

52e



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES

“ARAGON”

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE LA ESTACION
SAN JOAQUIN DE LA LINEA 10 DEL METRO

TESIS

Que para sustentar Exámen Profesional

Presenta:

EDUARDO BASURTO GARDUÑO

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

México, D. F. 1988



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis está protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

I N D I C E

	Pág.
INTRODUCCION	2
1. DESCRIPCION DEL PROYECTO	8
2. CARACTERISTICAS ESTRATIGRAFICAS Y FISICAS DEL SUBSUELO.	9
3. ESTABILIDAD DE LA EXCAVACION	44
4. EMPUJES DE TIERRAS	59
5. DISEÑO DE ANCLAS	66
6. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO	86
7. ESPECIFICACION DE CONSTRUCCION	95
8. CONCLUSIONES	145

INTRODUCCION

Es de la mayoría de nosotros conocida la problemática que vive la ciudad de México en la actualidad como consecuencia de un desarrollo urbano no planificado ni controlado de manera -- adecuada, creando entre otros problemas el del transporte de pasajeros.

Las soluciones adoptadas por las autoridades del Distrito Federal para la Ciudad de México, se basarán en experiencias de otras grandes urbes, que consisten en construir arterias que tomentarán el uso del automóvil, las cuales se saturarán rápidamente.

Actualmente, el transporte urbano es un problema que afecta a millones de habitantes, provocando principalmente gastos excesivos de tiempo en transportación, por lo que se penso en coordinar todos los medios existentes y hacer una planeación adecuada para afrontar la situación acorde a las necesidades. Lo que indica que para determinar una alternativa y solución al -- problema del transporte urbano en el Distrito Federal es necesario encauzar los recursos disponibles hacia las soluciones que amplien y hagan más eficiente el transporte masivo, como es

el caso del Metro, que por tener derecho de vía propio, ser un transporte que no contamina, funcional y eficiente, debe constituir la parte principal del transporte en la Ciudad.

En base a la situación anterior, las autoridades del gobierno del Distrito Federal, han elaborado el plan de desarrollo urbano y en combinación con la Comisión de Vialidad y Transporte Urbano (COVITUR) se llevo a cabo la realización del Plan Rector de Vialidad y Transporte.

La planeación del Metro desde su inicio se baso en un programa Maestro del Metro elaborado por COVITUR, en el cual se toman en consideración, estudios de origen y destino, usos de suelo, densidad de población, vialidades disponibles, interacción con otros planes de desarrollo, etc. Este programa se actualiza frecuentemente a las condiciones actuales de la Ciudad y de él se deriva la ubicación óptima de cada una de las Líneas del Metro.

El plan Maestro mencionado anteriormente contempla dotar a la población del Distrito Federal, de una red de 15 Líneas y

3 más para el estado de México que servira adecuadamente al -
área urbana al termino del siglo.

Definida la ubicación de las Líneas, se realizan estudios, anteproyectos y proyectos que involucran disciplinas tales - como: la ingeniería civil, la ingeniería electromecánica y - electrónica, la arquitectura, la ingeniería de costos y el urbanismo entre otros.

Dentro del área de ingeniería civil y definido el trazo - de determinada Línea del Metro, la mecánica de suelos, juega un papel importante en la elección del tipo de estructura que debe construirse en cada caso particular.

En el presente trabajo se darán los criterios utilizados en el proyecto de la construcción de la Estación San Joaquín - de la Línea 10 del Metro.

Los capítulos que integran este trabajo son manejados en una forma secuencial de acuerdo a la información que se requiere para la realización de la excavación y construcción de la

Estación San Joaquín.

En el capítulo 1.

Se describe el proyecto arquitectónico, es decir, se mencionan las dimensiones y necesidades que requiere dicha estación.

El capítulo 2.

Presenta de acuerdo a los trabajos de exploración y muestreo y de las pruebas de laboratorio las características estratigráficas y físicas del subsuelo, que serán la base de los análisis de mecánica de suelos que requiere el proyecto.

Para el capítulo 3.

Se mencionan los conceptos que intervienen en la estabilidad de la excavación, que indica la estabilidad de taludes para diferentes mecanismos de falla.

Capítulo 4.

Las consideraciones teóricas de los empujes de tierras sobre los diferentes tipos de estructuras de retención.

Capítulo 5.

En este capítulo se describe el diseño de anclas considerando que la excavación será estabilizada mediante muros anclados.

Capítulo 6.

Se describen las alternativas de procedimiento de construcción analizadas y las consideraciones para la elección de la más adecuada.

Capítulo 7.

Se presentan las especificaciones de construcción de las estructuras más relevantes (brocales, muros milán, pavimentos, etc).

Cabe señalar que el procedimiento de construcción elegido es diferente de los procedimientos usados en la mayoría de las estaciones del Metro. Debido al empleo de anclas de fricción, actuando sobre muros discontinuos, los cuales retienen taludes verticales, permitiendo la realización de la excavación de la estación con mayor rapidez y facilidad por no tener troqueles interiores a la excavación.

Reduciendo notablemente los factores primordiales de la construcción, tiempo y costo.

Es el deseo del autor de este trabajo, que su resultado sea de utilidad para proyectos de magnitudes similares a los que aquí se presentan.

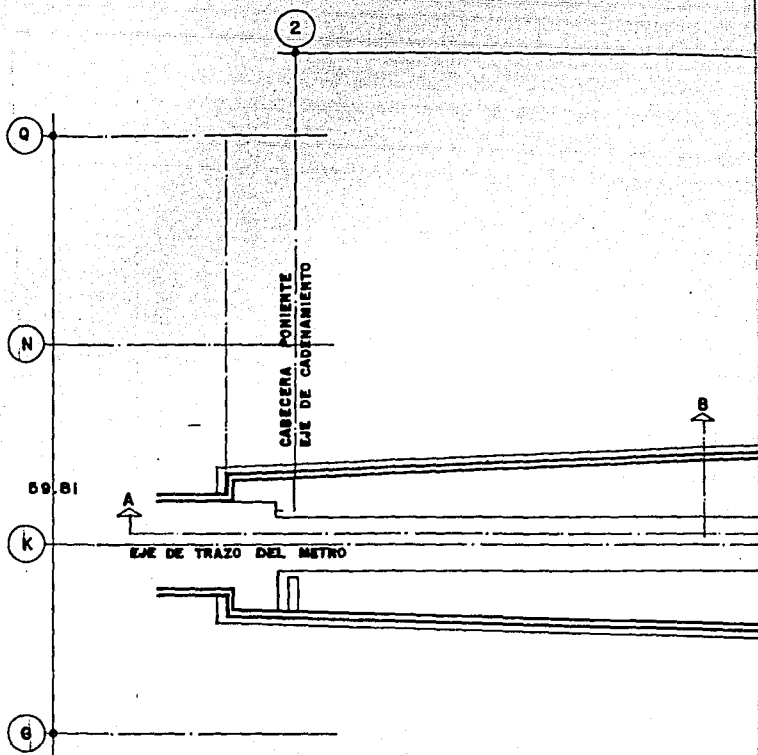
1. DESCRIPCION DEL PROYECTO

Se proyecta la construcción de la Estación San Joaquín que formará parte de la Línea 10 del Metro al poniente de la Ciudad y estará ubicada en la calle Lago Cinebra, entre las calles de Lago Hielsmar y Lago Wetter, de la Delegación Miguel Hidalgo, D. F. La localización de la Estación en cuestión y sus dimensiones en planta se muestran en las figuras 1 y 2.

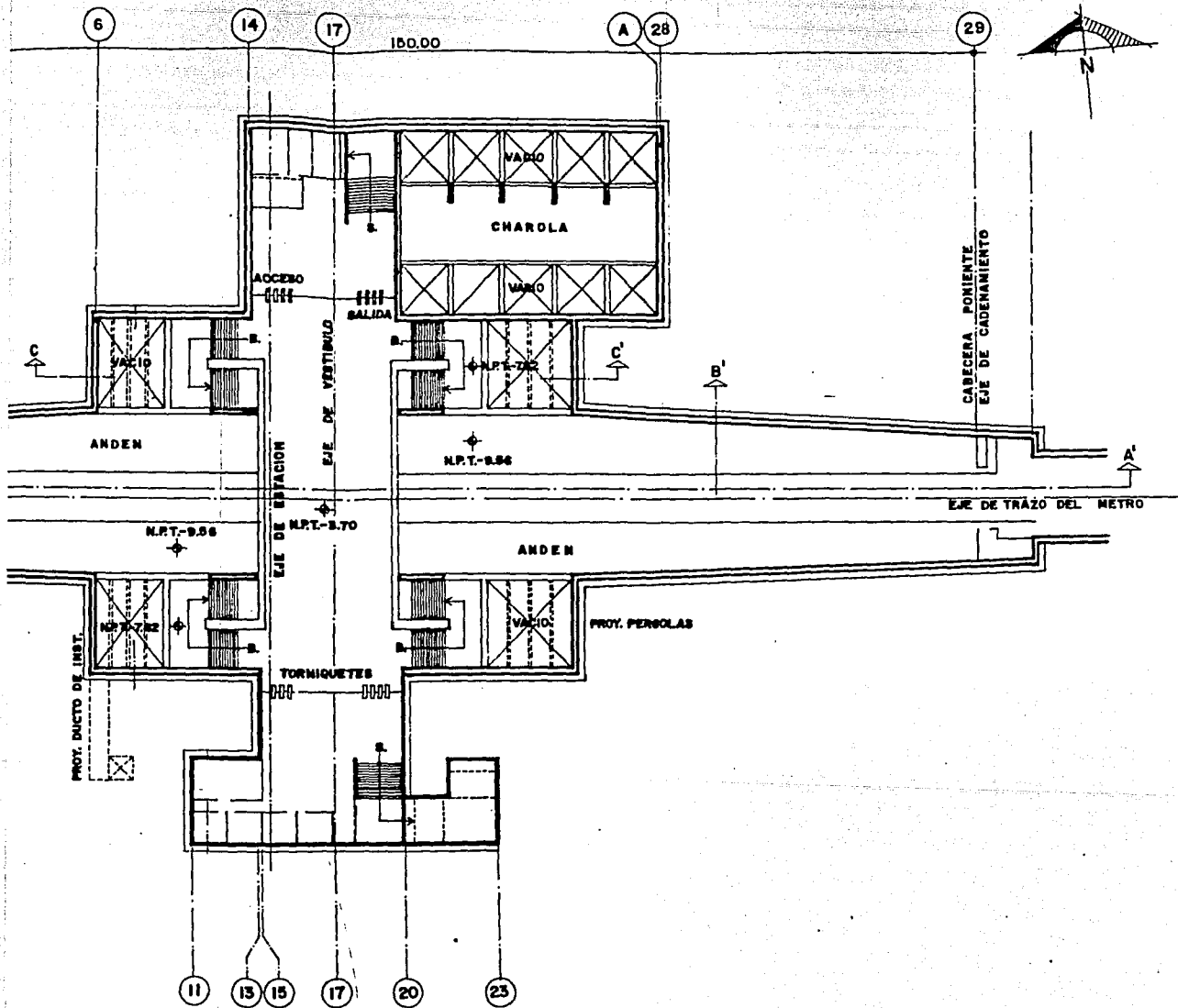
El proyecto arquitectónico de la Estación San Joaquín - contempla la construcción de un cajón constituido por losa de piso colada en sitio, tabletas pretensadas para el techo del cajón apoyadas sobre muros estructurales de acompañamiento, y un firme de concreto armado sobre las tabletas, formando todo una unidad monolítica sobre la que se tendrá material de relleno controlado hasta el nivel de rasante de la calle.

Los diferentes niveles de desplante se indican en la figura 3 y los detalles arquitectónicos de la Estación San Joaquín se muestran en los planos 1, 2 y 3.

Con el objeto de determinar el tipo de solución más apropiada para la construcción de la estructura se llevó a cabo un estudio de mecánica de suelos.



