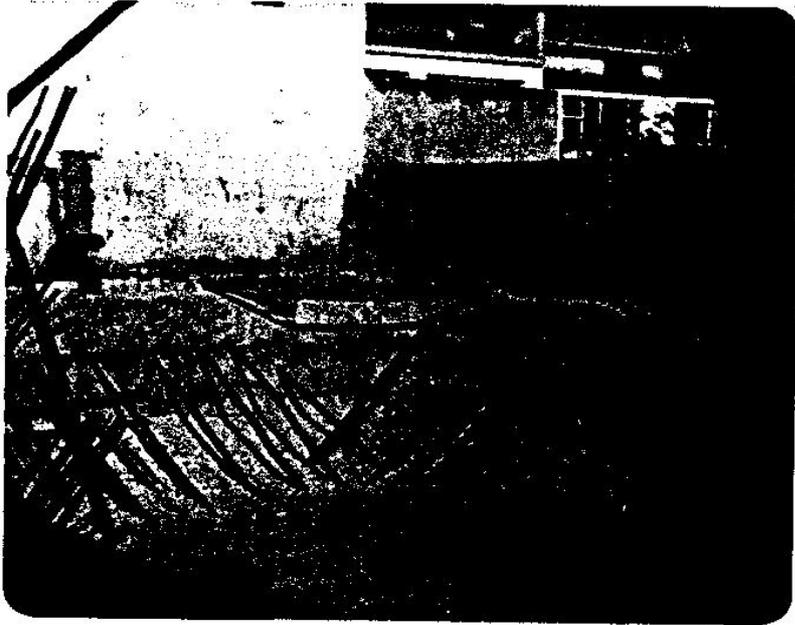
No. 6



No. 7



No. 8



No. 9

ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERIA
PRIMER ENCUENTRO NACIONAL DE INGENIEROS DE SUELOS Y ESTRUCTURAS
SISTEMAS DE CONTENCIÓN Y CONTROL DE EXCAVACIONES EN OBRAS URBANAS
CONFERENCISTA: GUSTAVO ADOLFO MATA LLANA A.
HOJA No. 5

reemplazan las paladragas, palas manuales y la excavación manual que son menos eficientes y más costosas.

- b. Se incrementa el factor de estabilidad y se anulan los riesgos resultantes al mover los puntales, por falla de los elementos o por movimiento de equipos y materiales.
- c. Reducción de volúmenes de concreto y acero de refuerzo en muros.

Los costos directos por metro cuadrado y el tiempo de ejecución de la actividad de muros de contención utilizando el sistema de Anclajes, se reducen hasta en un 30 % sobre el sistema convencional.

Las pantallas ancladas es un método atractivo para soportar las excavaciones profundas en arenas, gravas, suelos arcillosos y roca. Algunas de las numerosas ventajas de construcción utilizando el sistema de Tie-Backs se han incrementado en todo el mundo, la larga experiencia y los reportes escritos acerca del funcionamiento de pantallas soportadas con anclajes, indican que es necesario tener precauciones en la utilización de los principios de trabajo de los anclajes por su nueva condición subterránea. Por esta razón una investigación general en el uso de los anclajes en la ingeniería civil, se inició en la Universidad de Sheffield en Inglaterra en octubre de 1.967. El trabajo se concentró alrededor de dos direccionamientos generales:

- a. El estudio de factores controladores del comportamiento del anclaje.
- b. El estudio del diseño y comportamiento de las estructuras de soporte apuntaladas con anclajes.

Como existen muchas variables posibles y un limitado conocimiento en este tema general, fué necesario simplificar el tema y consecuentemente el trabajo fué subdividido en dos etapas de estudio, un estudio con modelos de laboratorio a escala y un estudio analítico. Este método de soporte es un perfeccionamiento de las pantallas estructurales convencionales apuntaladas.

En 1.908 Meen, con base en las experiencias obtenidas en la construcción del metro de New York, encontró que las presiones de tierra sobre las tablestacas es decididamente diferente a la presión hidrostática, y la superficie de deslizamiento intersecta la tablestaca formando un ángulo recto. Sus observaciones fueron corroboradas por Moulton en 1.920.

ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERIA
PRIMER ENCUENTRO NACIONAL DE INGENIEROS DE SUELOS Y ESTRUCTURAS
SISTEMAS DE CONTENCIÓN Y CONTROL DE EXCAVACIONES EN OBRAS URBANAS
CONFERENCISTA: GUSTAVO ADOLFO MATA LLANA A.
HOJA No.6

Las medidas y distribución de presiones en una excavación profunda realizada en New York, fueron evaluadas por Miller y Moulton, y son mostradas en la figura No.1.2(A). Posteriormente un gran rango de opiniones se han desarrollado al respecto llegando poco a poco a los estados reales de las presiones del suelo sobre las pantallas y tablestacas. Terzaghi en 1.928 estudió la influencia de los diferentes casos de comportamiento de muros rígidos ante la distribución de presiones laterales en la espalda de los muros ejercidas por suelos granulares secos y húmedos, ambos en una condición holgada y compactada. La distribución de presiones fué estimada partiendo de la altura de la fuerza resultante actuante detrás del muro. El método fué extremadamente crudo pero fué lo mejor posible teniendo en cuenta la instrumentación usada en la época.

Algunos años después Terzaghi partiendo del resultado del diagrama mostrado en la figura 1.2 (B), estableciendo unos factores básicos de gran importancia que se pueden resumir así:

- a. La distribución de las presiones por detrás de una estructura de retención es función de la naturaleza de los desplazamientos de la pantalla.
- b. La distribución de Coulomb que es la distribución hidrostática de presiones laterales, se desarrollan solo si la pantalla se mueve por rotación alrededor de su punto más bajo.
- c. Si una pantalla se desliza como un bloque a lo largo de un plano horizontal, entonces la curva de distribución de presiones tiende a tomar una forma parabólica.
- d. Si un muro se inclina alrededor de su borde rígido superior como sucede en una excavación con varias filas de apuntalamientos, entonces ocurre una redistribución de presiones con un incremento en la parte superior como hemos visto en la figura 1.2 (B).

Terzaghi desarrolló en 1.938 un método simplificado para el cálculo de la presiones laterales sobre pantallas ancladas. Este se basa en el hecho empírico de que la superficie de deslizamiento intersecta la superficie del suelo en un ángulo recto y que el punto de aplicación de la resultante de las presiones laterales está entre $0.5 H$ y $0.6 H$. Analizando diferentes resultados de ensayos de laboratorio sobre el comportamiento de las presiones laterales, Terzaghi sugirió la distancia horizontal OR del trapecio como 0.7 del valor de la presión de Coulomb OC, esto se muestra en la figura 1.3 (A).

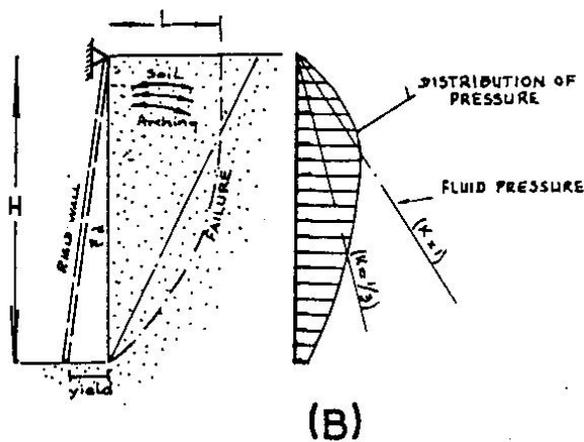
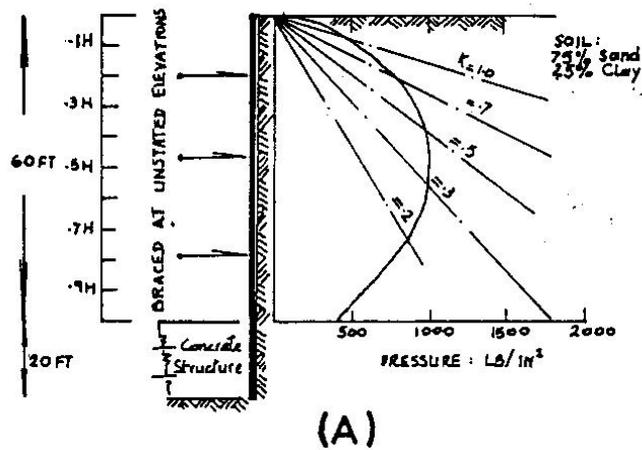