PLANO. I. - PLANTA ARQUITECTONICA DE LA EST



ACION SAN JOAQUIN LINEA-10 METRO

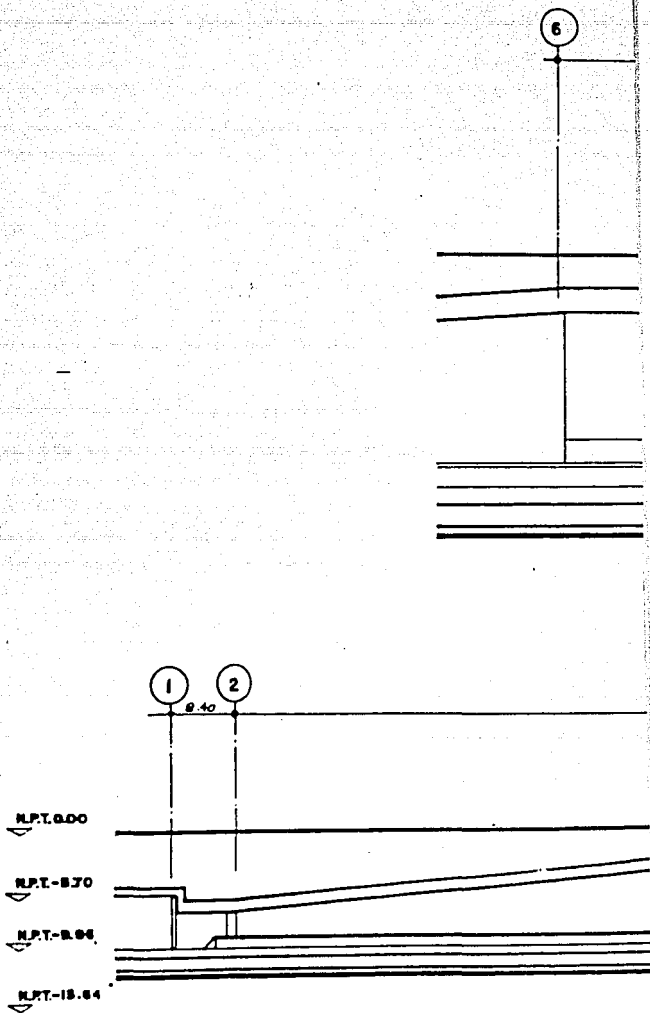


U. N. A. M.
E. N. E. P. ARAGON.

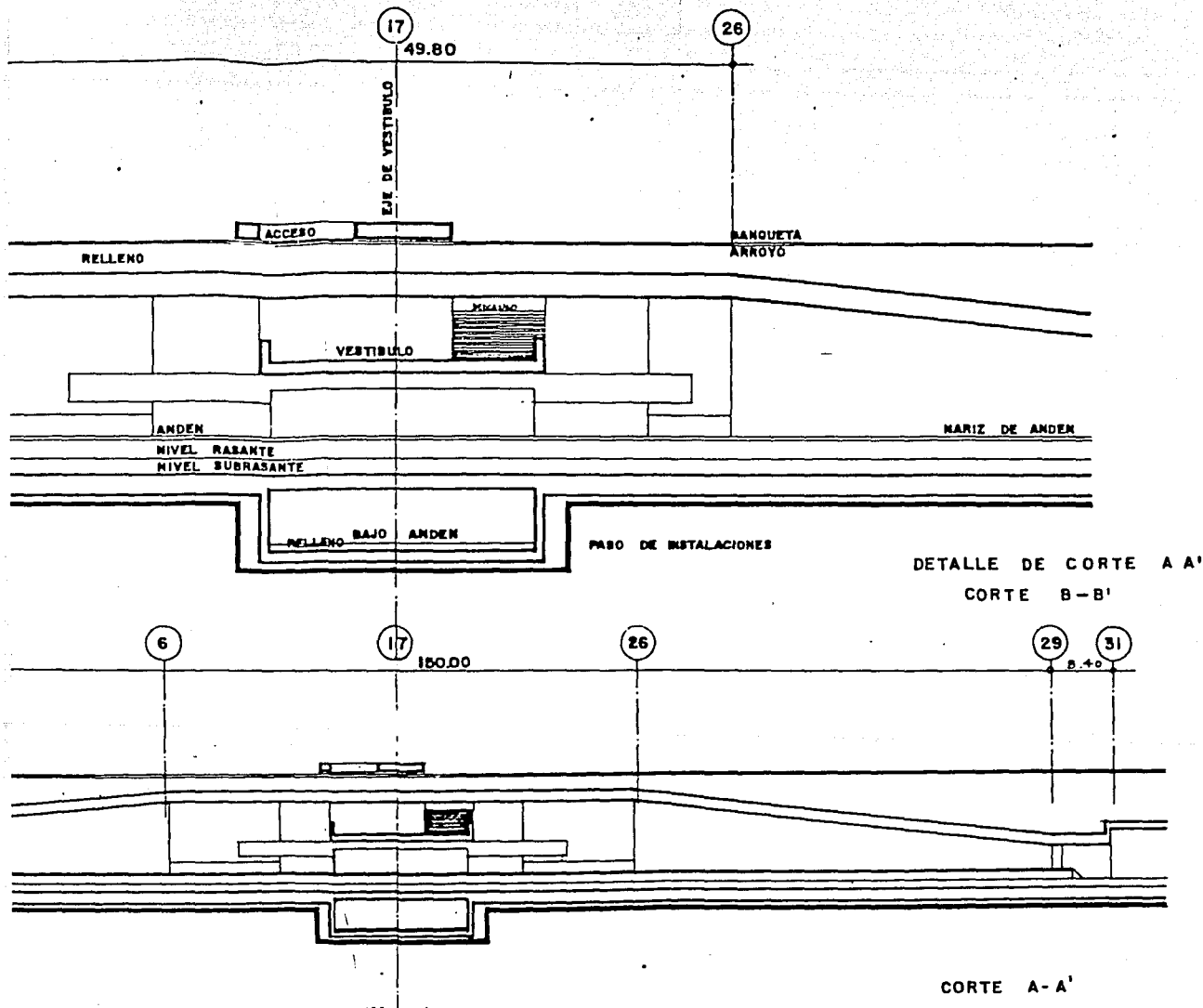
INGENIERIA CIVIL



TESIS PROFESIONAL



PLANO. 2. - CORTE

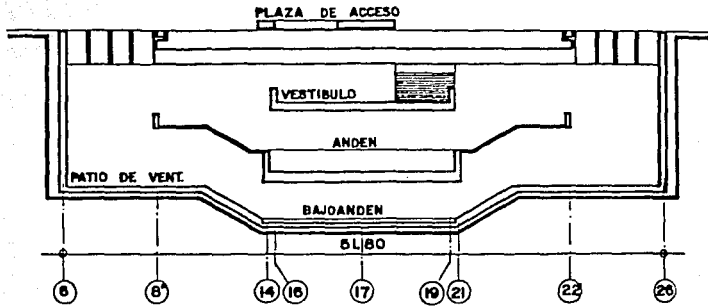


S ARQUITECTONICOS LONGITUDINALES DE LA ESTACION SAN JOAQUIN LINEA-10 METRO

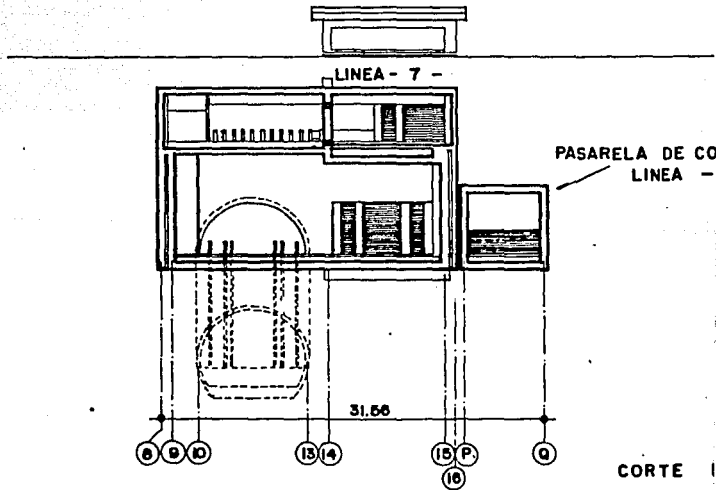


U . N . A . M .
E . N . E . P . ARAGON

INGENIERIA CIVIL  TESIS PROFESIONAL

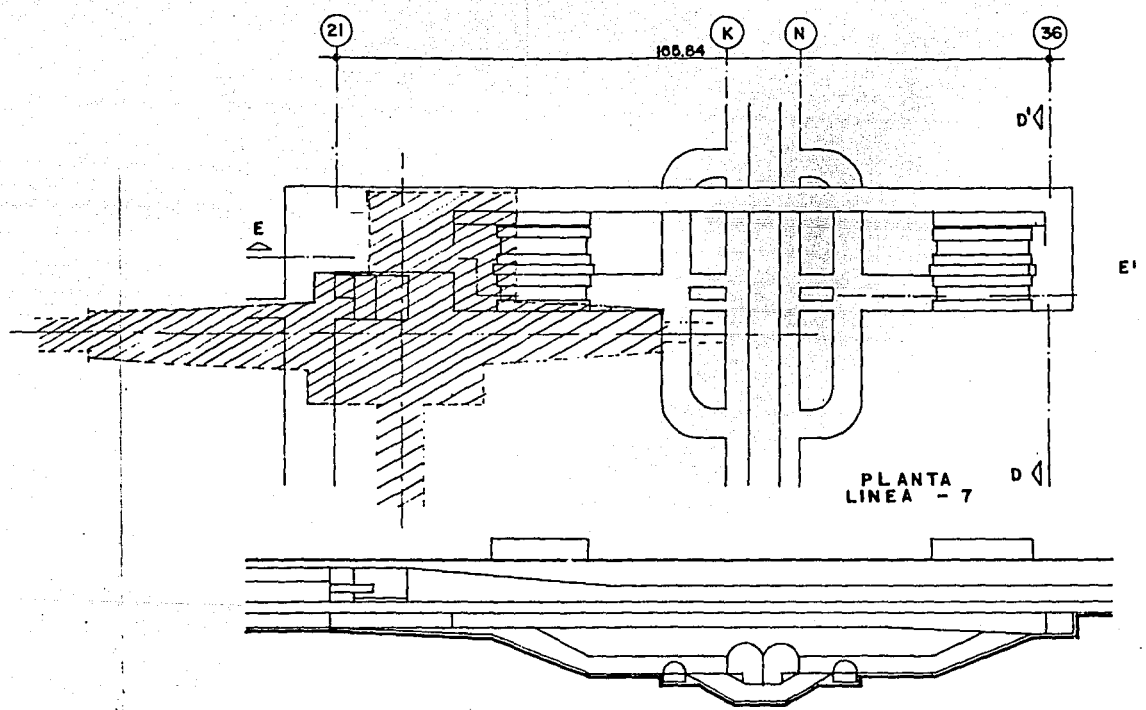


CORTE C



CORTE I

PLANO.3.. - CORTES ARQUITECTONICOS DE LA ESTACION



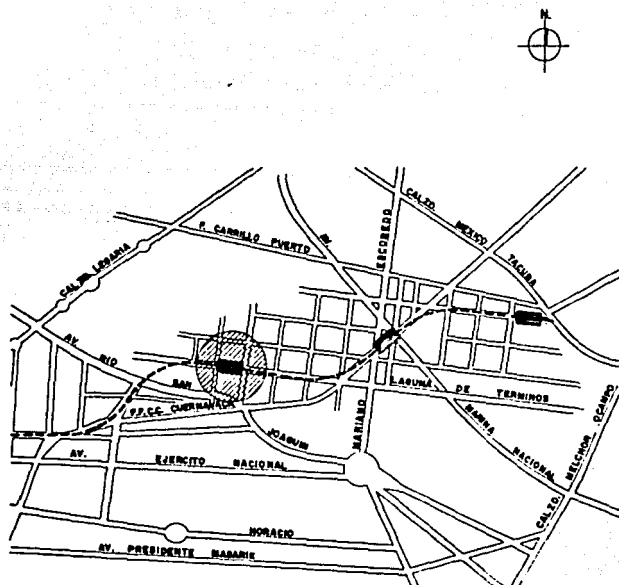
-C-

RESPONDENCIA.
10

D-D'

SAN JOAQUIN LINEA-10 METRO CON LINEA-7 METRO

	U. N. A. M.
	E. N. E. P. ARAGON
INGENIERIA CIVIL	TESIS PROFESIONAL



CROQUIS DE LOCALIZACION

FIG. 1.- LOCALIZACION DE LA ESTACION SAN JUAN DE LA LINEA 10 DEL METRO.



U. N. A. M.
E. N. E. P. ARAGON

INGENIERIA CIVIL



TESIS PROFESIONAL

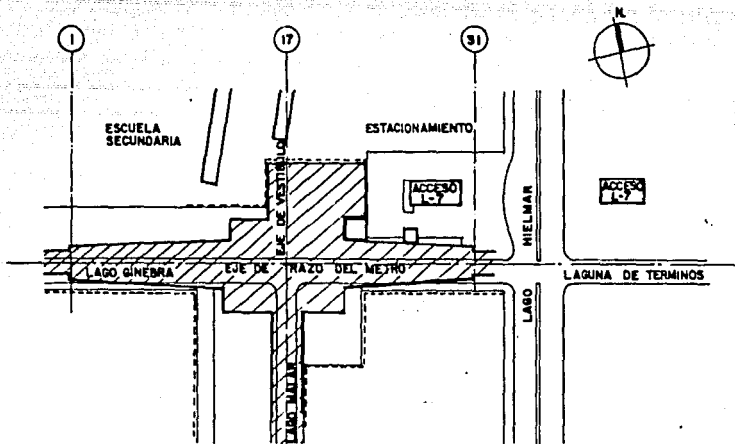
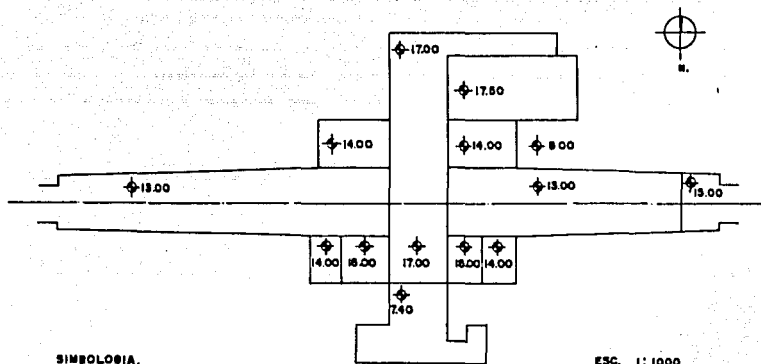


FIG. 2.-CROQUIS DE LOCALIZACION
 --CIMENTACIONES COLINDANTES.



U. N. A. M.
 E. N. E. P. A. R. A. F. O. N.

INGENIERIA CIVIL TESIS PROFESIONAL



SIMBOLOGIA.
 ◆ NIVEL DE DESPLANTE

ESC. 1:1000

FIG.- 3. NIVELES DE DESPLANTE DE LA ESTACION SAN JOAQUIN DE LA LINEA 10-METRO.



2. CARACTERISTICAS ESTRATIGRAFICAS Y FISICAS DEL SUBSUELO

Para definir un marco de referencia respecto a la estratigrafía del sitio en su estudio, se presenta a continuación una descripción breve de la zonificación de la Ciudad de México⁽¹⁾.

En la figura 4 puede observarse que la Ciudad está dividida en tres zonas, que son:

- a) De lomas. Hacia el poniente de la Ciudad se encuentran las faldas de la serranía de Las Cruces, mientras que hacia el sur la forman los derrames del Xitle (fig 4'). En el primer caso la zona de lomas está constituida por suelos compactos areno-limosos y areno-arcillosos, algunas veces con grava y por tobas pumíticas cementadas; en el segundo caso, por depósitos de basalto.

En esta zona generalmente se presentan condiciones favorables para la cimentación de estructuras, ya que es alta la capacidad de carga del terreno y los hundimientos totales y diferenciales son pequeños.

(1) El subsuelo de la Ciudad de México
Raúl J. Marsal Y Marcos Mazari
Facultad de Ingeniería UNAM, 1959.

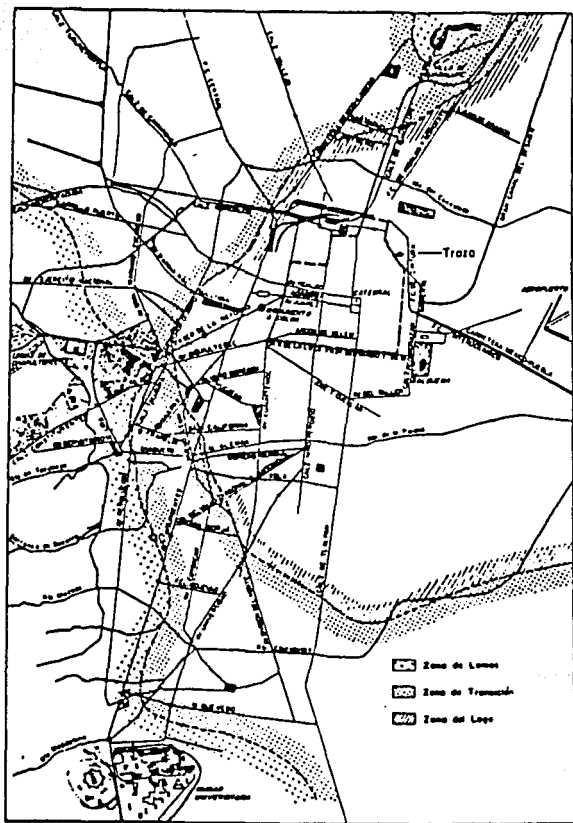

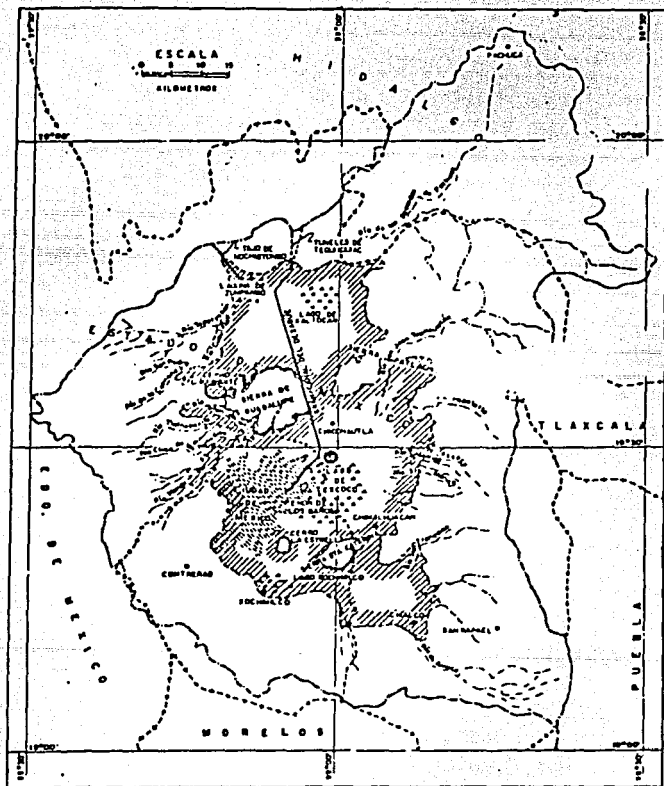


FIG. 4.- ZONIFICACION DE LA CIUDAD DESDE EL PUNTO DE VISTA ESTRATIGRAFICO.



U N A M
 E. C. E. P. A. E. A. G. O. N.
 INGENIERIA CIVIL  TESIS PROFESIONAL






SEÑOS CONVENCIONALES
 Zona Estudiada Geomórficamente
 Perímetro General de la Conaco
 Límite de Estado

FIG. 4.- ZONIFICACION DE LA CIUDAD DE MEXICO DESDE EL PUNTO DE VISTA VOLCANICO.



U. N. A. M.
 E. N. E. P. ARAGÓN

INGENIERIA CIVIL  TESIS PROFESIONAL

- b) De lago. En ella se encuentran depósitos lacustres típicos del Lago de Texcoco. La estratigrafía en esta zona está constituida por estratos gruesos de arcilla

De muy alta compresibilidad y baja resistencia al corte hasta 33m de profundidad aproximadamente (Formación Arcillosa Superior); de 33 a 35m se encuentra un depósito de rigidez variable, formado por arena - y limo mezclados en proporciones variables (Primera Capa Dura); de 35 a 45m aparece arcilla de alta compresibilidad y baja resistencia al corte (Formación Arcillosa Inferior), finalmente, de 45m en adelante se encuentran depósitos de arena, arcilla y grava estratificadas, de espesor variable, y generalmente de alta resistencia al corte y baja compresibilidad (Depósitos Profundos).

En la parte central de la Ciudad, se encuentra un depósito de suelos areno - arcillosos o limosos con restos arqueológicos, o bien rellenos artificiales -- que tienen hasta 10m de espesor, y que están localizados sobre la Formación Arcillosa Superior.

- c) De transición. Se localiza entre las zonas de lomas y de lago y como su nombre lo indica, es una transición entre ambas.

En esta zona las condiciones estratigráficas del subsuelo lo varían de una parte a otra dentro de ella.

En general se tienen depósitos arcillosos o limos sobre estratos de arcilla compresible de espesor variable, los cuales a su vez, se apoyan sobre potentes mantos de grava y arena.

Dependiendo de los procesos geológicos del sitio, pueden generarse varios tipos de transiciones⁽¹⁾ entre la zona de lomas y lacustre. Ellas son:

1. Progresiva. La roca basal aparece cubierta por depósitos aluviales; sobre éstos se depositaron capas de arcilla más reciente.
2. Interestratificadas. Los suelos aluviales y lacustres están dispuestos en forma alternada.
3. Abrupta. Los depósitos lacustres están en contacto con la deformación rocosa.

De acuerdo con lo anterior el sitio de estudio está ubicado en una zona de transición de tipo progresivo - que está al poniente de la Ciudad de México.

Debe notarse en la figura 4 que las fronteras que delimitan las zonas, están dibujadas con trazo discontinuo, ya que su localización es aproximada.

Para conocer con más exactitud las características estratigráficas y físicas propias del subsuelo en la zona de estudio se llevó a cabo un estudio de mecánica de suelos consistente en un muestreo y exploración del subsuelo, pruebas de laboratorio y análisis de resultados.

2.1 Exploración del subsuelo

Para determinar las características estratigráficas y físicas del subsuelo donde quedará ubicada la estación San Joaquín de la línea 10 del Metro, se realizaron trabajos de exploración del subsuelo.

Los trabajos de exploración y muestreo consistieron en la realización de un sondeo mixto a 19.0m de profundidad, denominado SC-L10-02, de un sondeo de cono a 12.0m de profundidad, denominado SK-L10-02 y de la excavación de un pozo a cielo abierto profundo a 17.50m de 2.00 de diámetro, denominado PCA-1.

El sondeo mixto SC-L10-02 se efectuó combinando el muestreo inalterado con tubo Shelby en suelos blandos y muestreador Dénison en suelos duros, con la prueba de penetración estándar que obtiene muestras representativas alteradas a cada 60cm y mide simultáneamente el índice de resistencia a la penetración de los materiales atravesados.

El sondeo mixto se realizo con un muestreo continuo, de tubo Shelby o un barril Denison por cada dos tubos li-
sos o de penetración estándar. Los muestreadores emplea
dos se muestran en la figura 5, y en la figura 6 se pre-
senta la maquinaria utilizada para realizar el sondeo.

El sondeo de cono SK-L10-02 se realizó hincando a --
presión un penetrómetro eléctrico (tipo holandes), con --
las características que se muestran en la figura 7, el --
cual va fijo al extremo inferior de una columna de barras
que conforme se va profundizando va incrementandose la -
longitud de la columna de barras.

El penetrómetro eléctrico o cono tipo holandes esta
instrumentado con deformómetros eléctricos que se conec
tan a una consola (ver figura 7) que se mantiene en la
sueprficie y mediante la cual se conoce la resistencia -
que el suelo opone a la penetración del cono, que es de
terminada a cada 10 cm., lo que permite conocer con pre
cisión los cambios de estratigrafía del subsuelo.

El registro utilizado en campo del sondeo de cono --
SK-L10-02 se muestra en la figura 8 y en la figura 9 se
presentan los resultados graficados del dicho sondeo.

La excavación del pozo a cielo abierto profundo PCA-1,
se inició con la colocación de un brocal de concreto arma
do de 2.10 m de diámetro interior, 0.8 m de altura y 8 cm

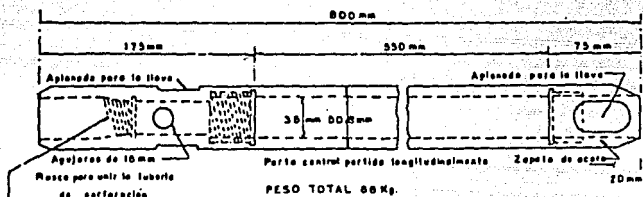
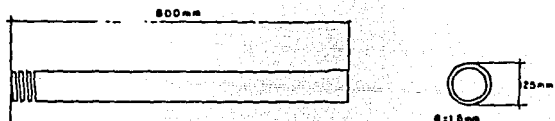


Figura 2.3 Penetrómetro Estándar.



Tubo Shelby (pared delgada)

FIG. 5 .- MUESTREADOR EMPLEADO EN EL SONDEO.



U. N. A. M.
E. N. E. P. ARAGON.

INGENIERIA CIVIL TESIS PROFESIONAL

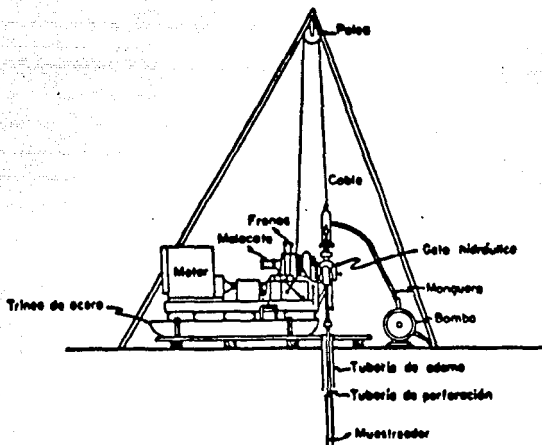


FIG.6.- MAQUINARIA EMPLEADA EN EL SONDEO.



U. N. A. M.
E. N. E. P. ARAGON.

INGENIERIA CIVIL



TESIS PROFESIONAL

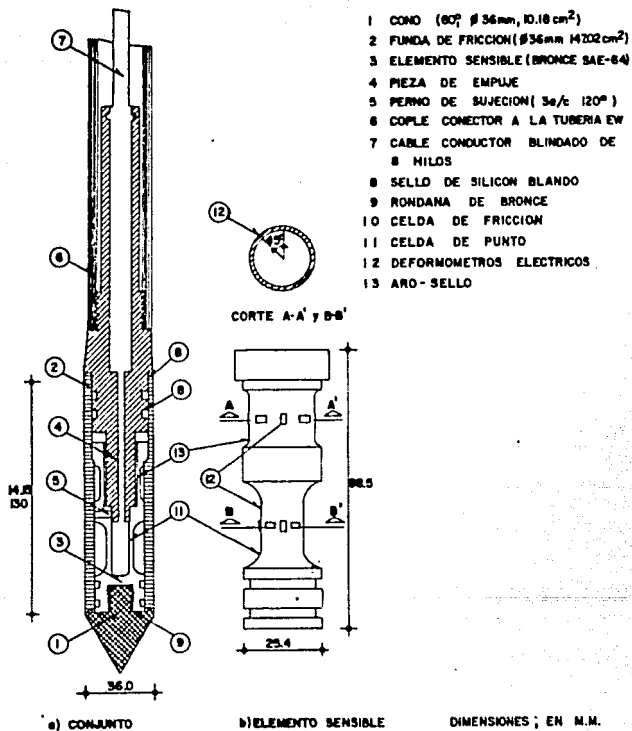


FIG. 7 .-CORTE DEL PENETROMETRO ELECTRICO



U. N. A. M.
 E. N. E. P. ARAGON.

INGENIERIA CIVIL



TESIS PROFESIONAL

OBRA No San Joaquín
 LOCALIZACION Lago Cinchra

Nº DE SONDEO SK-110-0201A 21+320
 PROFUNDIDAD 20.00 m FECHA 16/11/85

SONDEO DE CONO
 REGISTRO No.

Cota	LECTURAS				Profundidad	Observaciones	LECTURAS				Profundidad	Observaciones		
	01	02	03	04			01	02	03	04				
0.0					336					546			18	860
0.1					438					683			18	692
0.2					453					793			18	738
0.3					758					1058			18	1845
0.4					1500					479			18	1402
0.5						2				169			18	830
0.6							30 cm			101			18	681
0.7										108			18	1235
0.8					368					104			18	494
0.9					214					86			18	586
1.0	289				269					58			18	1088
1.1	638				178					56			18	853
1.2	420				118					83			18	179
1.3	237				86					68			18	350
1.4	128				89					53			18	1600
1.5	84				150					58			18	1980
1.6	85				188					72			18	2850
1.7	228				191					63			18	2850
1.8	843				203					63			18	1960
1.9	289				214					77			18	2850
2.0	1500				268					85			18	1840
2.1		2	120		296					83			18	2020
2.2					530					76			18	3920
2.3					930					84			18	3850
2.4					1500					99			18	3750
2.5				4	944					86			18	3500
2.6					448					98			18	3920
2.7	150				244					103			18	837
2.8	150				213					123			18	837
2.9	300				193					119			18	1070
3.0	509				213					130			18	1190
3.1	388				267					179			18	830
3.2	342				285					153	51 ton		18	250
3.3	381				304					131	en lecturas		18	784
3.4	429				308					119	de consola		18	331
3.5	407				321					519			18	215
3.6	368				323					155R			18	212
3.7	298				319					563			18	1318
3.8	293				426					101R			18	1245
3.9	288				573					1643			18	750

FIG. 8 .- REGISTRO DEL SONDEO DE CONO



U. N. A. M.
 E. N. E. P. ARAGÓN
 INGENIERIA CIVIL TESIS PROFESIONAL

SK-L10-02

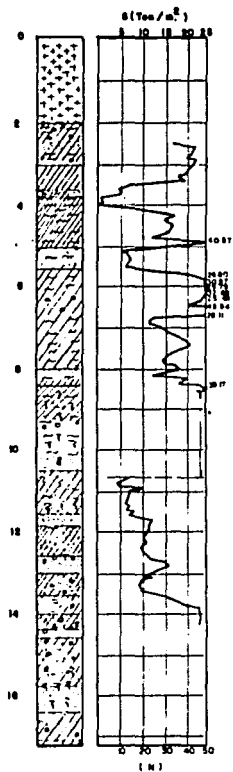



FIG. 9. -RESULTADOS GRAFICADOS DEL SONDEO DE CONO.



U . N . A . M .
E . N . E . P . ARAGON .
INGENIERIA CIVIL  TESIS PROFESIONAL

de espesor, además una banquetta perimetral de 15 cm de ancho.

La excavación se realizó con martillo rompedor de 23 kg de su peso, 12 lb/ft de potencia de golpe y 1300 golpes/minuto; y para la extracción del material se empleó un malacate eléctrico de 2 ton de capacidad.

Las paredes de la excavación se protegieron para evitar intemperización de los materiales que forman al subsuelo, y de esta manera conservar su resistencia al corte; esto se realizó mediante la colocación de una costra de concreto reforzado con una malla metálica electrosoldada, dejando ventanas de 20 x 20 cm para permitir la observación de los materiales excavados.

Para identificar los depósitos del subsuelo; se obtuvieron muestras representativas (inalteradas y alteradas) y a las cuales se les clasificó conforme al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

En el inciso 2.3 se describe la estratigrafía y los resultados obtenidos de la exploración realizada.

Las muestras inalteradas, se labrarán a cada metro de profundidad o bien a cada cambio significativo de material. Cada una de estas muestras se protegió con manita y parafina, y se les colocó una etiqueta que tuviera los siguientes datos:

- fecha de labrado
- lugar de extracción
- profundidad de excavación
- persona que labro la muestra

Inmediatamente se enviaron a laboratorio para efectuar los ensayos correspondientes, de acuerdo a un programa establecido.

Cabe mencionar que el hecho de proteger a las muestras con manta y parafina es con el fin de proteger a las muestras contra el intemperismo, evitando cambios irreversibles en su contenido de humedad y con ellos alterar alguna de sus propiedades mecánicas.

Debe cuidarse que durante el trayecto del sitio de la obra al laboratorio, estas muestras no sean golpeadas o maltratadas con el fin de conservar hasta donde sea posible sus condiciones naturales.

Finalmente en zonas donde no sea posible labrar muestras inalteradas se obtendrán muestras alteradas repre-

representativas de la profundidad determinada.

Todos los trabajos de campo tales como:

- avance de excavación
- obtención de muestras
- pruebas de penetrometro
- pruebas de placas
- identificación y descripción de la estratigrafía del lugar.
- solución de sistemas de bombeo
- avance de recubrimiento del pozo
- movimiento de tierras

Se realizarón bajo la supervisión continua de un -
Ingeniero de campo con experiencia en la perforación y -
muestreo de suelos; que en otros objetivos además de los
antes descritos fueron:

- obtener muestras de cada uno - -
de los estratos que componen al --
suelo.
- vigilar que los procedimientos de
operación fueran cuidadosos
- y recopilar toda la información -
generada durante la ejecución de -
los trabajos de campo efectuados.

En la figura 10 se presenta la ubicación de los sondeos realizados.

2.2 Ensayes de laboratorio

Los ensayes que con más frecuencia se realizan, permiten observar, que el concepto fundamental de la Mecánica de suelos se divide en dos aspectos: las resistencias y - las deformaciones. Las cuales permiten identificar cualitativamente el comportamiento del - suelo. Los trabajos efectuados en el campo, (muestreos) y la buena ejecución de los ensayes en el laboratorio, son el principio de una aplicación práctica y correcta, a este problema de Mecánica de Suelos; por consiguiente se requiere efectuar en forma adecuada cada prueba, procurando que no se presenten las irregularidades de ejecución por inexperiencia o desconocimiento.

Se realizaron pruebas de laboratorio en las muestras obtenidas (alteradas e inalteradas) de los trabajos de exploración realizados.

En las muestras representativas alteradas obtenidas, se realizaron las siguientes pruebas de laboratorio:

- . clasificación visual y al tacto, en húmedo y en seco.
- . contenido natural de agua

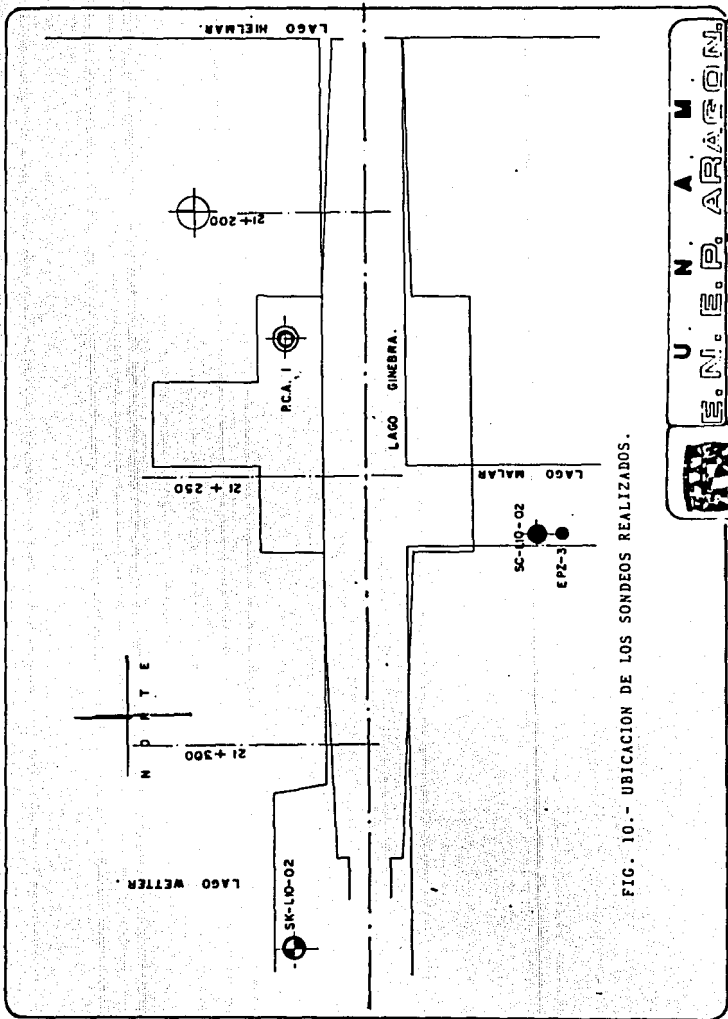


FIG. 10.- UBICACION DE LOS SONDEOS REALIZADOS.

- . límites de consistencia
- . densidad de sólidos
- . análisis de granulometría por mallas
- . porcentaje de finos

En las muestras inalteradas además de las anteriores pruebas se realizaron:

- . torcómetro manual
- . compresión axial no confinada
- . compresión triaxial no consolidada - no drenada
- . compresión triaxial consolidada - no drenada
- . peso volumétrico natural
- . consolidación unidimensional

A continuación se describe en que consiste la realización de cada una de los ensayos.

2.2.1 Pruebas Índice

Clasificación visual y al tacto

Según el tamaño de los granos que integran al suelo, se clasifican en gravas, arenas, limos y arcillas. Las gravas y arenas constituyen un suelo grueso, mientras que las arcillas y limos se definen como finos.

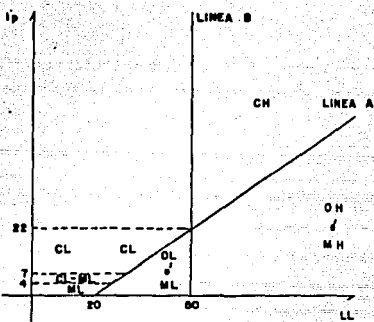
El sistema unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), identifica al suelo grueso por su distribución granulométrica y al suelo fino por sus características de plasticidad, a través de la carta de plasticidad (figura 11). La identificación de los suelos finos suele complementarse con características, tales como la tenacidad, resistencia en seco y la reacción al agitado (figura 11).

Análisis de granulometría por mallas

El análisis granulométrico, consiste en separar y clasificar por tamaños las partículas que componen el suelo, a partir de esta distribución es posible formar una idea de otras propiedades del mismo.

El S.U.C.S. (2) identifica el suelo como grueso, -- cuando más del 50% en peso, es retenido por la malla # 200 (0.074 mm); y como fino, cuando más del 50% en peso, pasa por la malla # 200. Los suelos gruesos a su vez se subdividen en dos, esto es, cuando más del 50% en peso, es retenido por la malla # 4 (0.5 cms. aprox.), se denominan gravas (G), las cuales pueden estar contaminadas con finos o limpias, dependiendo de la cantidad de finos que posean, y cuando más de la mitad de la fracción gruesa pasa por la malla # 4, se denominan arenas (S), que de igual forma pueden ser contaminadas con finos o pue-

(2) Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.



CARTA DE PLASTICIDAD

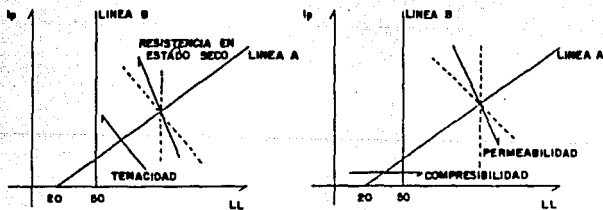


FIG. 11.- DIRECCION DE LA VARIACION DE ALGUNAS PROPIEDADES FISICAS DE LOS SUELOS.



U. N. A. M.
E. N. E. P. ARAGON.

INGENIERIA CIVIL TESIS PROFESIONAL

den estar en estado limpio.

Se presenta a continuación los diferentes tipos de material y su denominación según sea el caso.

Materiales gruesos con menos del 5% de finos.

Estos materiales, pueden ser gravas o arenas, se clasifican como bien graduadas (W) o mal graduadas (P), dependiendo de su distribución granulométrica.

Grava bien graduada	GW
Grava mal graduada	GP
Arena bien graduada	SW
Arena mal graduada	SP

En el caso de estos materiales, es irrelevante que se trate de grava, arena o mezclas de ambas, lo que interesa es su graduación.

Materiales gruesos contaminados con finos (entre 5% y 12%)

Este es un caso frontera, en el cual se utiliza símbolo doble, dependiendo de sí, el material fino es limoso (M) o arcilloso (C).

GW	-	GM	Grava bien graduada <u>contaminada</u> con limos.
GW	-	GC	Grava bien graduada <u>contaminada</u> con arcillas.
GP	-	GM	Grava mal graduada con limos.
GP	-	GC	Grava mal graduada <u>contaminada</u> con arcillas.
SW	-	SM	Arena bien graduada <u>contaminada</u> con limo.
SW	-	SC	Arena bien graduada <u>contaminada</u> con arcilla.
SP	-	SM	Arena mal graduada <u>contaminada</u> con limo.
SP	-	SC	Arena mal graduada <u>contaminada</u> con arcilla.

El comportamiento de estos materiales sigue siendo el típico de los suelos gruesos.

Materiales gruesos con más del 12% de finos

Estos materiales se identifican, según las características de fracción fina, limosa de la forma siguiente:

GM o SM Gravas o arenas limosas
GC o SC Gravas o arenas arcillosas

Es conveniente notar, que en este caso, el comportamiento lo definirá la fracción fina de la mezcla.

La Carta de Plasticidad identificada al suelo fino, dentro de cuatro zonas, determinadas por dos líneas (figura 11); la línea "A" que define si el material es arcilloso, limoso u orgánico; y la línea "B" si es de alta - o baja compresibilidad se podría entonces tener las siguientes posibilidades:

CL Arcilla de baja compresibilidad
ML Limo de baja compresibilidad
CH Arcilla de alta compresibilidad
MH o OH Limo orgánico o inorgánico de alta - compresibilidad.

Por otro lado para determinar la distribución y el porcentaje de tamaños de las partículas de un suelo, así como de tener el fin de intuir el comportamiento o simplemente para clasificarlo, como suelo grueso o fino, es necesario efectuar una prueba de granulometría. Así pues, el comportamiento del suelo queda representado por la forma de las curvas. Los coeficientes de uniformidad y de curvatura, son indicativos precisos tanto de la forma

de la curva como del comportamiento del suelo y estos -
coeficientes están expresados como:

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{60}D_{10}}$$

$$C_u = \frac{D_{60}^*}{D_{10}}$$

Los valores que definen si la graduación de los sue-
los gruesos es buena o mala, son los siguientes:

$C_u > 4$ y $1 < C_c < 3$ Para gravas bien graduadas.
 $C_u > 6$ y $1 < C_c < 3$ Para arenas bien graduadas.

En caso de no cumplir ninguna de las dos condiciones,
será mal graduado.

Y desde luego, los finos con aquellos materiales -
cuya distribución granulométrica, está comprendida dentro
de los diámetros 0.074 y 0.002 mm. Para este caso no se
puede considerar si el material está bien o mal graduado,
ya que el comportamiento de éstos no es en forma granular.

* D_{60} Representa el 60% en peso, de las partículas que son
menores a este diámetro, de forma similar D_{10} y D_{30}

Cualquiera que sea el caso, la curva de los finos, se obtiene mediante el hidrómetro, esto es aplicable, para tamaños que oscilan entre 0.2 y 0.0002 mm.

Además debe tenerse en cuenta, que no se puede ligar la distribución granulométrica del procedimiento mecánico (gravas y arena), con la del hidrómetro, debido a que los diámetros obtenidos son equivalentes.

Límites de consistencia

El suelo se puede comportar de varias maneras -- como líquido, sólido o como plástico, existen de igual manera límites de consistencia que se definen dentro de los rangos antes mencionados.

Estado líquido

Estados semilíquido

Estado plástico

Estado semisólido

Estado sólido

) Límite líquido

) Límite plástico

) Límite de contracción

El límite líquido representa la frontera entre el comportamiento semilíquido y el comportamiento plástico del suelo; se define como el contenido de agua nec

saría para cerrar con 25 golpes, una ranura hecha sobre una muestra de suelo, colocada en la Copa de Casa grande, esto es una medida de la resistencia al corte.

El límite plástico es el contenido de agua, para el cual el suelo cambia del estado plástico al semisólido; se mide formando rollitos de suelo de 3mm. de diámetro al punto de agrietamiento y sin desmoronarse. Ahora bien, en los suelos arcillosos no varía con el aumento del material grueso, pero está afectado directamente con el contenido de materia orgánica, que eleva el valor del límite líquido.

El límite de contracción es del contenido de agua para el cual, el suelo seco no experimenta ningún cambio de volumen.

Después de determinar los límites, tanto líquido como plástico, se registran los datos, mientras que del ensaye realizado se tomó una pequeña muestra la cual se colocó en el horno para su secado y de esta manera obtener el contenido de agua necesario para alcanzar el límite líquido o plástico, dependiendo del caso y con los cuales se clasificará el suelo auxiliándose de la Carta de Plasticidad (S.U.C.S.)

Con el material que ha alcanzado el límite líquido se obtuvo el Límite de contracción volumétrica, esto es,

se colocan muestras sobre cápsulas de vidrio en un lugar tal, que permita realizar el secado poco a poco, ya secas se mide su volumen por medio de un desplazamiento de mercurio.

Peso Volumétrico

Esta característica no es otra cosa que la relación peso-volumen de un suelo, el cual puede encontrarse en diferentes estados; seco, en cuyo caso la relación entre el peso y el volumen de la muestra es - -

($\rho_d = \frac{W_s}{V_m}$); saturada, en cuyo caso es la relación --

$$\left[\rho_d = \frac{(W_a + W_s)}{V_m} \right]$$

donde:

ρ_d = Peso volumétrico de la muestra

w_a = Es el peso del agua

w_s = Es el peso de los sólidos

V_m = Es el volumen de la muestra

Comparando ambos casos, la única diferencia es el agua; por lo que:

$$\rho_m = \rho_d (1 + w)$$

donde:

w = Es el contenido de agua

Es necesario conocer el peso volumétrico del suelo para determinar las presiones totales y efectivas. La obtención del peso volumétrico es muy sencilla, pero también es muy importante, ya que con la ayuda de esta propiedad se pueden determinar los estados de presión efectiva y total del subsuelo.

Para su obtención se labra una muestra inalterada en forma cilíndrica o cúbica, de tal manera que pueda medirse el volumen. Algunas veces no es posible labrar la probeta de forma tal, ya que el material puede ser frágil, presentar estratificación o tener grumos duros, es por ello que en ocasiones se toman lecturas directamente del tubo muestreador o en su defecto, a través de una representativa previamente cubierta con cera, cuyo volumen es medido por medio del desplazamiento de algún líquido. Recordando que peso volumétrico, es la relación entre el peso del suelo en estado natural y su volumen.

Densidad de sólidos

Es la relación entre el peso de los sólidos y el peso volumétrico de agua desplazada por ellos.

La densidad de sólidos comunmente se realiza con material que se utilizo en los ensayes de compresión simple o prueba triaxial.

El material se seca, se muele y se criba por la malla No. 40 ó la No. 60; la prueba se lleva a cabo de saireando el material de ensaye, ya sea por ebullición o por extracción de aire con una trompa de vacíos; cual quiera que sea el caso se efectúa en picnómetros aforados y debidamente calibrados.

Se registrán primero el peso del picnómetro, más el agua inicial y posteriormente al agregar el suelo seco molido (que pasa la malla antes mencionada).

Se vacía agua caliente más o menos hasta la mitad del matraz, con el fin de desairar el suelo; en el mismo momento se desaira agua en otro matraz para llenar posteriormente hasta la marca de aforo con el suelo ya desaireado.

Se toma lectura del peso del matraz aforado con agua y suelo, así como la temperatura que tiene, registrando los datos obtenidos. De la gráfica de calibración correspondiente al matraz se ve el peso del matraz con agua a la temperatura de ensaye. - Una vez realizado se limpia el matraz y se deja un poco de agua.

2.2.2. Pruebas para determinar las propiedades mecánicas

• Compresión Simple

Este es el ensaye más sencillo de los que se llevan a cabo, para obtener la deformación y resistencia del suelo, (similar al que se realiza en los cilindros de concreto).

Un suelo se dice que tiene una falla frágil, semifrágil o plástico de acuerdo a la relación esfuerzo vs deformación del suelo que presenta durante la prueba.

El comportamiento frágil es característico de los suelos limosos o arenolimosos, que presentan algo de cohesión, en la falla alcanzan deformaciones hasta de 8%.

El comportamiento semifrágil es característico de los suelos limosos que presenten algo de --cohesión, en falla alcanzan deformaciones desde 8 % hasta 14%; ahora bien, el comportamiento plás

tico (como el de la arcilla), presenta deformaciones en la falla hasta de 20 % y en ocasiones no fallan si no que se suscitan deformaciones mayores.

Esta prueba se realiza aplicando un esfuerzo axial a un espécimen, se calculan las magnitudes de las deformaciones totales que correspondan al 5, 10, 15 y 20% de la altura neta del espécimen. Las lecturas del extensómetro correspondientes a estas deformaciones sirven de guía con respecto al progreso de la prueba. La relación longitud-diámetro de las muestras para el experimento, debe satisfacer la condición $2 L/d \geq 3$. Un tamaño usual es $L = 7.6$ cm y $d = 3$ cm.

Prueba de Compresión Triaxial

La finalidad de esta prueba, es la determinación de las características esfuerzo, deformación y resistencia del suelo, cuando se hacen variar los esfuerzos principales actuantes.