FIG.1-2 (A) EARTH PRESSURE MEASUREMENTS ON STRUTTED EXCAVATION IN NEW YORK SUBWAY – MILLER 1916

(B) PRESSURE DISTRIBUTION DUE TO WALL ROTATION ABOUT ITS TOP – TERZAGHI 1941

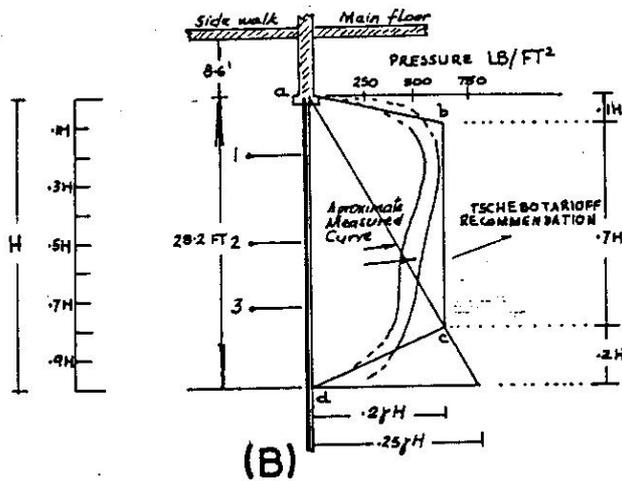
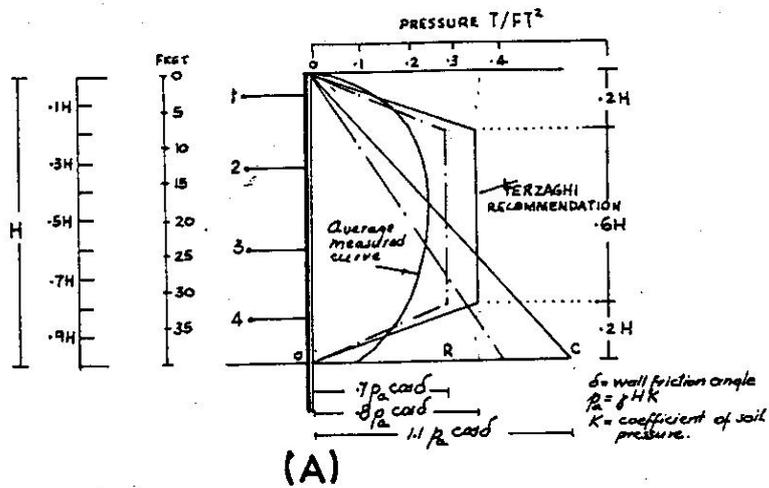


FIG.1:3(A) EARTH PRESSURE MEASUREMENTS ON STRUTTED EXCAVATION IN BERLIN SUBWAY SPILKER 1937

(B) EARTH PRESSURE MEASUREMENTS ON STRUTTED EXCAVATION IN NEW YORK SUBWAY WHITE AND PRENTIS 1940

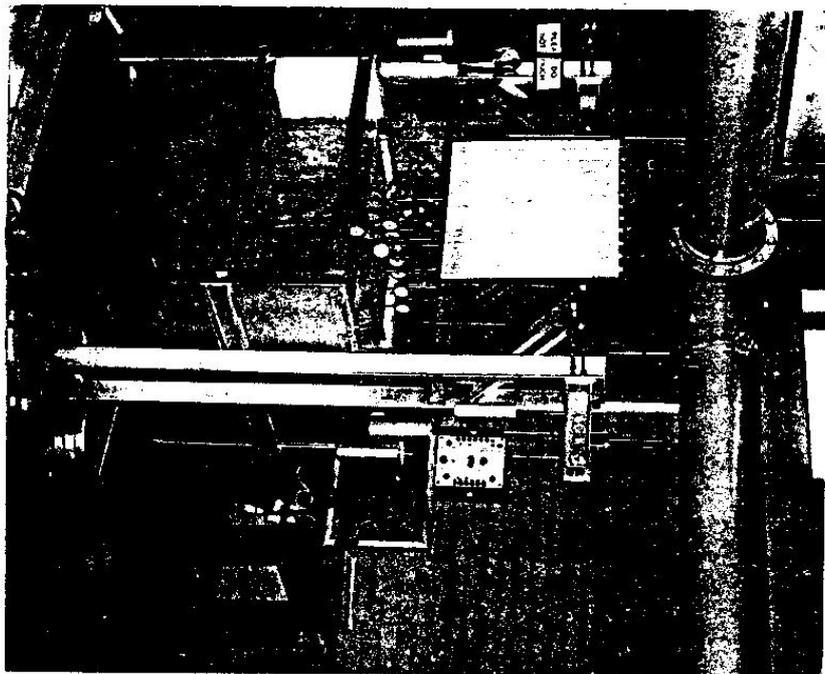
ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERIA
PRIMER ENCUENTRO NACIONAL DE INGENIEROS DE SUELOS Y ESTRUCTURAS
SISTEMAS DE CONTENCION Y CONTROL DE EXCAVACIONES EN OBRAS URBANAS
CONFERENCISTA: GUSTAVO ADOLFO MATA LLANA A.
HOJA No. 7

El diagrama de presión trapezoidal presentado en la figura 1.3 (B), fué sugerido por Tschebotarioff para el diseño de las excavaciones en arena. Este está basado en los resultados obtenidos por las presiones laterales medidas en las excavaciones de los metros de Berlín y New York. El diagrama sugerido daría valores de presión más altos para arena densa en la parte superior del corte. El formuló la magnitud del diseño de la presión trapezoidal en términos de γH .

Para la ejecución del proyecto se realizó primero el diseño y construcción de todos los equipos y accesorios necesarios para poder obtener todos los resultados necesarios y de una manera exacta y confiable. Se tuvieron en cuenta todas las experiencias desarrolladas en el Danish Geotechnical Institute de Manchester y en la Universidad de Belfast, en donde ya se habían desarrollado modelos similares. El modelo utilizado se presenta en la diapositiva No.12, y un esquema del mismo en la Fig.2.3. El equipo consiste en una caja para sostener el suelo, el muro modelo y su instrumentación y una armadura de apoyo independiente de la caja a la cual son sujetados los diferentes medidores de desplazamientos y presiones. El muro construido en una lámina dura, fué dividido verticalmente en tres paneles iguales para eliminar la influencia de los costados; la sección central fué usada como la sección de prueba. El muro opera en una sección vertical y está suspendido sobre la base de la caja. Durante el llenado de la caja con el suelo, el muro es mantenido en una posición fija en la parte superior del mismo. El peso mismo del muro fué contrarrestado por un sistema de poleas con pesos muertos. Para evitar cualquier influencia de los paneles de los costados en el panel de ensayo, se lubricaron y se le colocó una delgada capa de polietileno para prevenir que el suelo penetre entre la junta y cause fricción. Como la caja tiende a deformarse durante el llenado y debido a los cambios de los empujes dentro de la masa de suelo, es esencial que todos los movimientos medidos estén relacionados independientemente.

El mayor propósito del programa del ensayo fué examinar el comportamiento de un modelo de pantalla soportada por anclajes pretensados, porque el diseño de la carga de un anclaje de soporte era muy incierto y porque la longitud del anclaje tenía un efecto significativo en el comportamiento de la pantalla.

La tabla 6.1 presenta los resultados de las presiones medidas en la pantalla de ensayo para una excavación profunda y vertical. El coeficiente movilizado de presión K_m fué obtenido partiendo de la fórmula $1/2 \cdot \gamma \cdot H \cdot L$. Este valor de K_m se compara con los valores asumidos de K usados para el diseño y mostrados en la tabla 6.1.