Los ensayos deberán hacerse en el laboratorio, de tal forma que reflejen lo mejor posible las circunstancias a las que el suelo está expuesto en la obra en cuestión. La programación y tipo de ensayos triaxiales, deben basarse no solo en el conoci

miento de la obra, sino también en la estratigrafía.

Existen dos criterios para analizar la resistencia al corte del suelo; el de los esfuerzos efectivos el de los esfuerzos totales. El primero se basa en considerar, en términos generales -- que los esfuerzos que actuarán en el estado de falla son los esfuerzos efectivos. Este caso se representará en una prueba lenta en la que exista disipación total de presión de poro en la falla, lo que será comprobado mediante la colocación de piezómetro, una vez ya en operación la obra en estudio; de igual forma podrá representarse mediante una prueba consolidada, no drenada con medición de presión de poro durante la falla; ambos casos son lentos.

Lo anterior se aplica, a obras que tengan que funcionar con el contacto de los sólidos como efecto normativo para la estabilidad de la construcción, generalmente en taludes de tierra.

Cuando se presenta la condición de que las fases sólida y líquida, trabajen en conjunto, por ejemplo la cimentación de una estructura sobre arcilla, no tendría sentido trabajar con esfuerzos efectivos, debido a que el proceso de consolida -

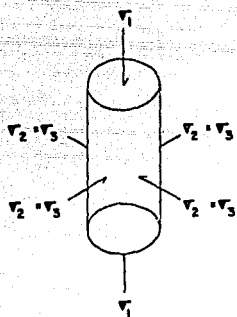
ción sería muy lento y la resistencia del suelo - se desarrollará rápidamente. Este caso se cubrirá con la prueba rápida.

La prueba consolidada rápida representa el - caso , en que existe preconsolidación y se espera una falla rápida.

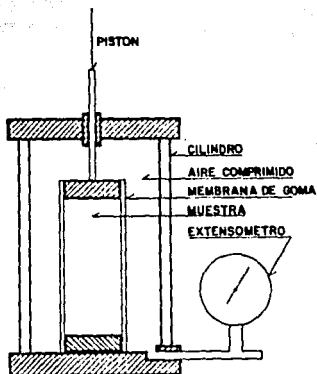
Este tipo de pruebas son más empleadas que - las ya mencionadas, ya que son más refinadas y -- precisas.

Las muestras son regularmente cilíndricas, - labradas después de extraerlas del tubo Shelby, - introduciéndose en una cámara cilíndrica, ver figura 12, y hermética con bases metálicas; en sus extremos se colocan piedras porosas, cuya comunicación con la bureta exterior se establece mediante un tubo plástico. El agua que rodea la muestra, puede adquirir presión deseada mediante la acción de un compresor comunicado a la cámara; cabe señalar que la muestra se encuentra protegida con una membrana impermeable. La carga axial se transmite al espécimen por medio de un vástago que penetra en la base superior de la cámara.

Cabe mencionar, que la presión ejercida por agua que llena la cámara, produce esfuerzos princí



ESFUERZOS EN LA CAMARA
DE COMPRESION TRIAXIAL



EQUIPO PARA LA PRUEBA DE COMPRESION
TRIAIXIAL

FIG. 12. -ESTADO DE ESFUERZOS EN LA CAMARA DE COMPRESION TRIAXIAL



U. N. A. M.
E. N. E. P. ARAGON.

INGENIERIA CIVIL



TESIS PROFESIONAL

pales sobre el espécimen iguales en todas direcciones, tanto axial como lateralmente, tratando de reproducir el confinamiento que tenía éste, dentro de la masa de suelo.

En las bases de la muestra, actuará no solo la presión del agua, sino también el efecto transmitido por vástago desde el exterior.

Es usual llamar σ_1 , σ_2 , y σ_3 a los esfuerzos principales mayor, intermedio y menor respectivamente. El esfuerzo principal mayor, se define -- por la presión axial transmitida por el agua, más la inducida por el vástago, mientras que los esfuerzos intermedio y menor son iguales ($\sigma_2 = \sigma_3$), quedando definidos por la presión lateral.

La resistencia al esfuerzo cortante, sobre todo en suelos cohesivos, es variable y depende de diferentes factores circunstanciales, por lo que en estas pruebas se tratan de reproducir las condiciones reales, a la que estará sujeto el suelo durante la ejecución de la obra, por lo que la prueba a utilizar en este caso es la triaxial rápida.

Generalmente el ensayo consiste en dos etapas: Primera, aplicación de la presión hidrostática y - segunda, acción de la carga axial.

Tipos de pruebas en la cámara de compresión triaxial:

Con el objeto de representar de una forma más aproximada da las condiciones del terreno en estudio y se considera el factor tiempo, existen tres tipos de pruebas en los ensayos de compresión triaxial, que se describen a continuación.

a. Prueba UU.

Prueba no consolidada, no drenada. Llamada -- comúnmente prueba rápida.

En la primera etapa se aplica la presión confinante no permitiendo el drenaje.

En la segunda etapa se aplica el esfuerzo axial no dejando escapar el agua, es decir, no se permite el drenaje.

b. Prueba CU.

Prueba consolidada no drenada.

En esta primera etapa se aplica la presión confinante permitiendo el drenaje en la muestra. La segunda etapa de la prueba consiste

en cerrar las válvulas del agua y aplicar el incremento de esfuerzo axial vertical.

c. Prueba CD.

Prueba consolidada drenada.

En la primera etapa se le aplica presión confinante al espécimen permitiendo su drenaje. En la segunda etapa se incrementa al esfuerzo axial, en -- dirección vertical, y también se permite el drenaje.

Consolidación Unidimensional.

Tiene como finalidad la determinación de parámetros, que permitirán la cuantificación de la deformación vertical la cual experimenta un estrato, sujeto a variaciones de carga, debidas al peso propio del -- suelo, abatimientos piezométricos, construcción de es tructuras y en algunas ocasiones excavaciones.

Un caso muy remarcado se observa perfectamente en suelos compresibles como: la arcilla que tiene porosidades muy grandes con relación a otros suelos, y que -- al estar sujetos a cambios en su estado de esfuerzos, -- la reducción de espacios denotará movimientos verticales en la superficie del suelo. El lapso de tiempo --

es largo debido a que la permeabilidad del suelo es baja (en este caso).

En un suelo granular saturado (arena), el asentamiento será instantáneo, al estar sujeto a una carga, debido a la alta permeabilidad que tiene. Se establecen dos tipos de deformación dentro de la consolidación, siendo estas la primaria y la secundaria.

La primaria es debida a cambios volumétricos, por la expulsión de agua, mientras que la secundaria es debida a la distorsión en la estructura del suelo, esto es, que la deformación intergranular viscosa producida es debida al desplazamiento con giro de partículas sólidas del suelo.

Para efectuar el ensaye se labra la probeta de una muestra inalterada; mediante un anillo de bronce se puede efectuar el labrado, que se va introduciendo a presión sobre la muestra que se va desbastando lateralmente con un escantillón.

Quando el material sobresale del anillo se corta con un arco de alambre por ambos lados, posteriormente se engrasa perfectamente. Algunas ocasiones quedan espacios y porosidades en la superficie de la muestra, estos se cubren con el material sobrante, cuando se --

efectuó el corte. Al quedar preparada la muestra se pasa y se cubre con papel filtro en sus dos caras y se coloca en la cazuela del consolidómetro, permitiéndole el drenado por ambas caras.

Al montar la pastilla se procede a saturarla, si es que el material del lugar donde es extraído, su nivel freático se encontraba bajo, y se deja seco si el material se encuentra sobre el NAF.

Se procede a aplicar incrementos de carga cada 24 horas, registrando los datos de deformación VS tiempo en ese lapso; una vez que alcanza la carga máxima se procede a descargar en orden descendente cada hora como mínimo, concluyendo de esta manera el ensaye.

2.3 Características Estratigráficas y Físicas del Subsuelo

De acuerdo los sondeos realizados en el sitio donde se ubicará la estación San Joaquín de la Línea 10 del Metro, la estratigrafía del subsuelo en la zona presenta -- una estratificación medianamente horizontal y homogénea, considerándose como representativa de ella la determinada en el sondeo SC-L10-02 y cuya secuencia estratigráfica es la siguiente:

<u>Profundidad</u> (m)	<u>Descripción</u>
0.0 - 2.0	Material de relleno
2.0 - 2.60	Grava con arena de fina a gruesa, café oscuro, límica, con contenido de agua de 25% compacta.
2.60 - 3.20	Arcilla café oscuro, con grava, con contenido de agua de 25 % consistencia firme.
3.20 - 4.00	Arcilla café oscuro, con poca arena, con contenido de agua de 20 % y consistencia media.
4.00 - 6.20	Arcilla límica, café oscuro, con contenido de agua variable entre 50 y 60%

<u>Profundidad</u> (m)	<u>Descripción</u>
	y consistencia media.
6.20 - 8.60	Arcilla gris obscuro, poco limosa, con contenido de agua variable entre 50 y 80 % y consistencia firme.
8.60 - 9.00	Arena fina gris claro, limo arcillosa, con contenido de agua medio de 60 %, compacta.
9.00 - 9.80	Arena fina pumítica, gris claro, limosa, con contenido de agua variable entre 25 y 65 %, compacta.
9.80 - 10.60	Arcilla poco limosa, gris obscura, con contenido de agua variable entre 75 y 100 % y consistencia firme.
10.60 - 11.00	Arena fina gris obscura, con poco limo, con contenido de agua de 45% y -- y compacidad media.
11.00 - 11.40	Arcilla gris verdoso, con contenido de agua variable entre 100 y 140 % y consistencia media.

Profundidad (m)	Descripción
11.40 - 11.60	Arcilla limosa gris verdosa, con contenido de agua de 100 % y consistencia media.
11.60 - 12.00	Arena fina poco limosa, gris verdosa, con contenido de agua de 15 % y compacidad alta.
12.00 - 13.60	Arcilla con arena y poco limoso café verdoso, con contenido de agua variable de 25 a 20 % y consistencia dura.
13.60 - 15.20	Arena fina con arcilla y gravilla aisladas, café claro verdoso, con contenido de agua variable entre 15 y 25 % y compacidad alta.
15.20 - 15.80	Arcilla limosa con poca arena fina, café verdoso, con contenido de agua medio de 60 % y consistencia firme.
15.80 - 16.00	Arena fina poco limosa, café verdoso, con contenido de agua de 20 % y compacidad alta.
16.00 - 17.60	Arcilla con arena fina poco limosa, café claro, con contenido de agua - -

Profundidad (m)	Descripción
	variable de 20 a 25 % y consistencia dura.
17.60 - 18.20	Arcilla limosa con poca arena fina, café claro, con contenido de agua de 25 % y consistencia dura.
18.20 - 19.00	Arcilla limosa con poca arena y gravilla aislada café claro, con contenido de agua variable de 20 y 30 % y consistencia dura.

El nivel freático se detectó a 8.60 m de profundidad en la fecha que se realizó la exploración y de acuerdo a la estación piezométrica EP-3 se tienen abatimientos piezométricos totales a 15.0 m de profundidad.

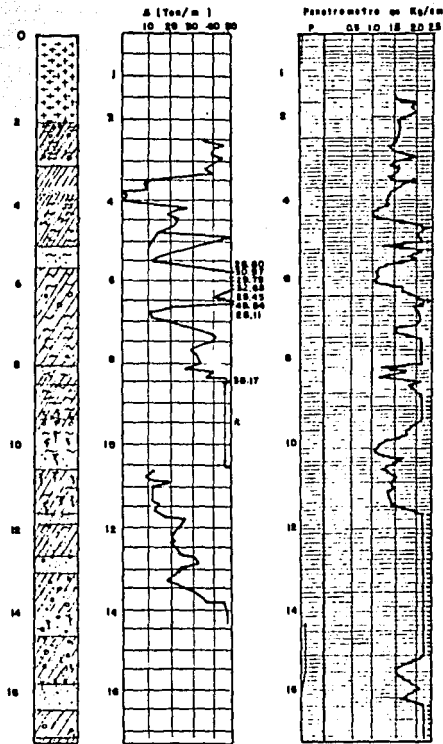
Los datos de exploración del pozo a cielo abierto profundo PCA-1 indica la existencia de un acuífero entre 8.6 y 10.6 m de profundidad.

De acuerdo a la exploración, en el plano 4 se ha dibujado el perfil estratigráfico del subsuelo donde quedará ubicada la estación San Joaquín de la Línea 10 del Metro.

POZO A CIELO ABIERTO.

P. C. A. (1).

Releivante al Cero Kg/cm²



PLANO. 4.- PERFIL ESTRATIGRAFICO.



U. N. A. M.
E. N. E. P. ARAGON.

INGENIERIA CIVIL  TESIS PROFESIONAL

2.3.1 Resultados

Los ensayos realizados se hicieron siguiendo los procedimientos especificados en el "Manual de Mecánica de Suelos" de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos.

En las figuras 13 a 16 se presentan los resultados obtenidos de cada uno de los ensayos mencionados anteriormente.



En la figura 17 se presentan en forma gráfica, los resultados de las pruebas de laboratorio realizadas en las muestras del sondeo que incluye: Clasificación, contenido natural de agua, índice de resistencia a la penetración estándar, límites de consistencia, granulometrías, densidad de sólidos, resistencia al esfuerzo cortante y peso volumétrico natural.

Ejemplo de las curvas granulométricas se muestran en las figuras 18 y 19.

Las envolventes de algunos de los círculos de Mohr para los estados de esfuerzos desviador máximo en la prueba triaxial no consolidada-no drenada aplicadas en las muestras inalteradas se muestran en las figuras 20 y 21.

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS.			w = Contenido de agua, % LL = Límite líquido, % LP = Límite plástico, % Ip = Índice plástico, % S = Dureza de golpes U = Prueba triaxial no consolidada no drenada Cu = Prueba triaxial consolidada no drenada Cc = Compresión no consolidada (on Ad)				e = Contenido (on Ad) fa = Ángulo de fricción interna (°) fa = Porcentaje de fricción interna (on Ad) G = Grava (%) A = Arena (%) F = Fina (%) Cu = Grado de retención, % a = Relación de vacíos				DESA - SAN JOAQUIN L-10 METROS. LOCALIZACION: LAGO GAMBIA TIPO DE SONDEO: PCA-1 N.A.F.									
FUND.	DESCRIPCION	PERFIL	U	Cu	LL	LP	Ip	S	U	Cu	fa	C	E	G	A	F	G	E	T	P
0.00	ARCILLA SAFE OSCURO	[Hatched pattern]																		2.25
0.25	ARENA ARCILLOSA																			
0.40	ARCILLA MOD LINDA, CAPE OSCURO, MATERIAL GRUPO	[Hatched pattern]	24.01	10.0	10.0	36.1	2.04	4	25		6.00	1.02	0.0	5.2	50.0	50.0	0.04	0.0		2.25
0.55	ARCILLA MOD LINDA-ARENOSA CAPE CLARO	[Hatched pattern]																		2.25
0.60	ARENA FINA	[Dotted pattern]	10.00	46.1	21.6	24.5	2.70	0.0	1.0		37.1	1.40	2.70	42.0	36.5	30.0	1.50	0.0		2.25
0.80	ARCILLA LINDA CAPE OSCURO	[Hatched pattern]																		2.25
1.00	ARCILLA LINDA CAPE CLARO	[Hatched pattern]	10.75	6.0	17.00	40.34	2.40	5.0	25.0		5.30	1.40	0.0	1.0	30.0	0.0	1.01			2.25
1.20	ARCILLA LINDA MOD DRIFILLAS CAPE CLARO.	[Hatched pattern]																		2.25
1.40	ARCILLA LINDA DUREZA	[Hatched pattern]																		2.25

FIG. 14.-PRUEBAS DE LABORATORIO.




U. N. A. M.
E. N. E. P. ARAGÓN.
 INGENIERIA CIVIL  TESIS PROFESIONAL

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS.			C = Coeficiente unitario en kg/cm ² γ = Peso específico aparente (ton/m ³) L = Contenido de agua, % α = Coeficiente (ton/m ²) LL = Límite líquido, % β = Ángulo de fricción interna (gr) LP = Límite plástico, % ρ = Peso específico húmedo (ton/m ³) Ip = Índice plástico, % G = Grava (%) S = Densidad de sólidos A = Arena (%) ULL = Prueba triaxial no consolidada no drenada F = Fina (%) CU = Prueba triaxial consolidada no drenada G ₂ = Grava de 20 a 75 micras N = Compresión no confinada (ton/m ²) s = Resistencia de unión										OBRA SAR #68241 L-10 METRO LOCALIZACION: LAGO GABRIELA TIPO DE BONDIE: PCA 1 N.A.F.							
FRENTE	DESCRIPCION	PERFIL	ANCHO	C _u	LL	LP	Ip	S ₂₀	S ₇₅	U ₁₀	U ₂₀	U ₃₀	U ₄₀	U ₅₀	U ₆₀	U ₇₀	U ₈₀	U ₉₀	U ₁₀₀	P
F. 0	LIMO VOLCANICO CAPE CLARE	[diagonal lines]	14	9.0	34.4	8.5	2.55													4.9
	LIMO VOLCANICO CAPE BOMBAY		16	39.75	46.0	37.6	6.4	2.46	0.0	75.0										
E. 0	LIMO POCO ARELLEROS CAPE BOMBAY	[diagonal lines]	18		58.7	34.4	2.50													4.00
	LIMO POCO ARELLEROS CAPE CLARE		18	70.50	61.50	45.54	2.52													
D. 0	ARENA ARCILLA CAPE CLARE	[diagonal lines]	17	115.0	75.70	53.00	14.0	2.35	0.0	0.0										4.0
	LIMO ARELLEROS POCO ARELLEROS CAPE BOMBAY		18	46.3	55.3	44.3	10.1	2.04	0.4	0.0										
C. 0	ARENA DE MEDIA A GRANES CON GRASA Y POCO ARCILLA	[diagonal lines]	1.0	6.3			2.00	0.0	75.0											4.0
	ARCILLA POCO ARELLEROS CON BANCOS FOSILES CON VERDEJA		12	35.72	53.54	21.6	11.4	2.06												
B. 0			18	73.55	58.1	37.14	14.00	0.53	1.0	17.0										4.15

FOSILES
7 5 5 7
7 5 5

 RELLENO
  ARCILLA
  LIMO
  ARENA
  BRAVA
  FOSILES

FIG. 15.-PRUEBAS DE LABORATORIO.


U. N. A. M.
E. N. E. P. ARAÇON.
 INGENIERIA CIVIL  TESIS PROFESIONAL

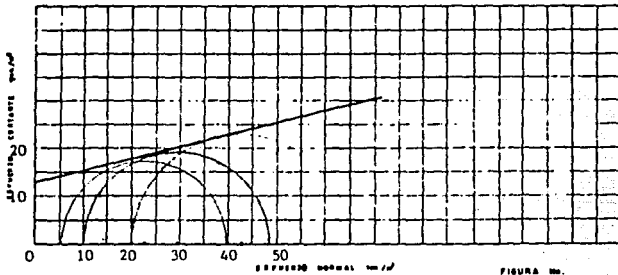
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS			E = Diferencia entre el total Lj = Contenido de agua, % LL = Límite líquido, % LP = Límite plástico, % Ip = Índice plástico, % Ss = Densidad de sólidos LL = Prueba triaxial no drenada - no drenado CU = Prueba triaxial drenada - no drenado Nc = Compresión no confinada (ton/di)										T = Tensión normal (2) Pn P = Permeámetro C = Cohesión (ton/di) d = Ángulo de fricción interna (d) A = Peso volumétrico húmedo (ton/di) G = Gravas (%) A = Arenas (%) F = Fines (%) Gj = Grado de saturación, % R = Resistencia de socos										OBRA SAN JOAQUIN L-10 METRO. LOCALIZACION: LAGO OMBRA. TIPO DE BOMBO: PCA-1 N.A.F.		
FUND.	DESCRIPCION	PROFUNDIDAD (m)	Cu	LL	LP	Ip	Ss	LL	CU	T	P	C	d	A	F	Gj	R	T	P						
10.0	LIMO ARCILLOSO CON ARENA FINA Y MEDIA.	0-10	65.0	70.0	16.30	54.0	2.00	1.40	15.0			1.00	1.00	0.0	17.0	34.0	80.0	120	10.0						
10.0	ARENA DE MEDIA GRUESA.	10-15																							
10.0	ARENA CON ARCILLA Y RAICES	15-20	37.77	43.30	37.20	31.14	2.00	3.0	10.0			10.72	1.70	0.0	12.0	40.0	100.0	0.0	6.25						
10.0	ARCILLA CON RAICES FORTES CAPA OSCURA	20-25	60.15	73.0	67.1	34.0	2.02	3.0	20.0			6.31	1.00	0.0	4.0	30.0	100.0	1.00	0.0						
10.0	ARCILLA FINE LIMO - ARENOSO CON RAICES FORTES CAPA OSCURA	25-30	74.53	67.95	38.72	33.0	2.00	6.0	17.0			10.0	0.0	0.0	30.0	64.7	100.0	100	0.0						
10.0	ARCILLA FINE LIMO - ARENOSO CON RAICES FORTES CAPA OSCURA	30-35	65.17	60.0	22.7	37.0	2.30	10.0	10.0			12.0	1.00	0.0	31.0	70.0		5.0	0.0						
10.0	ARENA FINE CON RAICES	35-40	61.00	67.0	34.0	34.0	2.00					1.00	0.0	35.0	64.7										
10.0	ARENA FINE CON ARCILLA Y RAICES ATILAS	40-45	60.0	67.0	34.0	34.0	2.00					1.00	0.0	35.0	64.7										
10.0	ARCILLA CON ARENA FINE SIN RAICES	45-50	62.00	74.70	43.0	32.0	2.02	7.0	30.0			10.0	1.00	0.0	41.0	100.0	100.0	0.0							
10.0	ARCILLA ARENOSA CON RAICES ATILAS SIN RAICES	50-55	60.7	62.0	30.0	32.0	2.00	4.0	20.0			10.0	1.00	0.0	40.0	100.0	100.0	0.0							
10.0	ARENA FINE CON ARCILLA Y RAICES CAPA CLARO (10CM)	55-60	31.0	30.0	1.0	1.0	2.00	0.0	0.0			10.0	1.00	0.0	10.0	100.0	100.0	0.0							



U. N. A. M.
E. N. E. P. ARAGON.
 INGENIERIA CIVIL TESIS PROFESIONAL

SE COMPROBADO DE PRECISA		SE COMPROBADO DE PRECISA		SE COMPROBADO DE PRECISA		SE COMPROBADO DE PRECISA	
Prueba	σ ₁	σ ₂	σ ₃	σ ₁	σ ₂	σ ₃	σ ₁
1	10.0			10.0	0.0	0.0	13.5
2	20.0			20.0	0.0	0.0	
3	30.0			30.0	0.0	0.0	
4							
5							

OBRERA No. San Joaquin.
 LOCALIDAD ALICIA
 TIPO DE SUELO arcilla con arena 110-02
 MUESTRA No. 1 PROF. 1.0-1.5 m.
 DESCRIPCION Arcilla cafe oscuro.



PRUEBAS TRIAXIALES.

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

SE COMPROBADO DE PRECISA		SE COMPROBADO DE PRECISA		SE COMPROBADO DE PRECISA		SE COMPROBADO DE PRECISA	
Prueba	σ ₁	σ ₂	σ ₃	σ ₁	σ ₂	σ ₃	σ ₁
1	16.0			16.0	0.0	0.0	16.0
2	32.0			32.0	0.0	0.0	
3	48.0			48.0	0.0	0.0	
4							
5							

OBRERA No. San Joaquin.
 LOCALIDAD ALICIA
 TIPO DE SUELO arcilla con arena 110-02
 MUESTRA No. 7 PROF. 1.0-1.5 m.
 DESCRIPCION Arcilla cafe oscuro con arcilla pumiceas.

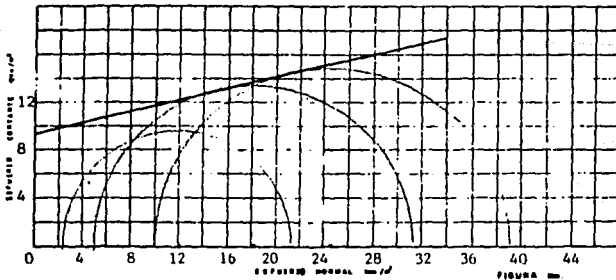


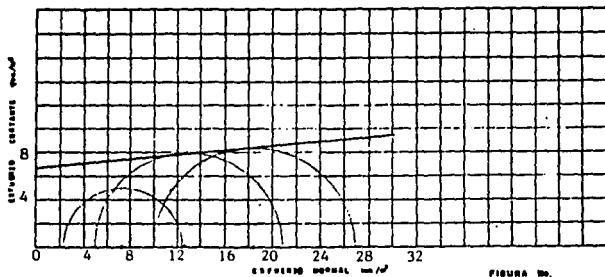
FIG. 20 .- ENVOLVENTES DE LOS CIRCULOS DE MOHR.



U. N. A. M.
 E. N. E. P. ARAGON.
 INGENIERIA CIVIL TESIS PROFESIONAL

SE DESARROLLARON EN		<input type="checkbox"/> DESARROLLADAS EN		CU <input checked="" type="checkbox"/>		SE DESARROLLARON EN		CO <input type="checkbox"/>	
PRUEBA	Q _u	Q _v	σ ₁	σ ₂	σ ₃	σ ₁	σ ₂	σ ₃	σ ₁
1	27.4					8.8	11.95	1.65	
2	27.6					8.8	11.95	1.65	
3						8.8	11.95	1.65	
4						8.8	11.95	1.65	
5						8.8	11.95	1.65	

OPERA No. San Joaquin.
 LOCALIZACION LAGO Timbra y L. Nubay.
 TIPO DE SUELO confinado
 MUESTRA No. 17 PROF. 4.2 m.
 DESCRIPCION
ARCILLA MAS OSCURO.



PRUEBAS TRIAXIALES.

LABORATORIO DE ENSAYOS DE SUELOS

SE DESARROLLARON EN		<input type="checkbox"/> DESARROLLADAS EN		CU <input checked="" type="checkbox"/>		SE DESARROLLARON EN		CO <input type="checkbox"/>	
PRUEBA	Q _u	Q _v	σ ₁	σ ₂	σ ₃	σ ₁	σ ₂	σ ₃	σ ₁
1	20.2					6.6	11.95	1.65	
2	20.8					6.6	11.95	1.65	
3	20.7					6.6	11.95	1.65	
4						6.6	11.95	1.65	
5						6.6	11.95	1.65	

OPERA No. San Joaquin.
 LOCALIZACION LAGO Timbra y L. Nubay.
 TIPO DE SUELO confinado
 MUESTRA No. 17 PROF. 4.2 m.
 DESCRIPCION
ARCILLA MAS OSCURO.

OPERA No. San Joaquin.
 LOCALIZACION LAGO Timbra y L. Nubay.
 TIPO DE SUELO confinado
 MUESTRA No. 17 PROF. 4.2 m.
 DESCRIPCION
ARCILLA MAS OSCURO.

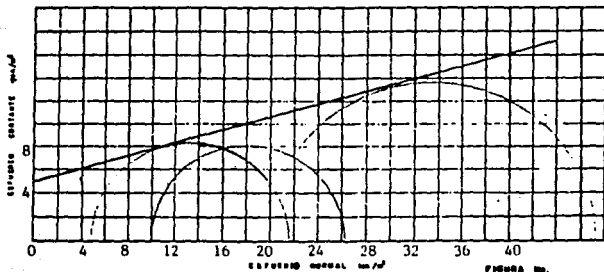


FIG. 21 .- ENVOLVENTES DE LOS CIRCULOS DE MOHR.



U. N. A. M.
 E. N. E. P. ARAGON.

INGENIERIA CIVIL TESIS PROFESIONAL

Las curvas de compresibilidad resultantes de las pruebas de consolidación unidimensional se han dibujado en las figuras 22 a 25.

En la figura 26 se muestra el perfil estratigráfico de campo observado en las paredes del pozo a cielo abierto profundo (PCA-1) y su descripción determinada de la secuencia de los suelos y tobas del sitio; de igual forma se observan el número de muestras cúbicas inalteradas obtenidas y su lo calización respecto a la profundidad.

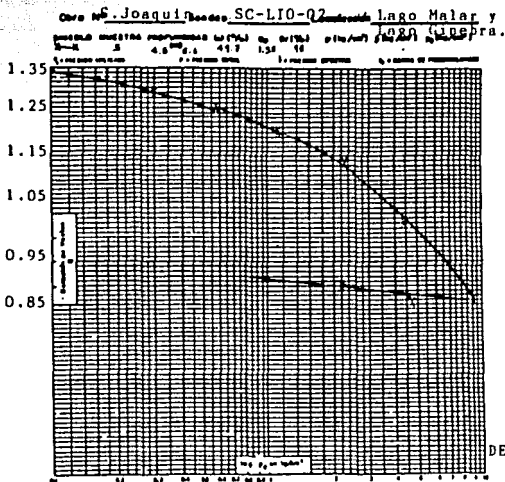


FIG. 24.-PRUEBA DE CONSOLIDACION.

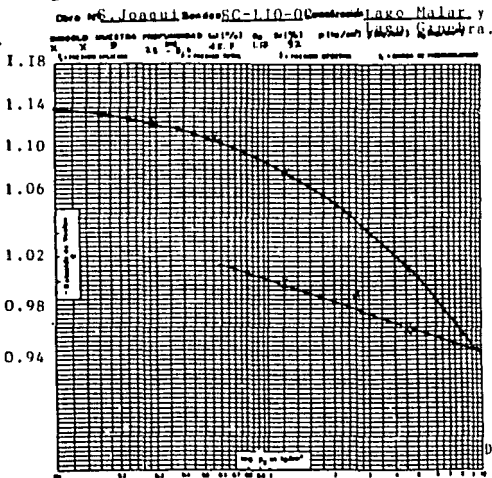


FIG. 25.-PRUEBA DE CONSOLIDACION.

3. ESTABILIDAD DE TALUDES

La estructura que alojará el Metro en la estación San - Joaquín estará constituida por un cajón de concreto armado, desplantada a una profundidad máxima de 17.0m. Para su construcción será necesario efectuar una excavación limitada en la dirección longitudinal del trazo por taludes, o por muros de concreto (continuos troquelados o discontinuos anclados) - colados in situ o precolados; y en sentido transversal por taludes. Para la definición del procedimiento de excavación y la revisión de la estabilidad de la excavación se realizarán los siguientes análisis:

- Estabilidad de taludes considerando falla por traslación.
- Estabilidad de taludes con superficie de falla cilíndrica.
- Falla de fondo por corte.
- Falla de fondo por subpresión.
- Estabilidad de taludes retenidos por muros de concreto discontinuos anclados.

A continuación se presentan los criterios de análisis -- aplicados para la revisión de la estabilidad de la excavación y los resultados obtenidos.

En los análisis de estabilidad de taludes que a continuación se describen se consideran condiciones a corto, mediano y largo plazo, de acuerdo a lo siguiente: se tendrán condiciones a corto plazo si el talud permanecerá sin avanzar de una a dos se

manas como máximo; se consideran condiciones a mediano plazo - si el talud permanece sin avanzar este dos y ocho semanas; y finalmente se considerarán condiciones a largo plazo si el talud permanece sin avanzar más de ocho semanas.

El valor de la resistencia al esfuerzo cortante que debe considerarse para los materiales arcillosos en los análisis de estabilidad de taludes será función del tiempo que se mantenga el talud, como se indica a continuación: Para condiciones a corto plazo la resistencia al esfuerzo cortante de los materiales arcillosos sera igual a la obtenida de pruebas de compresión no consolidada - no drenada realizadas en laboratorio o -- como resultado de un sondeo de cono eléctrico calibrado mediante pruebas no consolidadas - no drenadas, que mide directamente en sitio la resistencia del material en condiciones no drenadas.

Para condiciones a mediano plazo la resistencia al esfuerzo cortante de los materiales arcillosos se considera igual al -- 80% de la resistencia obtenida en pruebas convencionales de compresión en condiciones no consolidadas - no drenadas, o como -- resultado de un sondeo de cono eléctrico. Lo anterior se debe -- a que de acuerdo a pruebas realizadas en arcillas del Valle de México, a esfuerzo cortante de la falla por corte se produce entre 30 y 60 días con un esfuerzo del orden del 80% de la resistencia al esfuerzo cortante, determinada para el material que se encuentra a lo largo de la superficie de falla, en una prueba de resistencia convencional, no drenada.

Para condiciones a largo plazo la resistencia al esfuerzo cortante de la arcilla corresponderá a la determinada en una -- prueba de compresión triaxial consolidada drenada en la que la trayectoria de esfuerzos, la velocidad de carga y las condiciones de drenaje sean similares a las que tendrán los materiales en campo.

Considerando que a corto y mediano plazo la resistencia al esfuerzo cortante es la correspondiente a condiciones no drenadas, el análisis de estabilidad se efectuará en términos de -- esfuerzos totales. A largo plazo la resistencia se determinará para condiciones drenadas luego el análisis de estabilidad -- deberá efectuarse en términos de esfuerzos efectivos.

Considerando que la excavación quedará confinada entre muros Milán, los que tendrán un cake de bentonita entre ellos y el suelo que los limita, que para efectos prácticos eliminará -- la resistencia del suelo contra el muro, el mecanismo de falla se considera bidimensional y la sobrecarga aplicada sobre la -- corona se transmitirá al subsuelo en magnitud constante con la profundidad.

La posibilidad de que una grieta generada en el talud reduzca su factor de seguridad, dependerá de si la superficie de falla crítica corta la zona de tensiones, en la que resulte fac --

tible la generación de grietas, que se localiza como se observa en la figura 27 a.

La generación de grietas también se presenta cuando al nivel del talud se tiene una capa rígida sobre una blanda, originándose agrietamientos cuando el factor de seguridad por flujo plástico de la capa blanda está próximo a 1. En la figura 27 - b, se muestra el mecanismo de falla mencionado.

3.1 Estabilidad de taludes considerando falla por traslación

La falla por traslación de una masa de tierra que forma parte de un talud, es más desfavorable que la de rotación cuando se tienen suelos estratificados en los que se encuentran estratos de baja resistencia al esfuerzo cortante, respecto a la resistencia media de los materiales, que se encuentran a relativamente poca profundidad del pie del talud o dentro del cuerpo del talud. El mecanismo de falla considera el deslizamiento por traslación del talud sobre una capa en la que se rebasa la resistencia que ésta puede oponer al empuje de la masa de suelo que limita o contiene el talud.

El empuje se calculará considerando los esfuerzos totales afectados por un coeficiente de presión de tierras determinada, que corresponde a una condición intermedia entre el coeficiente de presión de tierras en reposo y en estado activo. Si existe sobrecarga sobre la coro-

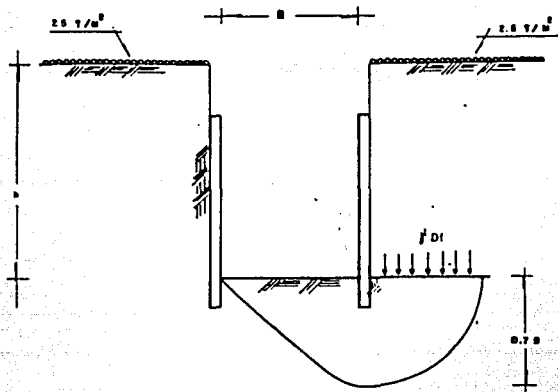


FIG.- 27. MECANISMO DE FALLA ANALIZADO.



U. N. A. M.
 E. N. E. P. ARAGON.

INGENIERIA CIVIL  TESIS PROFESIONAL

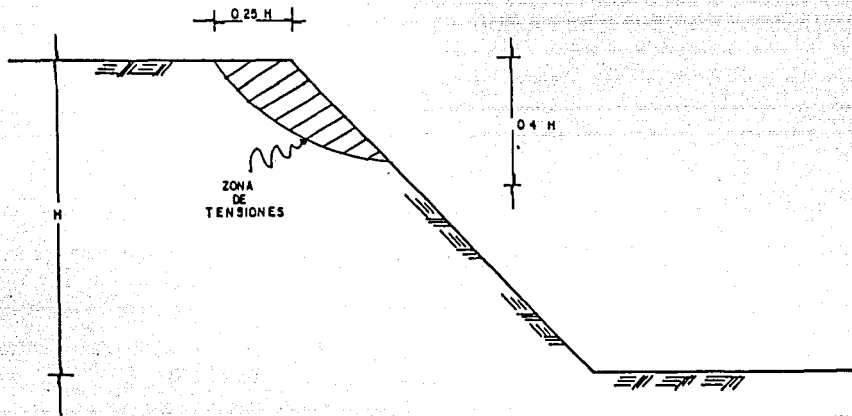


FIG.27a .-MECANISMO DE FALLA ANALIZADO.



U . N . A . M .
E . N . E . P . A R A C O N .

INGENIERIA CIVIL  TESIS PROFESIONAL

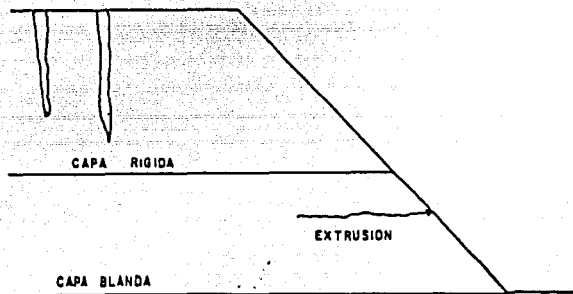


FIG. 27b.-MECANISMO DE FALLA ANALIZADO.

na del talud, se considera que ésta se transmite al sub suelo con una distribución de esfuerzos constante, que afectada por un coeficiente de presión de tierras co - responderá al empuje debido a la sobrecarga. En co - diciones dinámicas el empuje se incrementará en un co - valor igual al del peso de la masa de suelo deslizante, multiplicada por un coeficiente sísmico.

3.2 Estabilidad de taludes considerando falla por rotación
a lo largo de una superficie cilíndrica

En suelos homogéneos o en los que la resistencia de los materiales que constituyen el talud no tiene co - diferencias importantes, el mecanismo de falla más probable es a cargo de una superficie de falla cilíndrica.

Para la determinación del factor de seguridad contra falla por rotación de un talud dado, incluyendo sobre co - carga en la corona y acción sísmica se emplea un co - programa de computadora que aplica el método de Bishop -- simplificado.

En el caso de suelos poco heterogéneos, uno de los co - círculos que será analizado mediante el programa de co - mputadora mencionado será el que tenga su centro con la co - ubicación que de éste se obtiene de acuerdo a las co - grá-

ficas de Jambu (1), con un radio tal que la superficie de falla pase por el pie del talud. Además del círculo antes mencionado, se analizan nueve posiciones del centro de círculos de falla, partiendo del centro del círculo crítico según Jambu, variando su posición en sentido ortogonal con separación de $H/30$, para cada posición de centro de círculos se analizarán cuatro círculos con radios tales que partiendo del que corresponde a falla por el pie del talud se incremente el radio en $H/30$. Si los suelos son estratificados se eligen para su análisis superficies de falla cuya traza se desarrolle preferentemente por los estratos de baja resistencia.

3.3 Procedimiento de análisis de estabilidad de un talud

La definición de la geometría que deberá adoptar el talud, de acuerdo a las características estratigráficas y físicas del subsuelo, de su altura, de la sobrecarga en la corona, del tiempo que permanecerá el talud, de las condiciones dinámicas o estáticas y los factores de seguridad admisibles, se determinará mediante el siguiente procedimiento:

(1) Jambu, N. "Stability Analysis of Slopes with Dimensionless Parameter" Harvard Soil Mechanics, Serie No. 46, Harvard University, 1954.

- a) Se determinará la pendiente del talud considerando el mecanismo de falla por traslación, para condiciones estáticas.
- b) Se determinará la pendiente del talud considerando el mecanismo de falla por traslación, para condiciones dinámicas.
- c) De las condiciones analizadas en los pasos a y b, se considerará la que corresponda a la mayor longitud de la proyección horizontal del talud, y -- si la altura del talud es mayor de 10 m, se transformará en un talud compuesto, con una berma intermedia en el que la proyección horizontal del talud compuesto resulte igual a la proyección horizontal del talud simple primero mencionado.
- d) El talud compuesto definido en el paso c), se analizará en falla por rotación aplicando un programa -- de computadora, si el factor de seguridad mínimo -- resulta mayor de 1.5, regirá la falla por traslación.

Si el factor de seguridad resulta menor de 1.5 -- para condiciones estáticas o de 1.25 para condiciones dinámicas, deberá modificarse el talud para tener un factor de seguridad contra falla por rotación --

ción mínimo de 1.5 para condiciones estáticas y de 1.25 para condiciones dinámicas.

- e) Deberán revisarse igualmente a lo antes establecido, en forma independiente, cada uno de los taludes que constituyen un talud compuesto, tanto considerando el mecanismo de falla por traslación como por rotación.

- f) Se revisará la posibilidad de que la falla del talud se produzca a través de una superficie que involucre la combinación de los mecanismos mencionados, que se originen en heterogeneidades, en la disposición de las capas, en la existencia de discontinuidades naturales o debidas a zanjas para alojar instalaciones.