No. 12

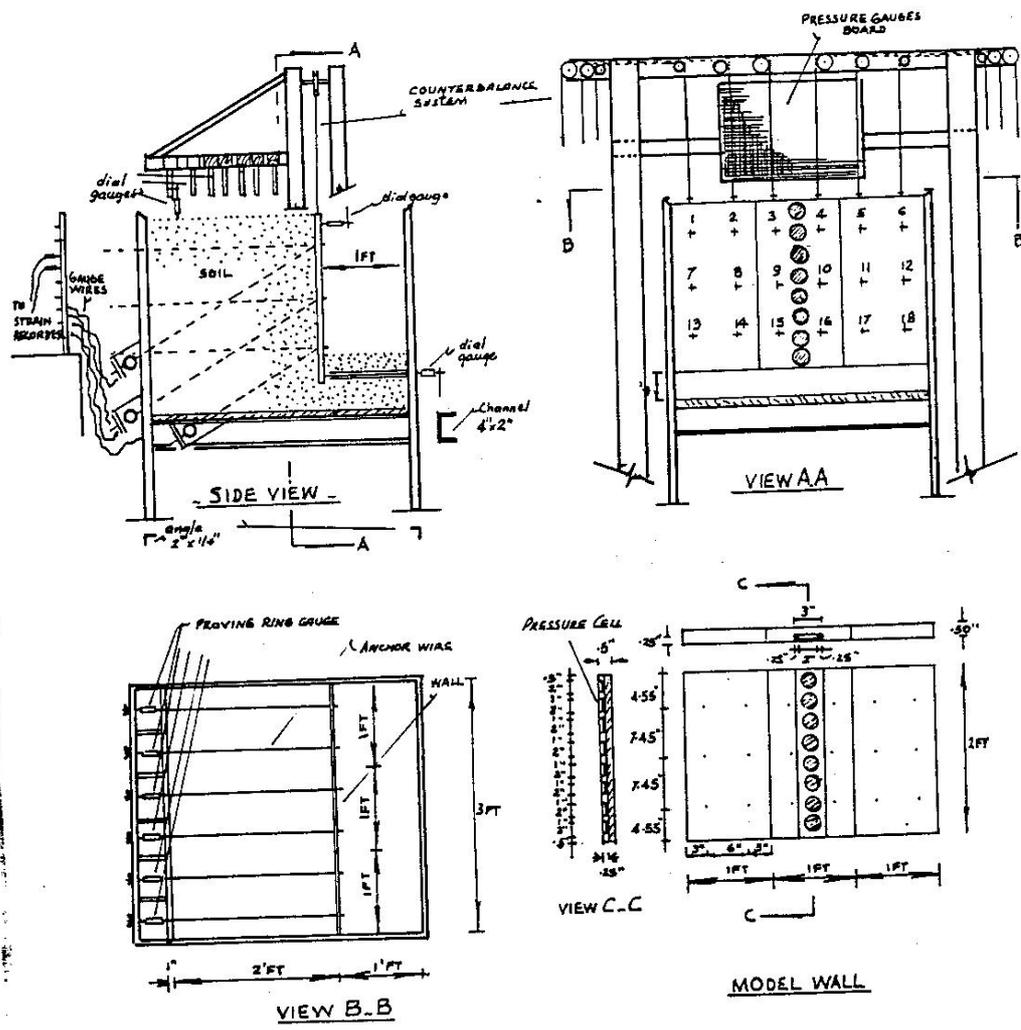


FIG. 2.3 DETAILS OF TEST APPARATUS

Test No.	Measured Earth Pressure Load E_a lbs.	Measured Anchor Load T lbs.	Equivalent K_a Value	Assumed K Design Value	Mobilized δ_w Angle	Mobilized β Angle	Centre of Pressure Reaction n_p	Centre of Anchors Reaction n_t
4	78.92	79.23	.419	.357	3.5	23.5	.46	.48
5	64.8	56.15	.344	.217	19.8	25°	.45	.50
6	67.5	74.13	.359	.357	17.2	34°	.38	.38
7	53.7	50.03	.285	.217	14.5	36.5°	.39	.43
8	52.7	43.23	.280	FREE	22.7	32.5°	.48	.48
9	74.8	66.75	.397	.287	17.7	25°	.43	.49
10	78.7	*68.98	.418	.357	17.9	23.5°	.47	.47
11	50.4	*57.50	.268	.217	24.2	32.5°	.49	.49
12	66.24	*58.35	.352	.357	34.2	24.6°	.37	.37
13	58.56	*48.52	.311	.217	36.1	28°	.45	.42
14	48.90	*38.50	.260	FREE	37.5	32.7°	.42	.41
15	62.40	*68.69	.331	.287	27.8	27°	.48	.48

* Horizontal Components

TABLE 6.1. Analysis of Earth Pressure and Anchor Load Results

ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERIA
PRIMER ENCUENTRO NACIONAL DE INGENIEROS DE SUELOS Y ESTRUCTURAS
SISTEMAS DE CONTENCIÓN Y CONTROL DE EXCAVACIONES EN OBRAS URBANAS
CONFERENCISTA: GUSTAVO ADOLFO MATA LLANA A.
HOJA No.8

Considerando las fuerzas actuantes en la pantalla como se muestra en la figura 6.6, el ángulo de fricción movilizado en la pantalla fué estimado y los valores presentados en la tabla 6.1. El ángulo movilizado de fricción del suelo ϕ , fué calculado del coeficiente de presión movilizado usando la ecuación de Coulomb, y los valores están dados en la fig.6.1.

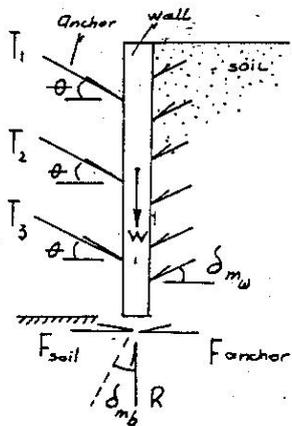
Como uno de los resultados del ensayo presentamos la tabla 6.3, en la cual se compara la medida de las presiones del suelo y la carga de los anclajes del modelo, con diferentes diseños de acuerdo con Terzaghi, Tschebotarioff y Brinch Hansen. El método de Terzaghi en muchos casos sobreestima la presión hasta en un 20%. El Método de Tschebotarioff no es muy satisfactorio, y en algunos casos calcula cargas que son bastante bajas comparadas con las reales. El método de Brinch Hansen presenta cargas menores que las de Tschebotarioff y en algunos casos son subestimadas hasta en un 25%.

En la diapositiva No.17 se presenta la tabla 12.3 del "Foundation Engineering Handbook" de Winterkorn & Fang, en la cual se ve claramente la magnitud del coeficiente de reposo para presiones de empujes del suelo sobre estructuras de retención, en donde es muy importante tener en cuenta que el K de reposo puede llegar a tener valores hasta de 6.0 dependiendo del tipo de suelo a estabilizar.

La transparencia No.18 muestra como en el manual de Winterkorn y Fang, después de estudiar y analizar diversas teorías y su aplicación a la práctica, se presenta como una conclusión clara, que en el cálculo de los empujes sobre estructuras de contención es peligroso utilizar un coeficiente de presión diferente al coeficiente de reposo.

En general varios autores han desarrollado sus experiencias llegando siempre a la conclusión de que:

- a. las presiones laterales sobre una estructura de contención apuntalada mediante anclajes postensados, presenta una distribución trapezoidal.
- b. El coeficiente de presión a utilizar en el análisis y diseño de los anclajes, debe ser calculado con base en un ángulo movilizado.
- c. En el diseño de los anclajes se debe tener siempre en cuenta que se deberá siempre buscar que los anclajes colocados para soportar una excavación, mantengan dentro del suelo los esfuerzos que presentaba con anterioridad a la excavación.



ϕ = soil friction angle
 E_a = measured earth pressure
 W = weight of wall
 $T = T_1 + T_2 + T_3$ = Anchor's reaction
 δ_{mw} = mobilized angle of wall friction at the back of wall!
 δ_{mb} = mobilized angle of wall friction at the base of wall!
 $0 \leq \delta_{mb} \leq 34^\circ$

R = base resistance load
 $R = R_{soil} + R_{anchor} + R_{wall}$
 $R_{soil} = E_a \tan \delta_{mw}$
 $R_{wall} = 0$, because weight of wall was counter balanced.
 $R_{anchor} = \sum T_i \sin \phi$
 F = friction force mobilized at the toe of wall.
 $F = R \cdot \tan \delta_{mb}$
 $R = \sum T_i \sin \phi$

for equilibrium,

$$E_a - \sum T_i \cos \phi + \left[R \tan \delta_{mb} - E_a \tan \delta_{mw} \tan \delta_{mb} \right] = 0 \dots (1)$$

for horizontal anchor tests it is assumed, $\delta_{mw} = \delta_{mb}$

$$\therefore -\delta_{mw} = \tan^{-1} \sqrt{\frac{T - E_a}{E_a}} \dots (2)$$

with inclined anchors was assumed, $\delta_{mb} = 3A^\circ$

$$\therefore -\delta_{mw} = \tan^{-1} \left[\frac{\sum T_i \cos \phi - E_a}{0.675 E_a} - \frac{\sum T_i \sin \phi}{E_a} \right] \dots (3)$$

ϕ mobilized was calculated by Coulomb's equation,

$$K_A = \frac{\cos^2 \phi_m}{\cos \delta_m \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_m - \delta_m) \sum T_i \sin \phi}{\cos \delta_m}} \right]} \dots (4)$$

FIGURE 6.6 METHOD OF ESTIMATING δ AND ϕ MOBILIZED DURING THE TESTS.

Test No.	Measured Earth Pressure Load (lbs)	Calculated Earth Pressure Loads According to			Measured Anchor Loads (lbs)
		Terzaghi lbs	Tschebotarioff lbs	Brinch Hansen lbs	
4	78.92	100.90	64.60	59.16	79.23
5	64.80	78.31	64.60	59.16	56.15
6	67.50	82.90	64.60	59.16	74.13
7	53.70	66.74	64.60	59.16	50.03
8	52.70	62.45	64.60	59.16	43.23
9	74.80	91.48	64.60	59.16	66.75
10	78.70	96.21	64.60	59.16	68.98
11	50.40	59.12	64.60	59.16	57.50
12	66.24	70.42	64.60	59.16	58.35
13	58.56	60.79	64.60	59.16	48.52
14	48.90	49.87	64.60	59.16	38.50
15	62.40	70.78	64.60	59.16	68.69

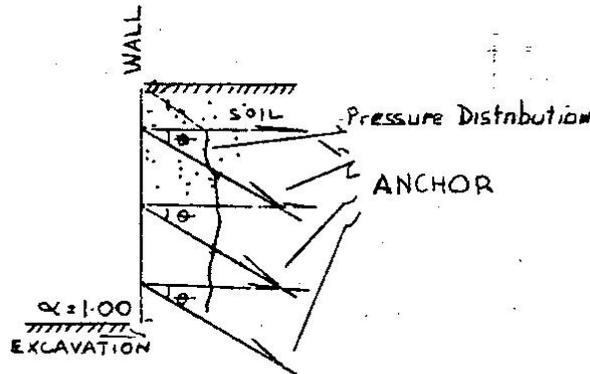


TABLE 6.3. Comparison of Measured Earth Pressure and Anchor Loads for $\alpha = 1.0$ with Designs According to Terzaghi, Tschebotarioff and Brinch Hansen.

TABLE 12.2 EMPIRICAL EARTH PRESSURE COEFFICIENTS

Soil Type	K
A	0.25
B	0.30
C	0.45
D	0.80
E	1.00

For backfills with slopes not steeper than 2:1.

usually rather conservative in that they must provide an adequate safety margin for the various uncertainties.