3.4 Análisis de estabilidad del talud de avance de la estación San Joaquín.

El talud de avance que deberá dejarse en la excavación que alojará la estación San Joaquín de la Línea 10 del -- Metro se muestra en las figuras 28 y 29 y tendrá una altura variable entre 13.0 y 17.0 m, considerando que se -- efectuará una excavación de 2.00 m de profundidad en -- toda el área cubierta por la estación, se tendrá un talud compuesto con pendiente desde los 2.00 a 8.0 m de profundidad, en donde se desarrollará un berma con 3.0 m

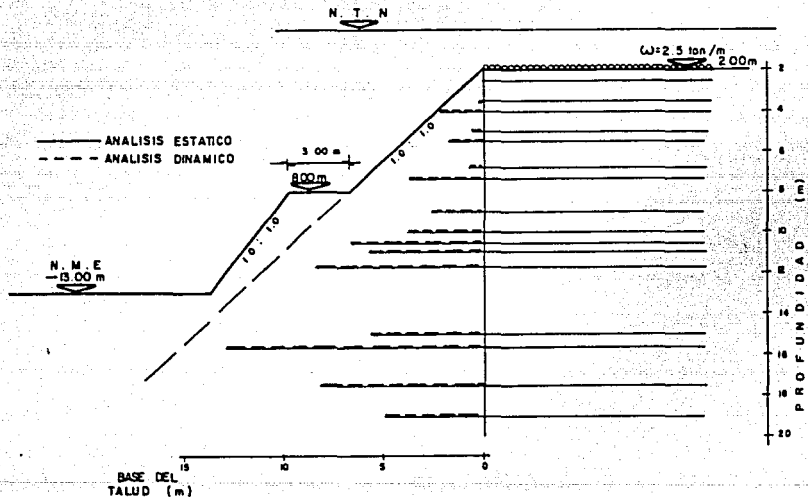


FIG. 28.- TALUD PROPUESTO EN BASE AL ANALISIS POR TRANSLACION PARA LA ESTACION SAN JOAQUIN LINEA 10-METRO.

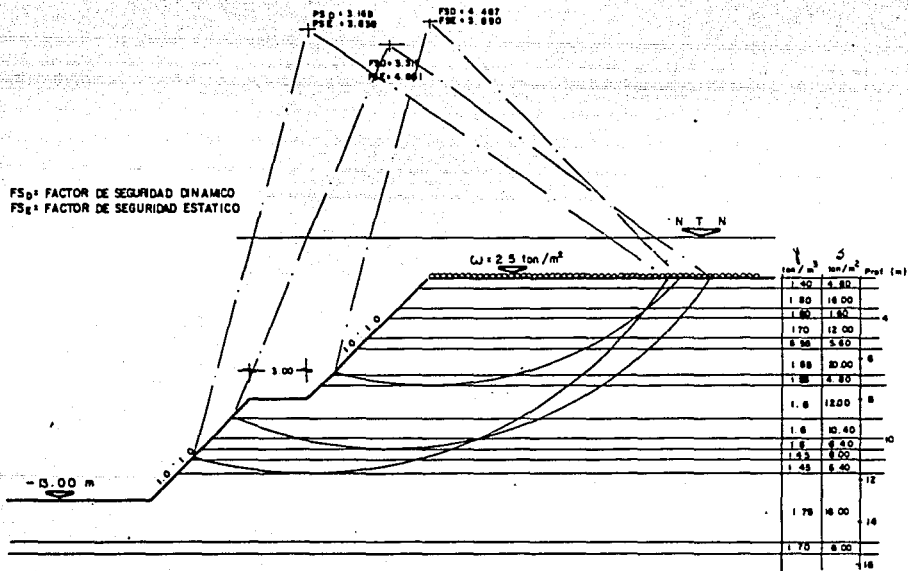


FIG.29.-CIRCULOS CRITICOS DE FALLA PARA EL TALUD DE LA ESTACION SAN JOAQUIN DE LA LINEA 10-METRO.

de ancho y luego un talud inferior con pendiente 1:1 hasta la máxima profundidad de excavación. Se consideró que en la corona del talud se tiene una sobrecarga uniformemente distribuida del orden de 2.5 ton/m² y condiciones a mediano plazo para el que se determinaron los factores de seguridad.

De acuerdo a los sondeos realizados en el lugar donde estará ubicada la estación San Joaquín en la figura 30 se presentan las variación con la profundidad de los parámetros de resistencia y pesos volumétricos considerados en los siguientes resultados:

Condiciones dinámicas	Condiciones estáticas
. falla por traslación = 1.25	. falla por traslación = 1.50
. falla por rotación = 3.169	. falla por rotación = 3.838

En la figura 28 se muestra la longitud mínima necesaria que debe tener la proyección del talud para mantener factores de seguridad de 1.5 y 1.25 para condiciones estáticas y dinámicas respectivamente, considerando capas de materiales de baja resistencia que se tienen a diferentes profundidades en el cuerpo del talud elegido.

En la figura 29 se muestran los factores de seguridad que se determinaron para las superficies de falla rotacional, indicados tanto para condiciones estáticas como dinámicas, de los taludes que constituyen a éste.

3.5 Análisis de estabilidad de un talud vertical retenido -
por muros de concreto, discontinuos, anclados.

Considerando las características estratigráficas y físicas del subsuelo en la profundidad que se excavará para alojar la estación San Joaquín, resulta factible -- limitar la excavación perimetralmente con taludes verticales retenidos por muros de concreto, colados con -- procedimiento Milán, discontinuos, anclados. Los muros tendrán 3 m de longitud y una profundidad de 2 m mayor que la profundidad de excavación, se construirán previamente a la excavación siguiendo el procedimiento Milán, con una separación entre ellos de 8 m eje a eje, y serán anclados conforme la excavación descubra los niveles de anclaje. A continuación se presentan los análisis de estabilidad correspondientes a la alternativa de retención descrita.

Considerando las características estratigráficas del subsuelo en la zona en que se construirá la estación San Joaquín, un talud vertical puede fallar mediante un mecanismo de falla que involucre el deslizamiento de un bloque de material sobre una de las capas de baja resistencia el esfuerzo cortante, debido al empuje activo de la masa de suelo que forma el talud.

Para taludes verticales de 7.4, 14 y 17 m de profundidad, las capas de baja resistencia sobre las cuales re

sulta susceptible el deslizamiento de un bloque de material se localizan a 7.3, 11.7 y 15.6 m de profundidad, respectivamente. Considerando la resistencia al esfuerzo cortante de las capas de baja resistencia mencionadas resulta factible el deslizamiento de bloques con espesor de hasta 2.05, 3.6 y 4.9 m para taludes verticales con profundidades de 7.4, 14 y 17 m respectivamente. En la figura 3l se muestra la variación de la resistencia al esfuerzo cortante y del peso volumétrico en la profundidad que se muestran los taludes verticales, la gráfica de esfuerzos horizontales para la condición activa de presión de tierras y las dimensiones del bloque de dimensiones máximas que resulta susceptible de deslizar para taludes de 7.4, 14 y 17 m de profundidad, respectivamente. Las gráficas de la variación con la profundidad del esfuerzo horizontal para la condición activa, se obtendrán considerando coeficientes de presión de tierras para la condición activa de 0.2 para los materiales en que la resistencia al esfuerzo cortante es mayor de 10 ton/m² y de 0.3 cuando ésta es menor de 10 ton/m², y una sobrecarga superficial de 2.5 ton/m².

Considerando la existencia en el cuerpo del talud vertical de capas con resistencia al esfuerzo cortante de 15 a 25 ton/m², resulta factible evitar el deslizamiento de bloques de material sobre las capas de baja resistencia mediante su retención con muros discontinuos anclados.

M.T.M

PROFUNDIDAD (M)	σ (ton/m ²)	γ (Ton/m ³)
0	0.0	1.4
2.0	2.8	1.6
4.0	5.6	1.6
6.0	8.4	1.7
8.0	11.2	1.85
10.0	14.0	1.95
12.0	16.8	1.95
14.0	19.6	1.8
16.0	22.4	1.8
18.0	25.2	1.8
20.0	28.0	1.8
22.0	30.8	1.8
24.0	33.6	1.8
26.0	36.4	1.8
28.0	39.2	1.8
30.0	42.0	1.8
32.0	44.8	1.8
34.0	47.6	1.8
36.0	50.4	1.8
38.0	53.2	1.8
40.0	56.0	1.8
42.0	58.8	1.8
44.0	61.6	1.8
46.0	64.4	1.8
48.0	67.2	1.8
50.0	70.0	1.8
52.0	72.8	1.8
54.0	75.6	1.8
56.0	78.4	1.8
58.0	81.2	1.8
60.0	84.0	1.8
62.0	86.8	1.8
64.0	89.6	1.8
66.0	92.4	1.8
68.0	95.2	1.8
70.0	98.0	1.8
72.0	100.8	1.8
74.0	103.6	1.8
76.0	106.4	1.8
78.0	109.2	1.8
80.0	112.0	1.8
82.0	114.8	1.8
84.0	117.6	1.8
86.0	120.4	1.8
88.0	123.2	1.8
90.0	126.0	1.8
92.0	128.8	1.8
94.0	131.6	1.8
96.0	134.4	1.8
98.0	137.2	1.8
100.0	140.0	1.8

FIG. 31 .-VARIACION DE LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE,
Y PESO VOLUMETRICO.



U N A M
E. N. E. P. ARICA

INGENIERIA CIVIL TESIS PROFESIONAL

Las anclas deberán tener una capacidad que conjuntamente con la reacción del subsuelo contra la pata del muro empotrada bajo el nivel máximo de excavación, se equilibre el empuje de tierras para la condición activa con la distribución propuesta por Peck, considerando el área tributaria que le corresponderá a cada uno dependiendo de la separación entre ellos.

- a) La reacción del suelo sobre la pata del muro se obtuvo con la siguiente expresión:

$$R_a = AS F_R$$

donde:

R_a: reacción admisible del suelo sobre la pata del muro.

A: área de la pata del muro sobre lo que se generará la reacción del suelo.

S: resistencia al esfuerzo cortante del suelo al nivel de la pata del muro.

F_R: factor de reducción, considerado de 0.5 como máximo.

Considerando el empotramiento de la pata de los muros de 1.5 m para excavaciones de 7.4 m de profundidad,

de 2m para profundidades de 13, 14 y 15m; de 2.5m para 17m de profundidad y satisfaciendo el equilibrio de los muros, la reacción sobre la pata de los muros de 25, 80, 68, y 70 y 140 ton, para profundidades de excavación de 7.4, 13, 14, 15 y 17m respectivamente.

- a) La capacidad de las anclas se obtuvo con la siguiente expresión:

$$Ca = A s Fr$$

donde:

Ca: capacidad admisible del ancla

A: área lateral del ancla

s: resistencia media al esfuerzo cortante de los materiales al nivel del ancla.

Fr: factor de reducción, igual a 0.7

La longitud y la posición de las anclas se determinó de tal manera que equilibren el empuje activo de tierras para lo cual se revisó que se satisfaga tanto una ecuación de fuerzas como una ecuación de momentos, considerando una separación entre muros de 8 m, eje a eje, en las figuras 32 a 37 se indica la distribución de empuje de tierras considerado, su resultante, los niveles de anclaje, las longitudes de las anclas y sus capacidades de anclado inclinadas 20° respecto a la horizontal, para los muros correspondientes a profundidades de excavación de 7.4, 13, 14, 15 y 17 m, respectivamente.

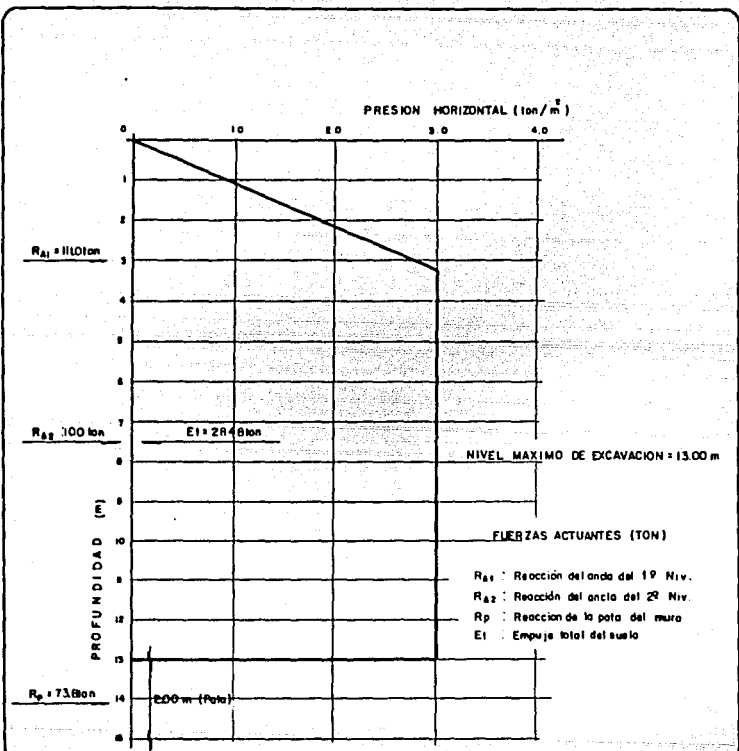


FIG. 32.-DISTRIBUCION DE EMPUJE DE TIERRAS, REACCION DE ANCLAS Y PATEO DE MURU.

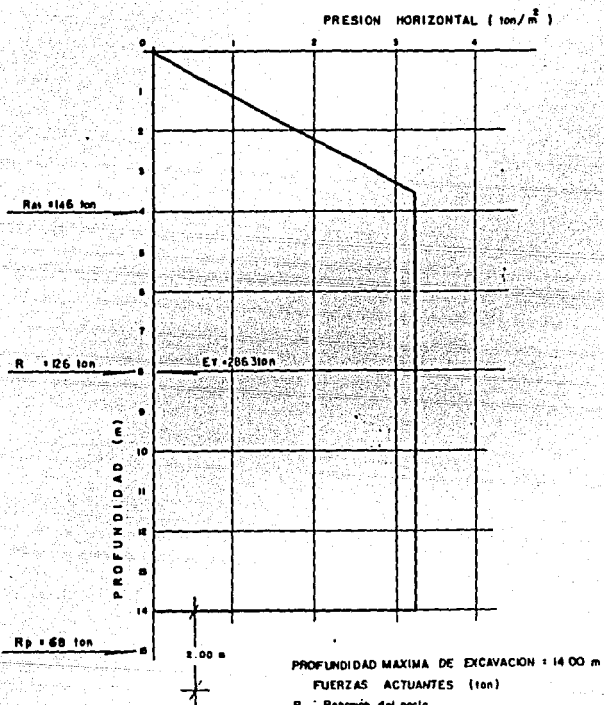


FIG. 33.-DISTRIBUCION DE EMPUJE DE TIERRAS, REACCION DE ANCLAS Y PATEO DE MURO.

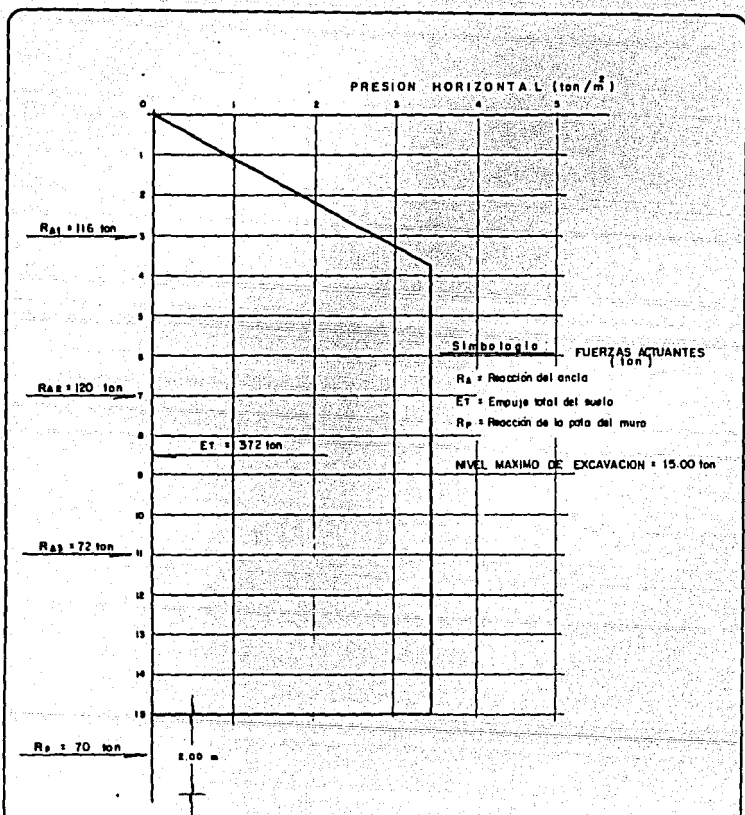


FIG. 34.-DISTRIBUCION DE EMPUJE DE TIERRAS. REACCION DE ANCLAS Y PATEO DE MURO.

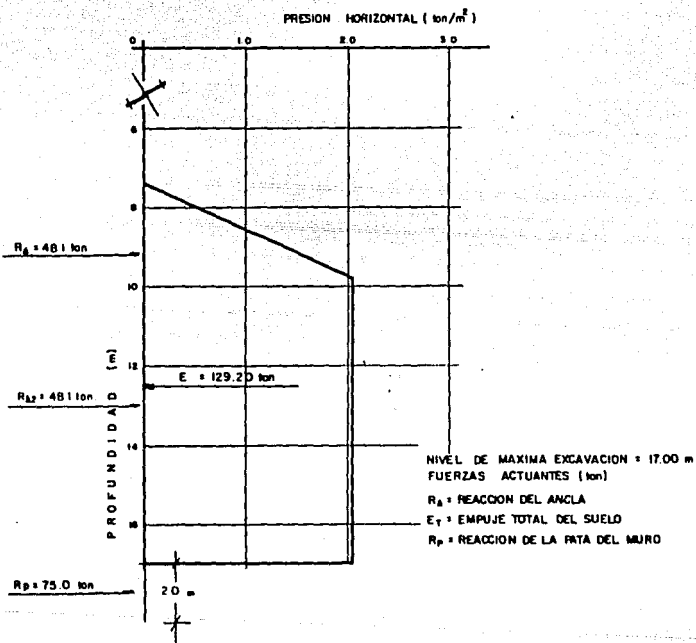


FIG. 35.-DISTRIBUCION DE EMPUJE DE TIERRAS, REACCION DE ANCLAS Y PATEO DE MURO.



U. N. A. M.
E. N. E. P. ARAGON.

INGENIERIA CIVIL



TESIS PROFESIONAL

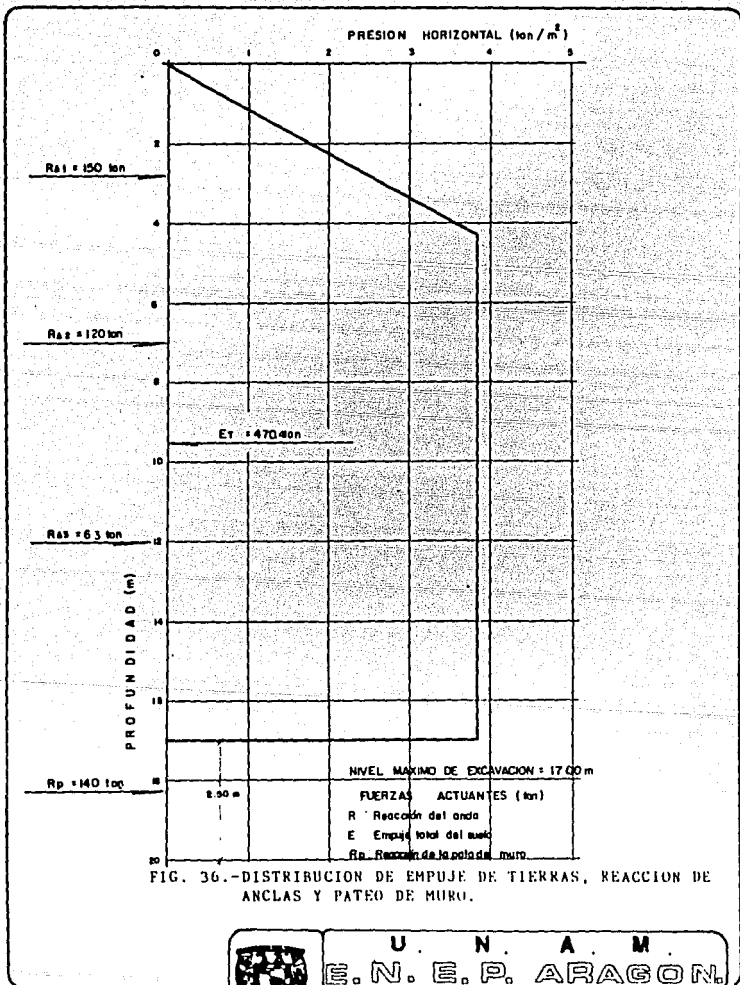


FIG. 36.-DISTRIBUCION DE EMPUJE DE TIERRAS, REACCION DE ANCLAS Y PATEO DE MURO.



U . N . A . M .
E . N . E . P . ARAGON .

INGENIERIA CIVIL TESIS PROFESIONAL

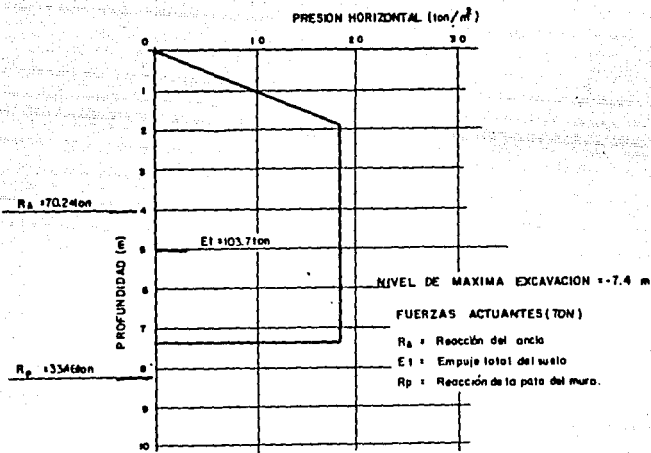


FIG. 37.-DISTRIBUCION DE EMPUJE DE TIERRAS, REACCION DE ANCLAS Y PATEO DE MURO.



U . N . A . M .
E . N . E . P . ARAGON .

INGENIERIA CIVIL TESIS PROFESIONAL

FALLA DE FONDO POR CORTE

En virtud de que durante la excavación se presentarán condiciones como las que se muestran en la figura 38 se revisó -- el factor de seguridad contra falla de fondo por corte suponiendo un mecanismo de falla que se muestra en la misma figura.

En el análisis se aplicó el criterio de Bjerrum⁽²⁾ dado por la siguiente expresión:

$$FS = \frac{C N c}{\sigma D_f + q}$$

donde:

- F.S.: factor de seguridad contra falla de fondo por corte.
- C : cohesión media del suelo a lo largo de la superficie potencial de falla.
- σ : peso volumétrico natural del suelo
- D_f : profundidad de máxima excavación
- q : sobrecarga en la superficie del terreno
- N_c : factor de capacidad de carga que es función de D/B, siendo B el ancho de la excavación.

(2) BJERRUM, L. AND EIDE, O. "Stability of Struttred Excavations in Clay" Norwegian Geotechnical Institute. Publication -- No. 19 Oslo. 1956.

Considerando una cohesión media de 10 ton/m², un ancho de 18.0m, una sobrecarga superficial de 2.5 ton/m², se obtuvo un factor de seguridad de 2.0 para una profundidad de 13.0m, que resulta admisible.

2.7 Falla de fondo por subpresión

Considerando las condiciones geométricas de excavación, los estratos permeables mostrados en el plano 4 y las condiciones piezométricas correspondientes al área de interés se descarto la posibilidad de falla de fondo por subpresión debido a los abatimientos ya anteriormente reportados en el área.

4. EMPUJE DE TIERRAS

4.1 Empuje sobre ademes

El análisis que a continuación se presenta tiene como finalidad determinar las presiones de diseño de anclas, tomando en cuenta las características estratigráficas y físicas del subsuelo, así como las de proyecto.

El proyecto del Metro en la estación San Joaquín contempla la construcción de un cajón constituido por muros de concreto tipo Milán, discontinuos, anclados, losa -- de piso colada en sitio, y tabletas pretensadas para el techo del cajón, apoyadas sobre muros estructurales o de acompañamiento armado sobre las tabletas formando -- todo una unidad monolítica sobre la que se tendrá material de relleno controlado hasta el nivel de rasante de la calle. El procedimiento constructivo elegido para -- la excavación implica el empleo de anclas actuando sobre muros de concreto, discontinuos, que tendrán 3 m de longitud y una profundidad de 2.0 m mayor que la profundidad de excavación con una separación de 8.0 m entre ejes y -- serán anclados conforme la excavación descubra los niveles de anclaje.

La determinación de las presiones para el diseño de las anclas se obtuvo observando las recomendaciones establecidas en el Manual de Diseño de Obras Civiles de la C. F. E., bajo una condición de empuje activo del suelo, considerando los siguientes efectos:

- El empuje de la masa de suelo en condición activa considerando como el producto acumulado de su peso volumétrico total por los espesores en que éstos se pueden considerar del mismo valor afectado por el coeficiente de presión de tierras activo considerando un coeficiente de presión activa de tierras de 0.2 para los materiales con resistencia al esfuerzo cortante mayor a 10 ton/m² y de 0.3 para los materiales con resistencia menor a 10 ton/m².

- La acción de una sobrecarga uniformemente -- distribuida actuando en la superficie del terreno natural en un área rectangular contigua al muro, -- obteniéndose los esfuerzos inducidos bajo un punto en la parte media lateral del área, afectados por el coeficiente de empuje de tierras activo correspondientes a cada material.

- La presión hidráulica que ejerce el agua -- no se considera en este caso, debido a que el procedimiento constructivo de la excavación considera una disipación de dicha presión.

Una vez calculados estos efectos se superponen obteniendo la envolvente de empujes horizontales, la -cual es transformada a la distribución equivalente propuesta

por Peck⁽¹⁾ en la que el volumen de esfuerzos es igual, adoptando una envolvente trapezoidal con base mayor, -- igual a la profundidad considerada, base menor, igual -- a 75% de dicha profundidad y altura dada por la siguiente expresión:

$$H = \frac{2}{B + b} A$$

donde:

h = presión máxima de empuje horizontal

A = volumen de esfuerzos considerando la superposición de los empujes debidos al agua, -- suelo y sobrecarga.

B = profundidad de excavación considerada

b = 0.75 B

Aplicando el criterio anterior se calcularon los empujes horizontales que sirvieron de base para obtener la envolvente de empuje modificada.

Las condiciones analizadas consideran excavación máxima de 7.4, 13.0, 14.0, 15.0, y 17.0 m de profundidad con taludes verticales retenidos por los muros dis

(1) VII Internacional Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering State of the Art. Vol. México, 1969, -- p.p. 775-281.

continuos anclados. La profundidad del nivel freático es de 8.60 m con respecto al nivel de terreno natural y se supuso una sobrecarga uniforme contigua a la excavación del orden de 2.5 ton/m².

Considerando la existencia en el cuerpo del talud vertical de capas con resistencia al esfuerzo cortante de 15 a 25 ton/m², resulta factible evitar el deslizamiento de bloques de material sobre las capas de baja resistencia mediante su retención con muros discontinuos anclados. Las anclas deberán tener una capacidad que conjuntamente con la reacción del suelo contra la pata del muro empotrada bajo el nivel máximo de excavación, se equilibre el empuje de tierras para condición activa, considerando el área tributaria que el corresponderá a cada uno de los muros, dependiendo de la separación entre ellos.

La longitud y la posición de las anclas se determinó de tal manera que equilibren el empuje activo mencionado, para lo cual se revisó que se satisfaga tanto una ecuación de fuerzas como una ecuación de momentos considerando una separación entre muros de 8.0 m eje a eje. En las figuras 39 a 44 se indica la distribución del empuje de tierras considerada, su resultante, los niveles de anclaje, las longitudes de anclas y sus capacidades, para anclas inclinadas 20° respecto a la horizontal para los muros correspondientes a profundidades de excavación de 7.4, 13.0, 14.0, 15.0 y 17.0 m respectivamente.

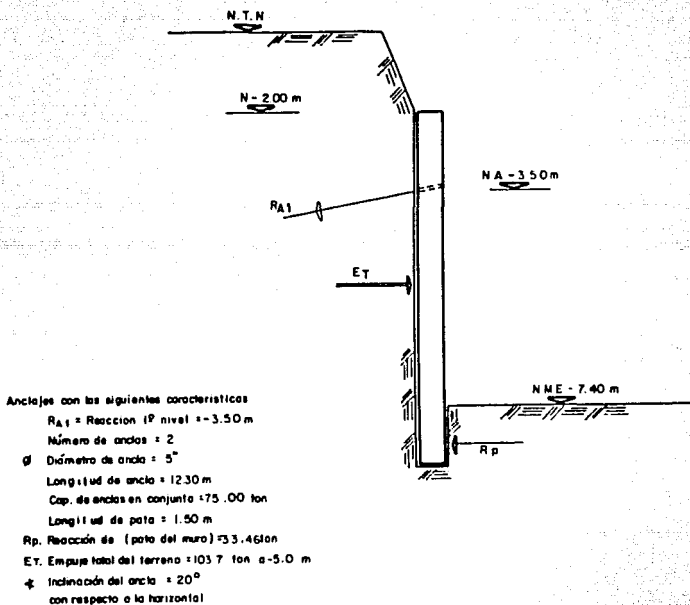
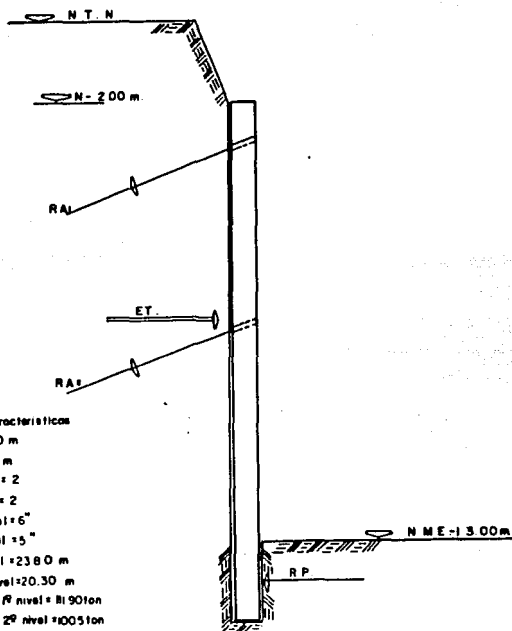


FIG. 39.-DISTRIBUCION DE EMPUJE DE TIERRAS CONSIDERADO, SU RESULTANTE, NIVELES DE ANCLAJE, LONGITUD DE ANCLAS Y SUS CAPA - CIDADES.



U . N . A . M .
E . N . E . P . ARAGON .

INGENIERIA CIVIL  TESIS PROFESIONAL



Anclajes con las siguientes características

R = Reacción 1ª nivel = 3.50 m

R = Reacción 2ª nivel = 900 m

Número de anclas 1ª nivel = 2

Número de anclas 2ª nivel = 2

Ø Diámetro de anclas 1ª nivel = 6"

Ø Diámetro de anclas 2ª nivel = 5"

Longitud de anclas 1ª nivel = 23.80 m

Longitud de anclas 2ª nivel = 20.30 m

Cap. de anclas en conjunto 1ª nivel = 11.90 ton

Cap. de anclas en conjunto 2ª nivel = 100.5 ton

Longitud de palo = 2.00 m

Reacción de palo del muro = 73.8 ton

Empuje total (terreno) = 284.8 ton

↳ Inclinación de las anclas con respecto a la horizontal = 20°

FIG. 40.-DISTRIBUCION DE EMPUJE DE TIERRAS CON SIDERADO, SU RESULTANTE, NIVELES DE ANCLAJE, LONGITUD DE ANCLAS Y SUS CAPACIDADES.



U. N. A. M.
E. N. E. P. ARAGON.

INGENIERIA CIVIL



TESIS PROFESIONAL

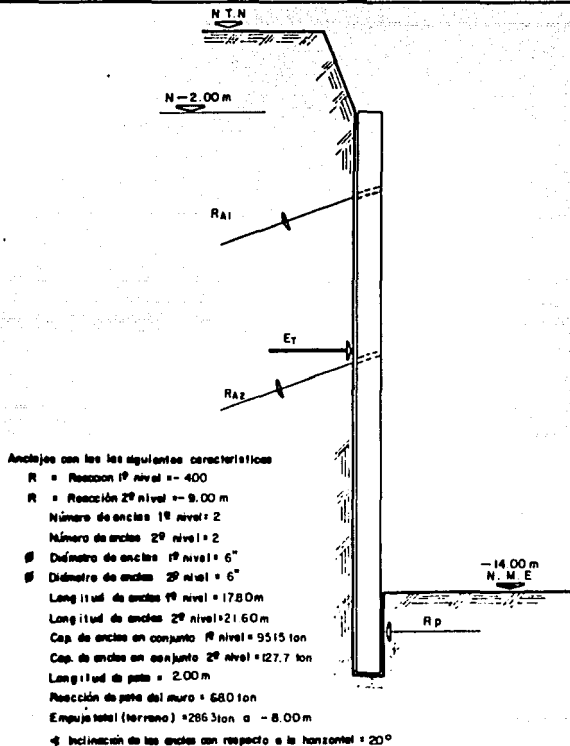


FIG. 41. -DISTRIBUCION DE EMPUJE DE TIERRAS CONSIDERADO, SU RESULTANTE, NIVELES DE ANCLAJE, LONGITUD DE ANCLAS Y SUS CAPACIDADES.



U. N. A. M.
E. N. E. P. ARAGON.

INGENIERIA CIVIL TESIS PROFESIONAL

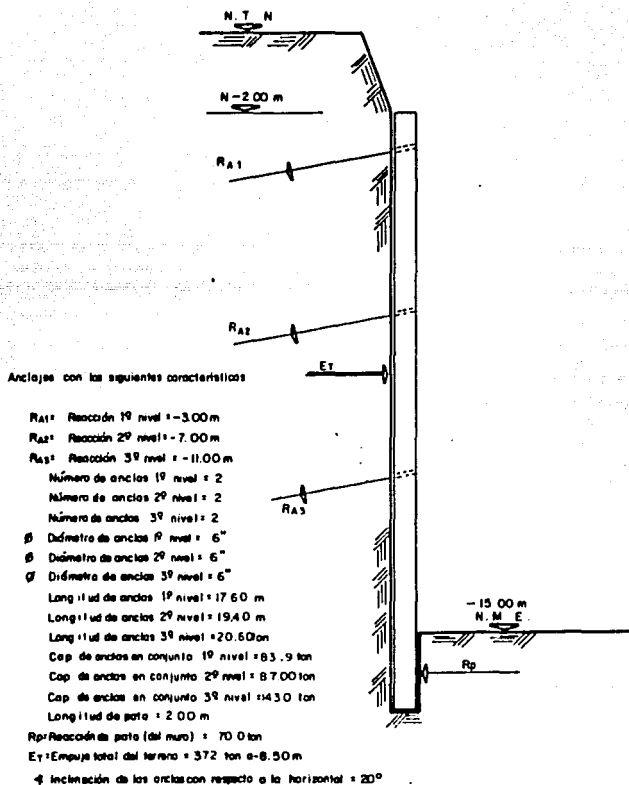


FIG. 42.-DISTRIBUCION DE EMPUJL DE TIERRAS CONSIDERADO, SU RESULTANTE, NIVELES DE ANCLAJE, LONGITUD DE ANCLAS Y SUS CAPACIDADES.



U. N. A. M.
E. N. E. P. ARAGON.

INGENIERIA CIVIL  TESIS PROFESIONAL

Anclajes con las siguientes características:

- Ra1: Posición 1º nivel = -3.00 m
- Ra2: Posición 2º nivel = -7.00 m
- Ra3: Posición 3º nivel = -12.00 m
- Número de anclas 1º nivel = 2
- Número de anclas 2º nivel = 2
- Número de anclas 3º nivel = 2
- Ø Diámetro de anclas 1º nivel = 6"
- Ø Diámetro de anclas 2º nivel = 6"
- Ø Diámetro de anclas 3º nivel = 6"
- Longitud de anclas 1º nivel = 21.90 m
- Longitud de anclas 2º nivel = 22.80 m
- Longitud de anclas 3º nivel = 18.50 m
- Cap. de anclas en conjunto 1º nivel = 105.7 tón
- Cap. de anclas en conjunto 2º nivel = 117.6 tón
- Cap. de anclas en conjunto 3º nivel = 123.3 tón
- Longitud de pile = 2.50 m
- Rp: Resistencia de pile (del muro) = 140.0 tón
- E1: Empuje total del terreno = 470.4 tón a 9.50 m
- α: Inclinación de las anclas con respecto a la horizontal = 20°

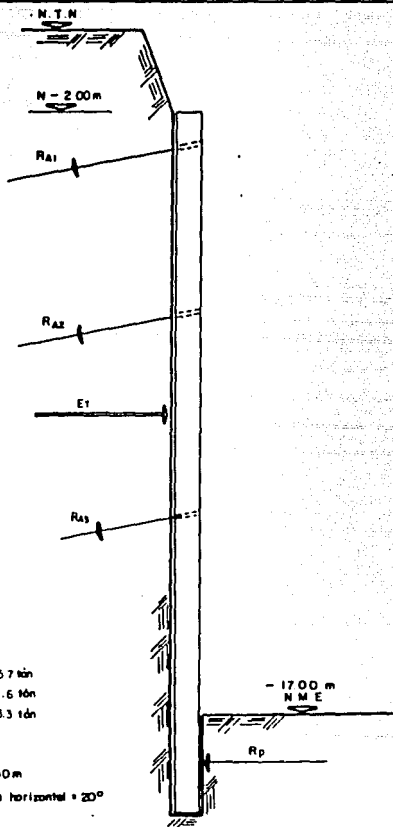
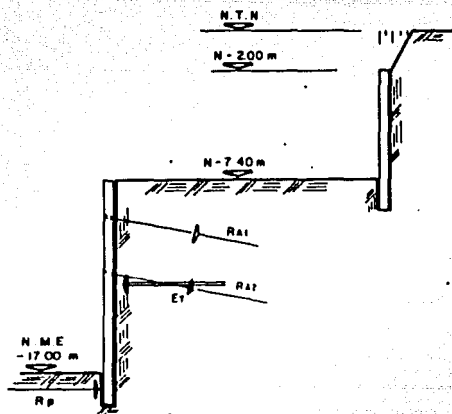


FIG. 43.-DISTRIBUCION DE EMPUJE DE TIERRAS CON SIDERADO, SU RESULTANTE, NIVELES DE ANCLAJE, LONGITUD DE ANCLAS Y SUS CAPACIDADES.



U. N. A. M.
E. N. E. P. ARAGON.
INGENIERIA CIVIL TESIS PROFESIONAL



Áncoras con las siguientes características

R_{A1} = Reacción IP nivel -9.00 m y $R_{A2} = 13.00\text{ m}$

Número de anclas = 2 y 2

Ø Diámetro de anclas = 5" y 5"

Longitud de ancla = 13.40 m y 13.20 m ^{2º Niv.}

Cap. de anclas en conjunto @ Nivel 48.10 Ton y 48.10 Ton.

Longitud de pata = 2.00 m

R_p Reacción de (pata del muro) = 75 tdn

E_T Empuje total del terreno = 129.2 ton a 12.50 m

↙ Inclinación del ancla = 20°
con respecto a la horizontal

FIG. 44.-DISTRIBUCION DE EMPUJE DE TIERRAS CON SIDERADO, SU RESULTANTE, NIVELES DE ANCLAJE, LONGITUD DE ÁNCRAS Y SUS CAPACIDADES.



U. N. A. M.
E. N. E. P. ARAGON.

INGENIERIA CIVIL  TESIS PROFESIONAL

4.2 Empujes sobre muros rígidos

El análisis que a continuación se presenta tiene como finalidad determinar los empujes a largo plazo sobre muros rígidos, tomando en cuenta las características estratigráficas y físicas del subsuelo así como las del proyecto.

En el diseño estructural contempla la utilización de los muros de concreto, discontinuos, anclados en conjunto con los muros perimetrales del cajón que alojará el Metro, por lo que deberán de ser diseñados y revisados para resistir el empuje de tierras correspondiente a la condición de muros rígidos.

La determinación de los empujes a largo plazo sobre muros rígidos se obtuvo observando las recomendaciones establecidas en el Manual de Diseño de Obras Civiles -- de la C.F.E., bajo una condición de empuje en reposo -- del suelo, considerando los siguientes efectos.

- La presión hidráulica que ejerce el agua, expresada como el producto de su peso volumétrico por la profundidad afectada del muro a partir del nivel -- de aguas freáticas.

- El empuje de la masa de suelo en condición de reposo considerado como el producto acumulado de su

peso volumétrico total para profundidades sobre el nivel freático, bajo éste el peso volumétrico sumergido por los espesores en que éstos se pueden considerar del mismo valor, afectado por el coeficiente de presión de tierras en reposo.