When there is no prior knowledge on the method of placement and the character of the filling, one must assume in the design that the most unfavorable condition is likely to occur.

For the purpose of design, the empirical earth pressure may be expressed as

$$p_a = K\gamma z \quad (12.11)$$

in which K is the coefficient of earth pressure. Values of K for the five types of soil described in section 12.2 are given in Table 12.2.

3. Earth Pressures on Nonyielding Walls

Sometimes retaining walls are restrained at the top so that they are not free to tilt. This is the case for basement walls that are restrained at the top by the floor slab (Fig. 12.3). If the backfill is placed after the floor slab is in place, the deformation of the wall is practically zero. A similar condition holds for bridge abutments that are fixed at the top to the bridge deck. Tieback retaining walls also allow very little movement.

When no deformations are allowed, the shear strength of the soil cannot be developed, then the earth pressure is equal to the at-rest earth pressure. This may be expressed as

$$p_0 = \gamma z K_0 \quad (12.12)$$

where K_0 is called the coefficient of earth pressure at rest.

The value of K_0 may be estimated with a reasonable degree of accuracy only for the case of normally consolidated soils. In this case, experiments have shown that K_0 is approximately

$$K_0 = 1 - \sin \bar{\phi} \quad (12.12b)$$

where $\bar{\phi}$ denotes the angle of internal friction in terms of effective stress. For overconsolidated soils and compacted soils, the value of K_0 is usually larger than that given by Eq.

$$\left. \begin{array}{l} K_a^e \\ K_p^e \end{array} \right\} = \frac{\cos^2(\phi \mp \beta - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta \pm \beta + \theta)} \left\{ 1 - \left[\frac{\sin(\phi \pm \delta) \sin(\phi \mp i - \theta)}{\cos(i - \beta) \cos(\delta \pm \beta + \theta)} \right]^{1/2} \right\}^2 \quad (12.13c)$$

12.12 and may be as large as 2.0. The results of field observations are summarized in Table 12.3. However, the earth pressure that acts on the wall is affected by the construction sequence. These are described in greater detail in sections 12.6.5–12.6.7 for different types of walls.

4. Earth Pressures on Walls with Limited Deformations

If the retaining wall deforms but the deformation is inadequate to meet any of the conditions prescribed in section

TABLE 12.3 COEFFICIENTS OF AT-REST EARTH PRESSURE

$S\delta/H$	K_0
All types, normally consolidated	$1 - \sin \bar{\phi}$
Compacted clay, hand tamped	1.0 to 2.0
Compacted clay, machine tamped over entire backfill	2.0 to 6.0
Clay, overconsolidated	1.0 to 4.0
Sand, loosely dumped	0.5
Sand, compacted	1.0 to 1.5

12.3.1, then the earth pressure theories cannot be used. The earth pressure would be somewhere in between the at-rest earth pressure and those calculated by the theories of limit equilibrium.

Recent developments in the finite-element method enables us to compute the earth pressure for any given wall deformation provided that the stress-strain relationship of the soil is known. For such calculations the procedure of Girjavallabhan and Reese (1968) may be used. However, the results are not available in generalized form. Hence it is necessary to make the computations for every individual case.

5. Earth Pressures During Earthquakes

Ground motion during earthquakes tends to increase the earth pressure above the static earth pressure. Retaining walls with horizontal backfills designed with a safety factor of 1.5 for static loading may be expected to withstand horizontal acceleration up to 0.2g. For larger accelerations and for walls with sloping backfill, additional allowances should be made for the earthquake forces.

The study by Murphy (1960) shows that when subjected to a horizontal acceleration at the base, failure occurs in the soil mass along a plane inclined at about 35° from the horizontal. The analysis by Mononobe (1929) considers a soil wedge subjected to vertical and horizontal accelerations k_v and k_h to behave as a rigid body sliding over the slip surface ab (Fig. 12.14). Solutions are presently available only for cohesionless soils. In this case this method leads to

$$P_a^e = \frac{1}{2} \gamma H (1 - k_v) K_a^e \quad (12.13a)$$

and

$$P_p^e = \frac{1}{2} \gamma H (1 - k_v) K_p^e \quad (12.13b)$$

where

$$\left. \begin{array}{l} K_a^e \\ K_p^e \end{array} \right\} = \frac{\cos^2(\phi \mp \beta - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta \pm \beta + \theta)} \left\{ 1 - \left[\frac{\sin(\phi \pm \delta) \sin(\phi \mp i - \theta)}{\cos(i - \beta) \cos(\delta \pm \beta + \theta)} \right]^{1/2} \right\}^2 \quad (12.13c)$$

Model studies have yielded results that are generally in agreement with those calculated from Eq. 12.13. They also showed that the resultant earth pressure acts at a point well above the lower 1/3 point of the wall. In fact the additional earth pressure produced by the base acceleration was found to act at a height from 0.5H to 0.67H above the base of the wall.

To determine the location of the resultant earth pressure P_a^e , it is convenient to consider the earth pressure to be composed of a static and a dynamic component so that

ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERIA
PRIMER ENCUENTRO NACIONAL DE INGENIEROS DE SUELOS Y ESTRUCTURAS
SISTEMAS DE CONTENCIÓN Y CONTROL DE EXCAVACIONES EN OBRAS URBANAS
CONFERENCISTA: GUSTAVO ADOLFO MATA LLANA A.
HOJA No. 9

- d. La carga a aplicar a una fila de anclajes que soportan la presión lateral sobre una pantalla, es función de la altura de la excavación en el momento de aplicación de la carga.
- e. Con el fin de evitar al máximo la componente vertical de la fuerza aplicada a un anclaje, este deberá construirse con un ángulo de inclinación lo más cercano posible a 0° .

La distribución de la presión sobre el muro atirantado es un 20% mayor que la distribución triangular de Coulomb, tanto para suelos granulares como para suelos arcillosos. Con más oportunidad de tiempo podría explicar un poco la parte teórica e investigativa que se está desarrollando sobre este tipo de estructuras, mostrando la variación de los tensores a medida que se va desarrollando el procedimiento de construcción, el movimiento del elemento rígido de la pantalla de contención y el asentamiento que se produce en la espalda de cada uno de estos elementos; por lo general los asentamientos se presentan hasta una distancia máxima de 0.7 la altura de excavación, es decir, sobre un elemento rígido con tensores elásticos se produce siempre un desplazamiento en la parte inferior del elemento y un asentamiento en la parte posterior del muro a una distancia máxima de 0.7 veces la altura. Simultáneamente se principian o se van construyendo las placas de la estructura. La construcción de anclajes debe ser siempre de arriba hacia abajo, evitándose diseñar el muro como elemento que deba soportar los empujes horizontales sobre su base, sino como un elemento que se soporta por detrás del plano de deslizamiento supuesto. Las teorías de este plano de deslizamiento supuesto siempre oscilan dentro del ángulo de reposo, es decir, los 45° o $45/2^\circ$ teniendo siempre un desarrollo en espiral que termina en ángulo recto sobre la superficie del terreno. En la construcción de esta clase de estructuras se debe utilizar un equipo de perforación que trabaje con un ángulo de inclinación determinado, dependiendo del tipo de suelo que se piensa estabilizar, sobre el cual se está construyendo la pantalla. En la construcción de un anclaje se perfora con un diámetro de una a cuatro pulgadas, se avanza con o sin revestir la perforación, dependiendo si el terreno es granular o rocoso. Se obtiene la profundidad deseada para pasar el plano de falla, por detrás del plano de falla se continúa la perforación. Se saca la varilla de perforación, se coloca el tensor, se inyecta, en el caso de grandes pérdidas en la lechada de inyección, se re-perfora nuevamente sobre la inyección y se coloca nuevamente el tensor y se le permite el tiempo de fraguado para que la varilla o tensor se adhiera al concreto y este simultáneamente se fragüe en la zona de anclaje. Esta técnica se combina con otra técnica que es la de proyección del concreto

ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERIA
PRIMER ENCUENTRO NACIONAL DE INGENIEROS DE SUELOS Y ESTRUCTURAS
SISTEMAS DE CONTENCIÓN Y CONTROL DE EXCAVACIONES EN OBRAS URBANAS
CONFERENCISTA: GUSTAVO ADOLFO MATA LLANA A.
HOJA No. 10

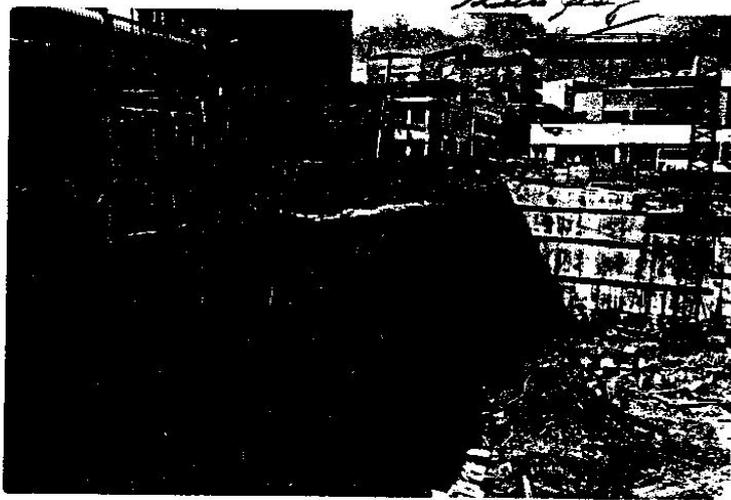
(shotcrete en inglés). Este es un concreto que se mezcla en seco y en la proyección a la salida de la boquilla se le suministra el agua; se muestra en varias de las transparencias presentadas, y es el ideal para efectuarse dentro del perímetro urbano. Este concreto ofrece resistencias fácilmente de las 5.500 PSI, tiene una relación de agua cemento bastante baja lo que produce una resistencia inicial más rápida, la granulometría consta de un agregado grueso en el 10%, el resto es una arena bien gradada. Este concreto tiene entre otras la ventaja de su facilidad de adherencia, impermeabilidad, resistencia a la compresión más rápida, facilidad de transporte y colocación. El elemento que se construye lleva sus anclajes o sus tensores atrás, estabilizando el empuje activo del suelo posterior.

A continuación presentamos algunas de las obras realizadas en Colombia por el grupo Gustavo Matallana Y Asociados, utilizando los anclajes Stump y el concreto Aliva.

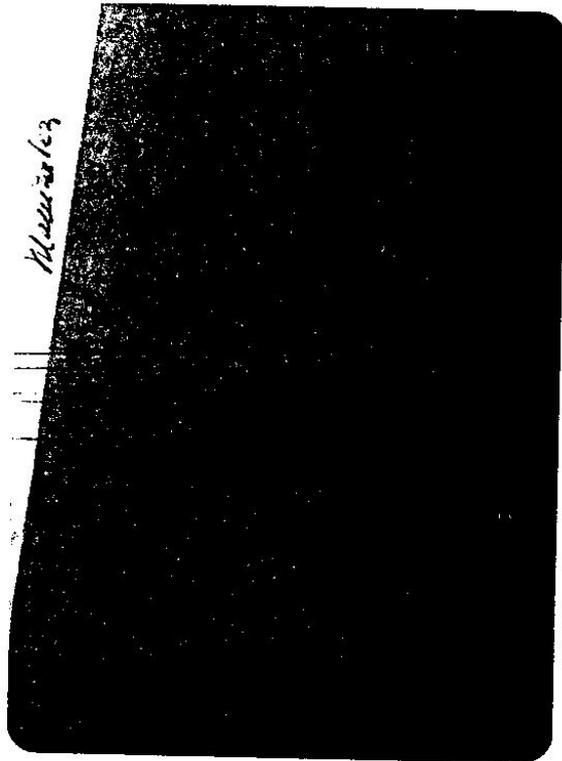
En la diapositiva No.19 se presenta una obra ejecutada en la zona céntrica de Manizales para el Banco Cafetero; se aprecia la excavación total de 12.0 Mts. de altura, soportada por cuatro niveles de anclaje. En la transparencia No.20 se aprecian los efectos sobre las edificaciones de la zona céntrica de Manizales ocasionados por el fuerte sismo del año de 1.979, el cual afectó todas las edificaciones de la zona del centro de la ciudad. En la transparencia No.21 tomada con posterioridad a la ocurrencia del sismo, vemos como la excavación soportada por los anclajes se mantuvo estable y se pudo continuar con el desarrollo de la construcción de la estructura dentro del lote sin ninguna afectación para la misma ni para el programa de avance de la obra; se puede también notar que las edificaciones de construcción vieja localizadas en los alrededores de la obra, por estar dentro de la cuña de control de esfuerzos y deformaciones que producen los anclajes Stump de 18.0 Mts. de largo, no fueron afectadas por el sismo.

Las diapositivas No.22, No.23 y No.24 muestran el desarrollo de la construcción de un edificio en Santa Fé de Bogotá, en donde podemos claramente notar como se ejecutan las excavaciones en forma técnica y controlada, permitiendo que los equipos de construcción lleguen sin problema hasta el fondo de la excavación, la estructura va saliendo rápidamente y sin ningún impedimento, lo que representa grandes rendimientos, en menor tiempo de construcción, menores costos de ejecución de las obras.

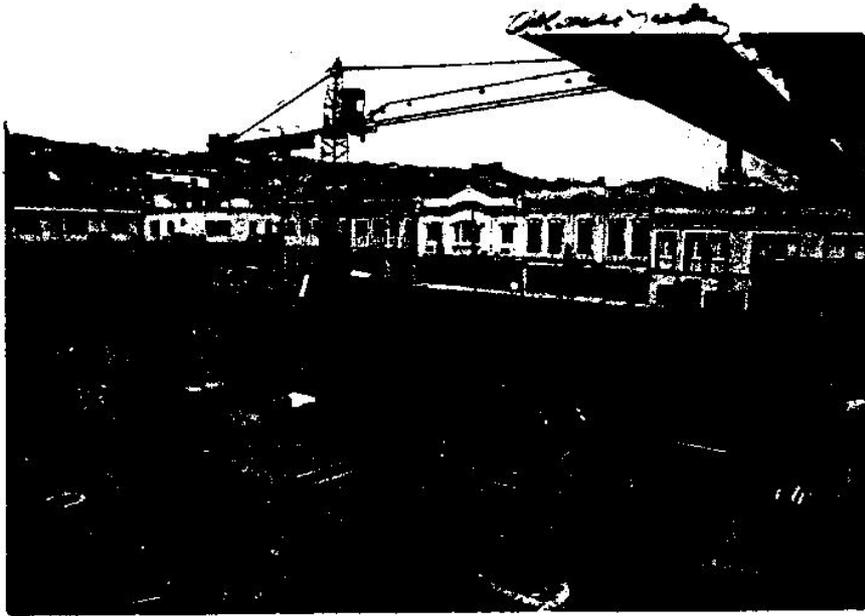
La transparencia No.25 es de un tipo de cimentación donde se combina un pilote preexcavado y el concreto proyectado intermedio



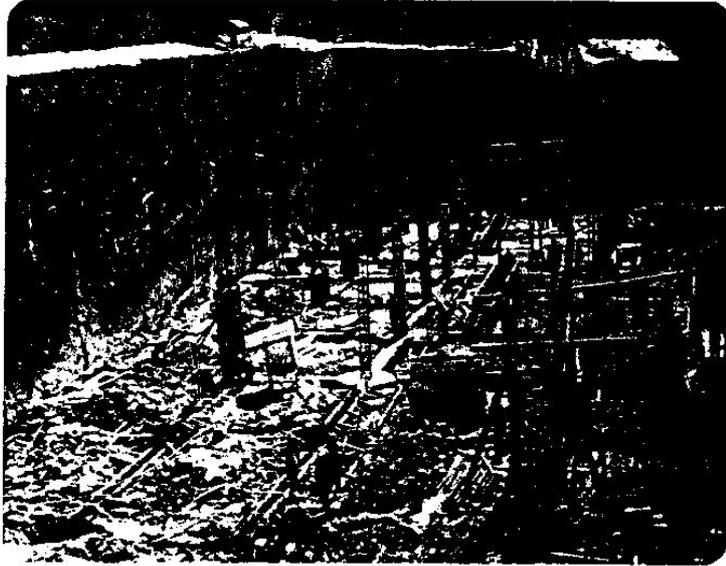
No. 19



No. 20



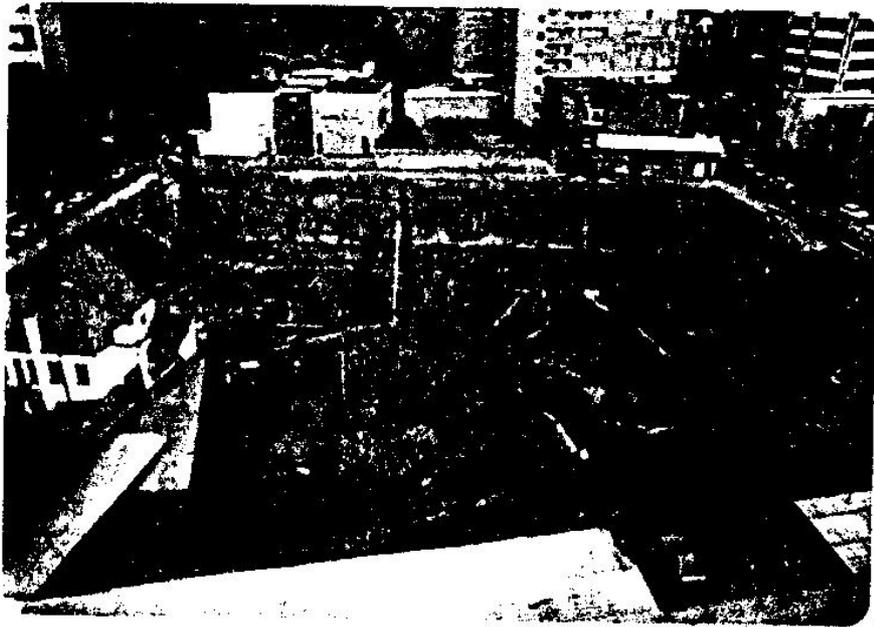
No. 21



No. 22



No. 23



No. 24

ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERIA
PRIMER ENCUENTRO NACIONAL DE INGENIEROS DE SUELOS Y ESTRUCTURAS
SISTEMAS DE CONTENCIÓN Y CONTROL DE EXCAVACIONES EN OBRAS URBANAS
CONFERENCISTA: GUSTAVO ADOLFO MATA LLANA A.
HOJA No.11

con los anclajes Stump "tensor-atrás" intermedios soportando los empujes activos. Esta fué la primera obra en el país, en la cual se trabajó en un suelo cohesivo blando con contenido de humedad superior al 200% y C menor de 1 T/M²; como podemos ver a la profundidad de la excavación, esta es bastante amplia. Los pilotes se construyen inicialmente desde la superficie del terreno, la excavación entre pilotes se hace de arriba hacia abajo y se garantiza su estabilidad con los anclajes. La transparencia No.26 muestra como fué posible contener en ese tipo de suelo, un edificio que transmitió por medio de una cimentación superficial (La profundidad de cimentación del edificio vecino es de 0.70 Mts. con relación al nivel original del terreno), cargas bastante grandes al suelo, sin causar ningún tipo de asentamientos ni fallas en las estructuras vecinas.

Las diapositivas No.27 y No.28 presentan una obra realizada con anclajes Stump y concreto Aliva, en un suelo compuesto por un aglomerado con cantos rodados de grán diámetro y matriz arcillo arenosa; la utilización de este sistema permitió llegar hasta el fondo de la excavación mecanizando esta completamente y bajando los costos sustancialmente, así como la rápida construcción del muro en concreto debido a la presencia de cantos rodados de más de 1.70 Mts. de diámetro.

Las transparencias No.29 y No.30 nos muestran una obra con un problema de deslizamiento ya creado, en la cual se pudo controlar por medio de anclajes Stump y concreto Aliva y en una forma rápida, técnica y eficiente una falla en progreso.

Vemos en la transparencia No.31 la forma como progresivamente y utilizando siempre equipos de grán rendimiento y controlando siempre la estabilidad de las estructuras y calles vecinas así como el transporte del material, se vá construyendo el muro de arriba hacia abajo aumentando progresivamente las cargas sobre los anclajes a medida que la mayor profundidad de excavación representa mayor empuje sobre los muros. La diapositiva No.32 de la misma obra nos muestra como en muy corto tiempo se bajó hasta el fondo en una excavación en un suelo muy eterogéneo y con presencia de corrientes de agua en sus estratos inferiores; se vé la estructura construyéndose desde una cota completamente libre de cualquier material, puntal o equipo que impida su óptimo y normal desarrollo lo que conlleva ahorro en costos y tiempo de construcción de la obra.

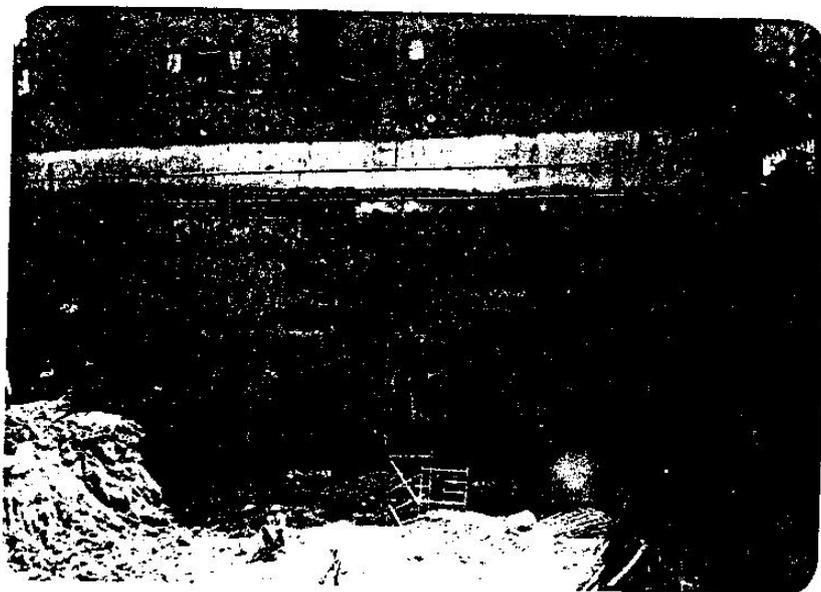
El desarrollo con una programación eficiente y rápida de una obra, en beneficio de los costos del proyecto, se puede apreciar en la diapositiva No.33 en la cual se presenta como a medida que la



No. 25



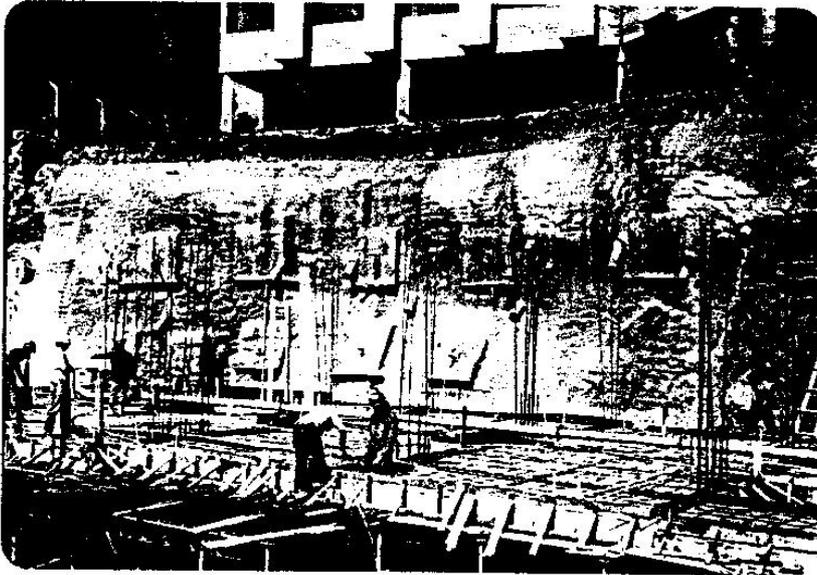
No. 26



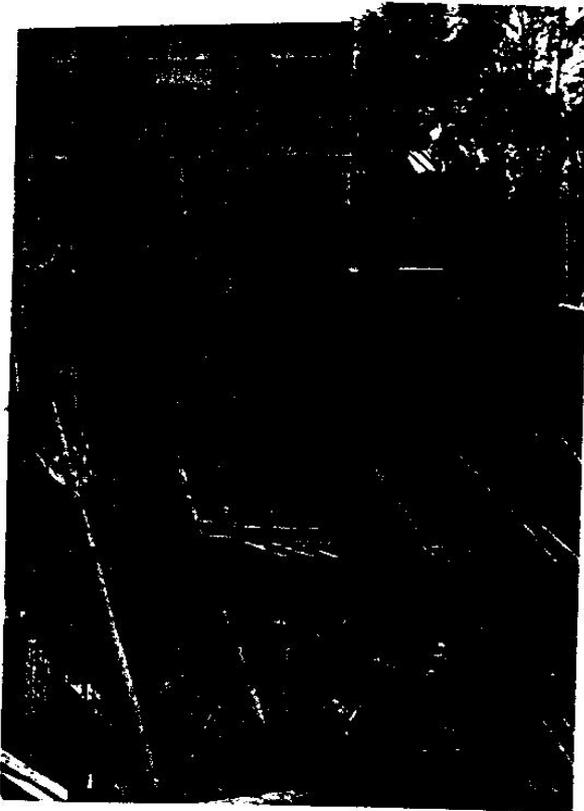
No. 27



No. 28



No. 30

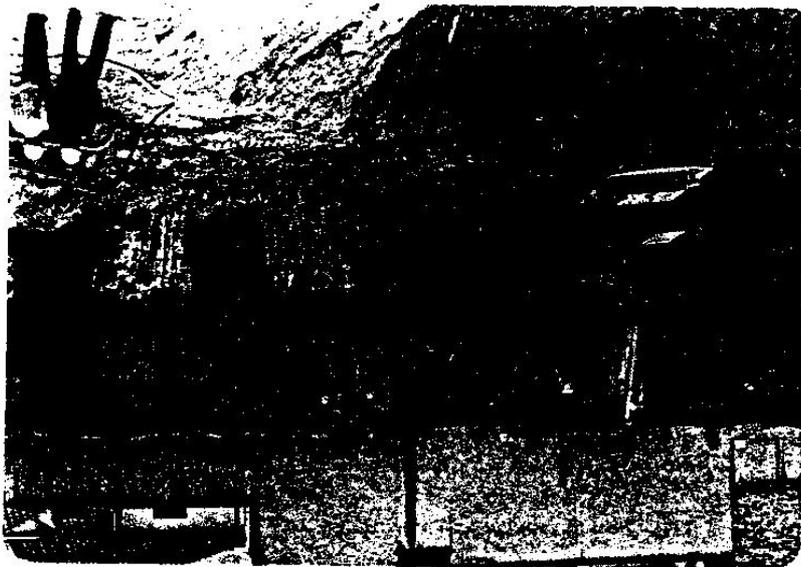


No. 29

No. 32



No. 31



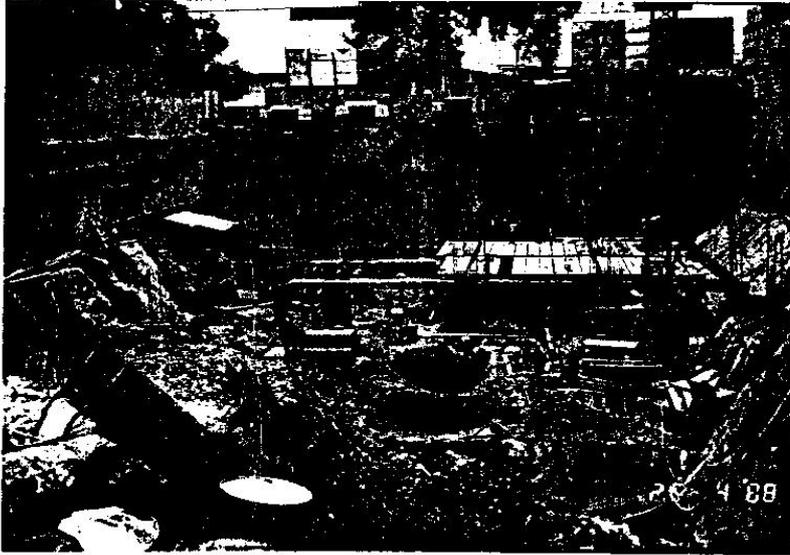
ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERIA
PRIMER ENCUENTRO NACIONAL DE INGENIEROS DE SUELOS Y ESTRUCTURAS
SISTEMAS DE CONTENCIÓN Y CONTROL DE EXCAVACIONES EN OBRAS URBANAS
CONFERENCISTA: GUSTAVO ADOLFO MATALLANA A.
HOJA No.12

excavación y contención de la misma va avanzando desde el fondo hacia el frente, se puede iniciar libremente la construcción de la estructura. La transparencia No.34 de la misma obra nos muestra dos vecinos sobre el mismo costado con unas características de construcción, cargas y cimentación muy diferentes, el sistema de anclaje Stump "tensor-atrás" y concreto Aliva permite técnica y económicamente ir acomodando el diseño del muro para contener metro a metro las presiones aportadas por los vecinos, sin tener que sobrediseñar o hacer transiciones costosas en la estructura de contención; aquí se contuvieron los empujes de una edificación antigua de una planta con redes en muy mal estado que presentaban humedades disparejas en el terreno, con un edificio de 11 plantas cimentado sobre zapatas a una cota 5.0 Mts. por encima del fondo de la excavación ejecutada.

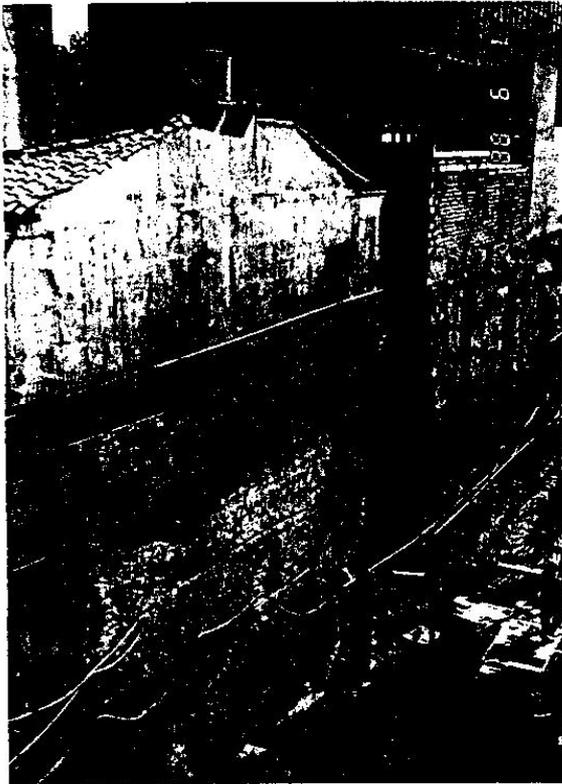
Otra obra dentro del perímetro urbano se presenta en las transparencias No.35 y No.36, esta se desarrolló en un suelo blando con alto contenido de humedad, baja cohesión y sin fricción y en un área bastante grande con edificaciones existentes colindantes de grandes sobrecargas; la utilización de este sistema permitió un desarrollo ágil, seguro y económico de todo el proyecto.

En las diapositivas No.37 y No.38 vemos otra obra en la cual se integra sin ningún inconveniente la actividad de excavación y muros en concreto Aliva soportados con anclajes Stump "Tensor-atrás" y la construcción de la estructura del proyecto; con la utilización del sistema de muros de contención soportados con anclajes para luego desarrollar las otras actividades de la obra, se logra que una vez la estructura se adelante, se pueda también continuar inmediatamente la construcción de mampostería y acabados desde el fondo hacia arriba consiguiendo una programación más integrada y ordenada de todas las actividades de la obra lo que representa para el proyecto menor tiempo de construcción y menores costos de todas las actividades.

En la ciudad de Villavicencio, en donde las condiciones de lluvias, escorrentía superficial y flujos de agua dentro de las capas del suelo son muy especiales, se logró mediante la utilización de este sistema llegar en muy corto tiempo y con una estabilidad garantizada al fondo de la excavación, desarrollando la obra de una manera óptima para el retiro y acceso de materiales a la misma, permitiéndose una programación más ágil y económica para el proyecto; las transparencias No.39 y No.40 nos muestran la veracidad de lo anteriormente expuesto.



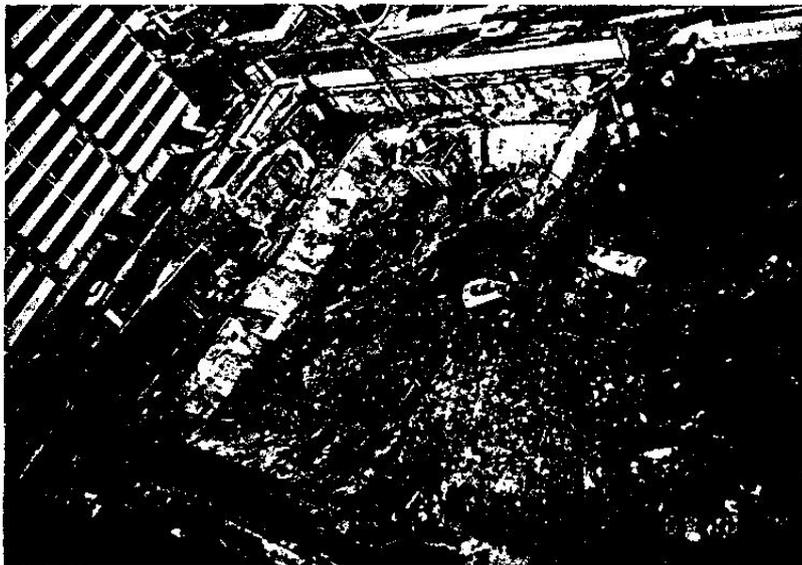
No. 33



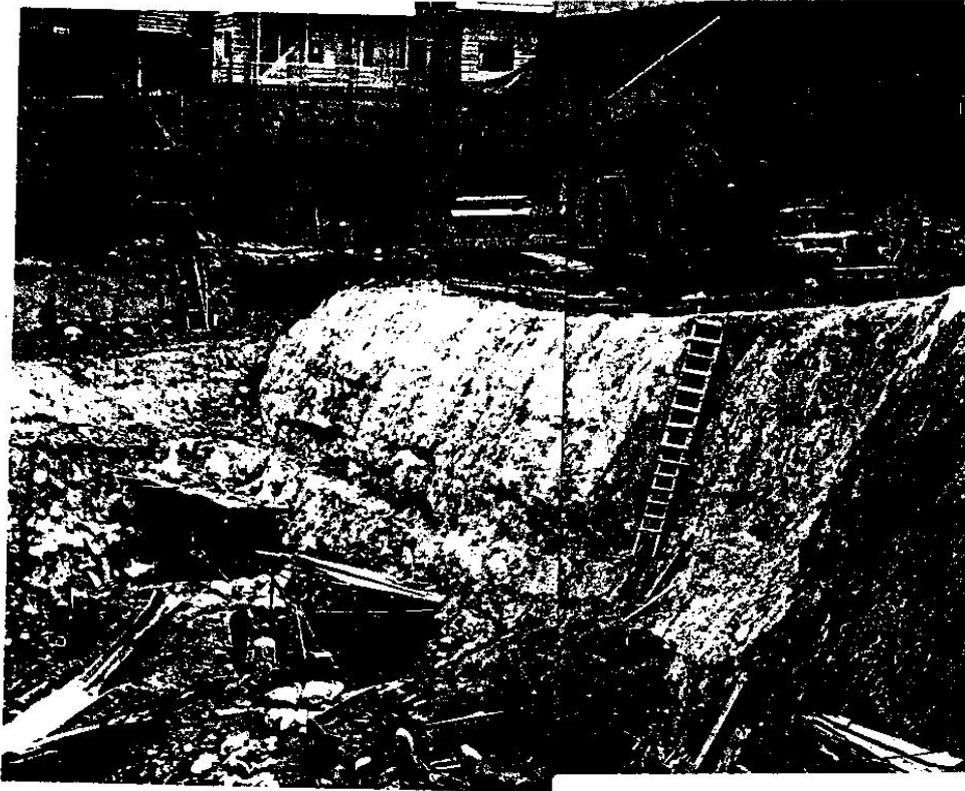
No. 34



No. 35



No. 36



No. 37



No. 38

ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERIA
PRIMER ENCUENTRO NACIONAL DE INGENIEROS DE SUELOS Y ESTRUCTURAS
SISTEMAS DE CONTENCIÓN Y CONTROL DE EXCAVACIONES EN OBRAS URBANAS
CONFERENCISTA: GUSTAVO ADOLFO MATELLANA A.
HOJA No.13

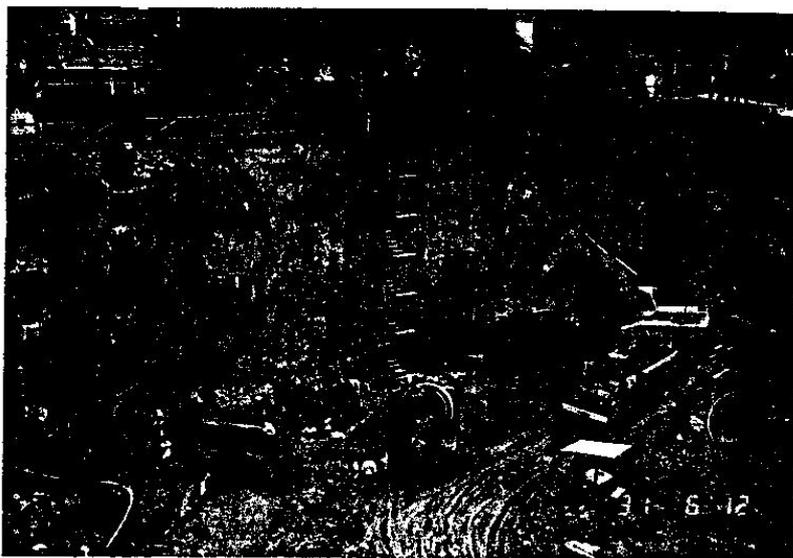
La diapositiva No.41 nos muestra una obra construida con un caracter temporal hace más de 10 años por el grupo Gustavo Matallana Y Asociados; aquí se encuentra un perfil o un corte bastante alto en un material aparentemente estable, arenisca descompuesta, de todas formas no se garantiza desde ningún punto que el deslizamiento no se llegue a producir algún día, si no se soporta con elementos de caracter permanente y con longitud por detrás de la superficie probable de falla, y los anclajes se postensan de acuerdo con las características de empuje del terreno. Las edificaciones vecinas están cimentadas sobre zapatas apoyadas en una cota superior a la cota de la excavación ejecutada y soportada por los anclajes.

Vemos en la diapositiva No.42 una excavación que se ejecutó en la ciudad de Barranquilla a una profundidad de 8.0 Mts. cuyo paramento coincide exactamente con el paramento de un edificio de 19 pisos cimentado sobre zapatas a 1.50 Mts de profundidad sobre el nivel original del terreno, esta excavación realizada hace más de 8 años, se encuentra aún sin el apoyo definitivo que la debería dar la estructura a construirse, y a pesar de las grandes sobrecargas de la edificación vecina, magnificadas en oportunidades por los efectos del viento actuante sobre la superficie de más de 50.0 Mts. de altura.

Suelos consistentes en aglomerados con cantos rodados de diámetro superior a 2.0 Mts., los cuales por su tamaño son muy difíciles de mover, se deben excavar y contener los empujes del suelo y las sobrecargas de las edificaciones vecinas logrando siempre una estabilidad inmediata a medida que se avanza con la excavación y retiro del material, este tipo de obra la podemos apreciar en las diapositivas No.43 y No.44, obras que sin la utilización de anclajes "tensor-atrás" y concreto tipo Aliva, serían muy difíciles, riesgosas, demoradas y costosas de desarrollar.

Las diapositivas No.45, No.46 y No.47, son otra muestra de las ventajas de este sistema de contención de excavaciones o deslizamientos con la utilización de anclajes tipo Stump y concreto tipo Aliva; se pueden restituir vías destruidas por deslizamientos de la banca, evitar los mismos deslizamientos, reparar daños debidos a la erosión en zonas urbanas y muchas otras aplicaciones que lamentablemente el tiempo nos impide presentar suficientemente detalladas.

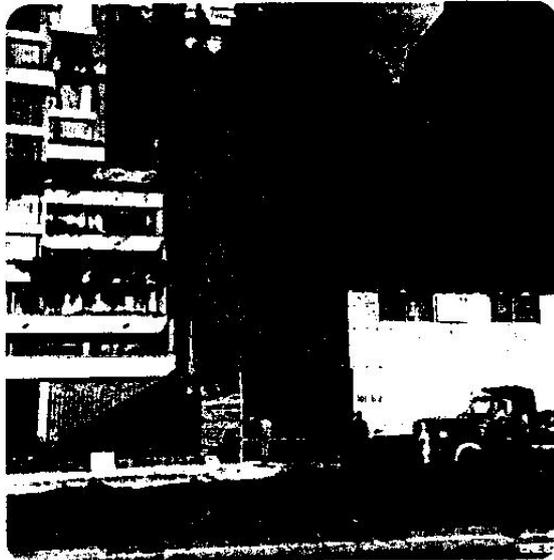
Agradezco a la Escuela Colombiana de Ingeniería su amable invitación a presentar esta conferencia, y a Ustedes estimados colegas su atención a la misma.



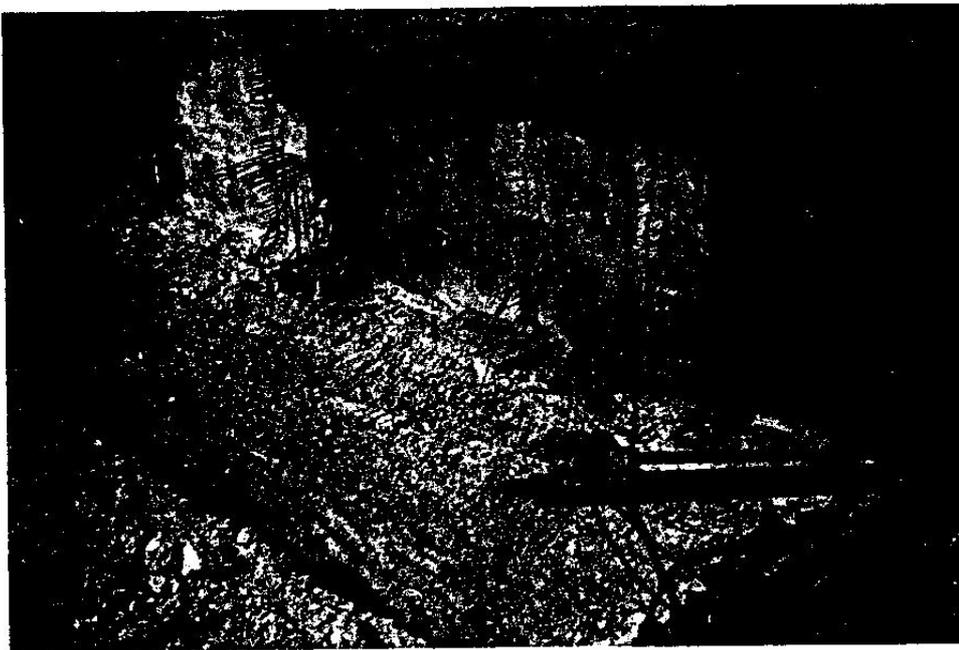
No. 39



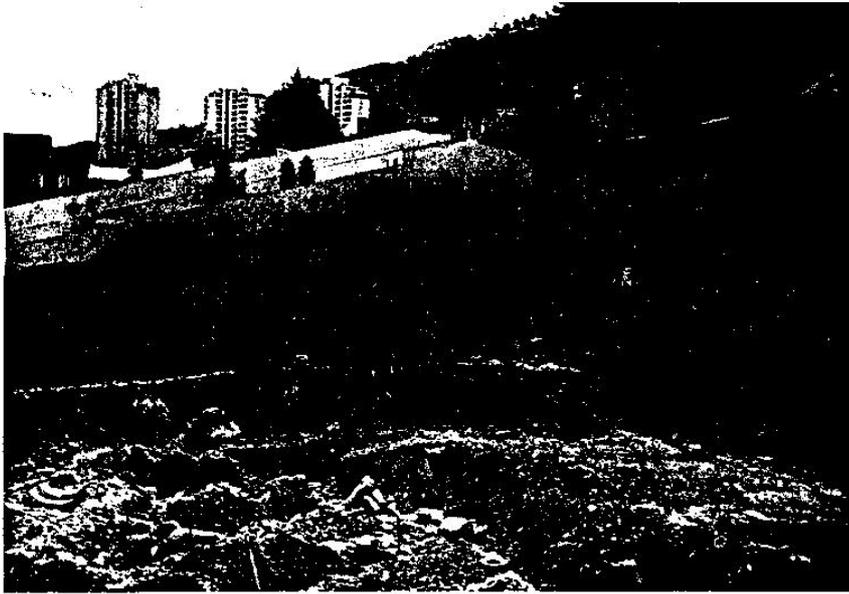
No. 40



No. 41



No. 42



No. 43



No. 44



No. 45