La acción de una sobrecarga uniformemente distribuida actuando en la superficie del terreno natural en un área rectangular contigua al muro, obteniéndose los esfuerzos inducidos bajo un punto en la parte media lateral del área afectada por el coeficiente de empuje de tierras activo correspondiente a otro material.

Las condiciones analizadas consideran excavaciones máximas de 7.4, 13.0, 14.0, 15.0 y 17.0 m de profundidad con taludes verticales, retenidos por los muros discontinuos anclados. La profundidad del nivel freático es de 8.60 m con respecto al nivel del terreno natural y se supuso una sobrecarga uniforme contigua a la excavación del orden de 2.5 ton/m².

Una vez calculados los valores de estos tres efectos, se superponen obteniéndose la envolvente de presiones horizontales, a la cual se le restará la envolvente de presiones horizontales afectadas por los coeficientes de empuje de tierras activa considerada para las presiones horizontales sobre muros discontinuos, anclados, debido a que estos muros pr

maneceran de por vida anclados en el terreno absorbiendo una parte del empuje a largo plazo.

Los resultados obtenidos se presentan gráficamente en la figura 45.

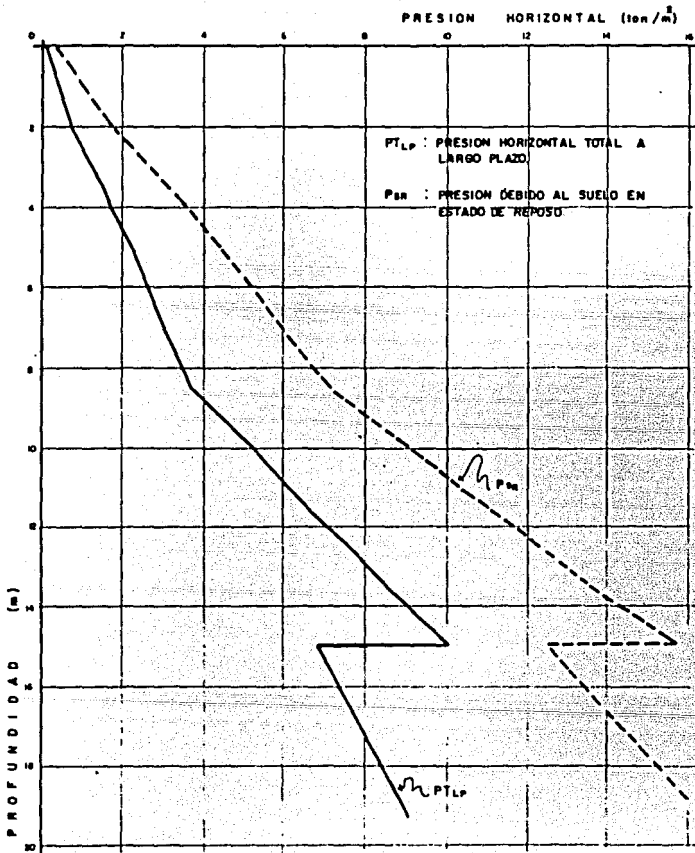


FIG. 45.-CONDICIONES DE EMPUJE A LARGO PLAZO.



U. N. A. M.
 E. N. E. P. ARAGON.

INGENIERIA CIVIL TESIS PROFESIONAL

5. DISEÑO DE ANCLAS

En las últimas décadas se ha incrementado el uso de las anclas, hecho por organizaciones especialistas en diseño y -- construcción de muros anclados y es un requisito indispensable para la ingeniería, el saber aplicar las técnicas de diseño de anclas a suelos que así lo permitan, desarrollando toda su capacidad a fin de optimizar las técnicas de retención de -- muros. (Como se observa en la figura 46, el sistema empleado para el diseño de anclas.)

Regularmente se usan los términos de tensores y anclas, como los dos más importantes de retención de muros. Las anclas se construyen mediante la perforación en suelo o roca, el elemento de tensión lo construyen barras o cables de acero, ahogados en una lechada de cemento-arena-agua y bentonita la cual forma el cuerpo del ancla. En el caso de los tensores -- el alma de acero o tensor se distribuye a lo largo de la perforación quedando ahogada en el extremo interior de esta en -- un muerto de concreto y en el extremo opuesto, este tensor se asegura a la estructura de retención. El ancla a diferencia -- de los tensores desarrollan su resistencia a través de la -- fricción generada entre el cuerpo del ancla y el suelo que la rodea.

El propósito de los muros anclados con tensores es aplicar una fuerza de tensión a la estructura, la cual se logra mediante una precarga al ancla a base de gatos. El tensor no solo debe tener capacidad adecuada para la tensión, sino que también debe mantener una capacidad mínima entre el ancla y la estructura. El ancla debe diseñarse también para que no empuje

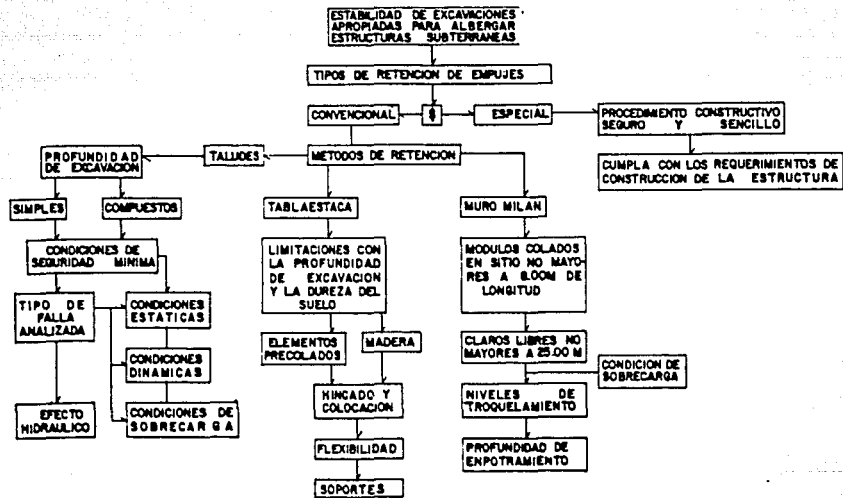


FIG. 46-SISTEMA PARA DISEÑO DE ANCLAS



U. N. A. M.
E. N. E. P. ARAGON.

INGENIERIA CIVIL  TESIS PROFESIONAL

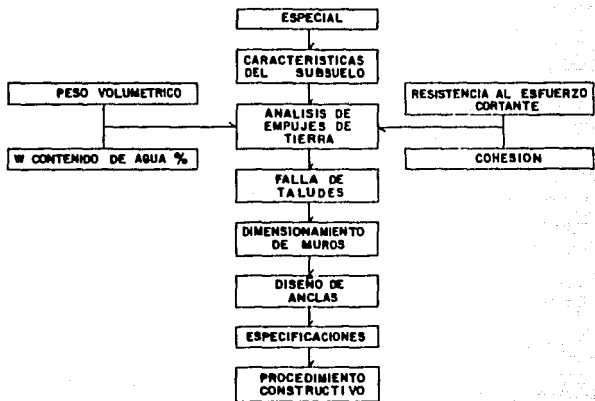


FIG. 46-CONTINUACION



U. N. A. M.
E. N. E. P. ARAGON.

INGENIERIA CIVIL



TESIS PROFESIONAL

hacia afuera el suelo que la contiene, debiendo, asegurar que la masa de suelo sea estable.

El factor de seguridad debe ser compatible y adecuado a las condiciones de suelo y confiabilidad de los parámetros de éste.

Finalmente todos los muros anclados deben ser pretensados, probados y dependiendo del diseño frecuentemente se forma la desición entre el uso de anclas de fricción o tensores.

5.1.1 Anclas

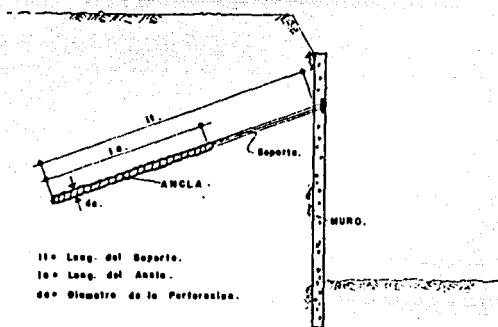
Generalmente pueden dividirse a las anclas por su tipo de perforación o tipos de ensanchamiento, según su forma. También pueden dividirse en el tipo de inyección de la lechada de concreto la cual puede ser a altas presiones o a gravedad.

El ancla mostrada en la figura 47 es un ejemplo típico de ancla cuya capacidad se calcula mediante.

$$P_s = A_c \times f_g = \frac{\pi}{4} d_a^2 l_a f_g$$

donde:

- P_s = Capacidad de anclaje (ton)
- A_c = Area cilíndrica entre la frontera suelo-ancla
- f_g = Esfuerzo unitario entre la frontera suelo-ancla
- d_a = Diámetro de la perforación
- l_a = Longitud de la perforación



- 11° Long. del Soporte.
- 10° Long. del Ancla.
- 60° Diámetro de la Perforación.

FIG. 47 .-ANCLA TIPICA.

El diámetro y la longitud es determinada por las dimensiones de la lechada o cuerpo de concreto.

Otro tipo de anclas, perforadas y vaciadas bajo presión pueden ser construidas solo en perforaciones cuya capacidad para mantenerse abierta sea adecuada, este tipo es de las llamadas acampanadas la cual se presenta en la figura 48. El soporte de acero se coloca sobre un plato de acero que se ubica en lo profundo de la excavación (zona acampanada) y posteriormente se le adiciona la lechada de cemento.

La capacidad del ancla viene desde el fondo de la perforación sobre el área de campana y por cortante a lo largo de la perforación.

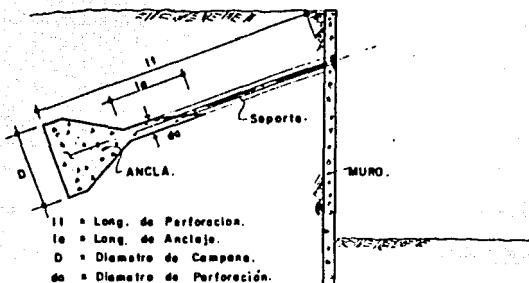


FIG. 48.-ANCLA DE CAMPANA.

La capacidad de soporte en el fondo sobre el área de la campana y la capacidad por cortante desarrollada entre el cuerpo del ancla y el suelo está dado por la siguiente expresión:

$$P_b = A_b p_b + A_s f_g = \frac{\pi}{4} (d^2 - d_a^2) N_c C + \pi d_a l_s f_g$$

donde:

- P_b = Capacidad de la campana del ancla
- A_b = Área de soporte de la campana
- p_b = Presión de soporte de la campana
- d = Diámetro de la campana
- d_a = Diámetro de la perforación
- N_c = Factor de capacidad de carga
- C = Cohesión del suelo en la campana
- l_s = Longitud del ancla de fricción
- f_g = Esfuerzo unitario entre el suelo y el ancla

La campana del ancla es de concreto simple, lo cual es extremadamente difícil para analizar y en la práctica

tica, este tipo de anclaje no se construyen si no se cuenta con una experiencia adecuada.

5.1.2 Tensores

Los muros modernos anclados, utilizan en alguna forma los tensores de acero preesforzados. Los tensores son barras o paquete de cables preesforzados que tienen una capacidad de tensión adecuada para ligar la estructura de retención a las anclas.

En la mayoría de los muros anclados el tensor es asegurado al ancla por la frontera de éste y la perforación mediante inyección a presión de lechada de cemento. Las barras deformadas y la lechada presentan superficies con excelente adherencia, de manera que si se prueba a la tensión, solamente en unos cuantos centímetros se desarrolla la capacidad del ancla. En algunos casos la inyección de lechada de cemento puede combinarse con los llamados arañas que en estos casos se extienden y quedan empacados en la lechada, como se muestra en la figura 49.

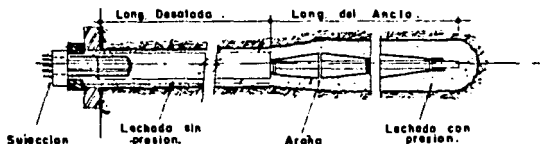


FIG. 49.-MURO ANCLADO CON TENSOR AHOGADO.

La selección de la capacidad del tensor es en base a la selección del tensor, para esto existen tablas de información con las técnicas para la elaboración de muros anclados, como la que se presenta a continuación.

Díámetro (pulgadas)	Esfuerzo último (Kip/in ²)	Esfuerzo garantizado f pu	Máxima carga de prueba 0.8 fpu	Capacidad de diseño 0.6 fpu	Arena Transversaal (in ²)	Peso (Lbs/ft)
1	150	127.8	102.2	76.7	0.85	2.96
1	160	136.3	109.1	81.8	0.85	2.96
1 1/4	150	187.5	150.0	112.5	1.25	4.40
1 1/4	160	200.0	160.0	120.0	1.25	4.40
1 3/8	150	234.0	187.2	140.4	1.56	5.31

5.2 MUROS RETENIDOS CON ANCLAS

Este tipo de muros se usan frecuentemente para soportar todo o alguna parte del empuje de tierras que actúa sobre él. Generalmente los Ingenieros especialistas consideran que la falla representativa para este tipo de muros es la que presenta en la figura 50.

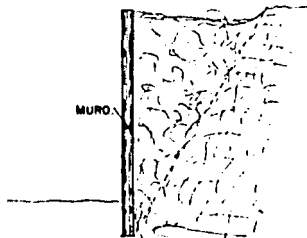


FIG. 50.-CUÑA DE SUELO AFECTADA POR LA FALLA.

El muro y las anclas deben actuar juntos para resistir la presión aplicada sobre éstos. El diseño de anclaje no solamente considera la capacidad conjunta sino también la longitud que debe tener el ancla.

Existen pruebas para comprobar la capacidad de los muros retenidos, obteniendo la carga de diseño a la cual podrán analizarse los muros, y una vez construidos se llevará un control de las capacidades reales a cada uno de los muros mediante pruebas de instalación.

5.2.1 Influencias de la presión de tierras en el tipo de muro

Antes de proceder a considerar algunos tipos representativos de muros anclados, debe reconocerse que podemos afectar la presión de tierras actuantes debido al tipo de construcción del muro seleccionado.

La presión de tierras se incrementa con la profundidad actuando sobre los muros que no estén retenidos, no así con los muros que están soportados mediante anclas.

Rankine desarrolló el procedimiento analítico para el diseño de muros de contención tal como se muestra en la figura No. 51 con lo cual lo relacionó con la presión horizontal en cualquier punto de la presión vertical. La concepción analítica es una envolvente de presiones triangular, sabiendo que la presión vertical corresponde al esfuerzo principal mayor y la presión horizontal será el esfuerzo complementario, de tal manera que la presión horizontal corresponde a una porción de la distribución de presiones verticales.

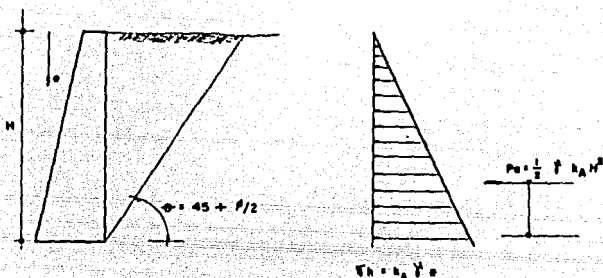


FIG. 51.-DISTRIBUCION DE PRESIONES HORIZONTALES.

Cuando esta teoría se aplica al diseño de una excavación retenida por troqueles se presentan fallas. Varios investigadores han estudiado este fenómeno encontrando que las fallas se presentan en la parte superior de los muros debido a que sus cargas son mayores que las supuestas para el análisis. K. Terzaghi explicó que la diferencia en presiones debe ser un resultado directo del tipo de construcción de los muros, recomendando una distribución de presiones para diseño.

Si se examina la figura 52, esta muestra que la distribución de presión aparente de tierras tiene la forma de un trapecio y la fuerza total es mayor que la que se obtiene de una distribución triangular, considerando el caso de presión activa de tierras.

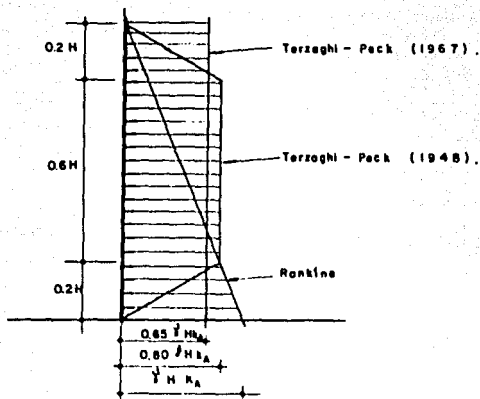


FIG. 52.-ENVOLVENTE DE PRESIONES CON LA PROFUNDIDAD.

El muro debe ser estable considerando que puede resistir la presión activa de tierras.

Algunos muros pueden desplazarse hacia el interior de la excavación de tal manera que la presión de reposo de tierras pueda reducirse a la presión activa de tierras. Una consecuencia de estos movimientos es que tanto el muro como la cuña de material deslizante detras de este deberán de formarse de tal forma y durante algún tiempo para que se genere el caso activo. Si el diseño es en base a presiones mayores a las activas, deben de reducirse estos movimientos pero desarrollar mayor capacidad en la retención del muro.

Los muros anclados pueden diseñarse para condiciones a corto plazo o permanentes considerando presiones de tierra mayores a los que podrían resistir los muros temporales.

5.2.2 Presión de tierras

Después de seleccionar el tipo de muro apropiado, - el siguiente paso del diseño de muros anclados es la selección de la presión de tierras. Desde que son instaladas las anclas como procedimiento de excavación, la presión de tierras en muros anclados debe distribuirse de acuerdo al diagrama de presión aparente de tierras de Terzaghi y Peck o una modificación razonable de esta. Los muros con talud de 90° pueden manejar presiones menores y los diseños para altas presiones deben considerar la reducción de los movimientos del muro hacia la excavación. - Si existen sobrecargas, estas deben de considerarse, así como la presión debida al agua freática.

Se puede utilizar la presión presentada en la figura 53 para el diseño de muros anclados, la cual es muy semejante a la distribución propuesta por Terzaghi y Peck en 1948.

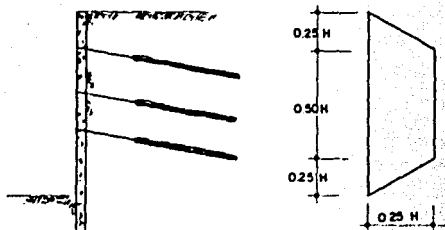


FIG. 53.-ENVELOVTE DE PRESION APARENTE DE TIERRAS.

Una diferencia entre la envolvente considerada anteriormente es que se utiliza para arenas, arcillas o mezcla de estos materiales, además de que la presión de tierras se expresa solamente en función de la profundidad de excavación. Para los demás casos, esto no resulta muy diferente de las recomendaciones hechas por Terzaghi y Peck.

Para ilustrar lo anterior se comparará la anterior - consideración las hechas por Terzaghi y Peck para arcillas y arenas. (Ver figura 54.)

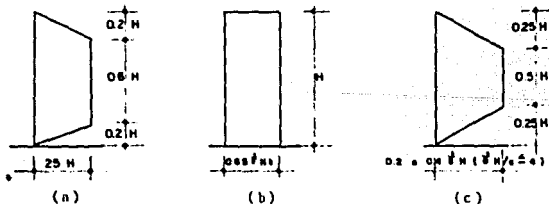


FIG. 54.- COMPARACION DE ALGUNAS CONSIDERACIONES DE LA PRESION APARENTE DE TIERRAS, (a) SCHNABEL (b) TERZAGHI-PECK (arena) (c) TERZAGHI-PECK (arcillas).

Envolvente de Schnabel

$$P = 25 H$$

$$P = 20 H^2$$

Envolvente de Terzahi-Peck considera = 125 Lb/ft²

(arenas) $\phi = 35^\circ$, $KA = 0.27$

$$P = 0.65 HKA = 0.65 \times 1.25H \times 0.27 = 21.9H$$

$$P = pH = 21.9 H^2$$

Envolvente de Terzahi-Peck (arcillas)

(considera) = 125 Lb/ft³

$$P = 0.2 H = 25H$$

$$P = p \times 0.75 H = 18.75 H^2$$

Existen dos buenas razones para considerar bajas pre siones de tierra actuando sobre los muros; Una de éstas es la de aplicar una precarga al ancla y la segunda es la de proporcionar una pendiente al muro.

Cuando se utilizan anclas es costumbre precargar cada una de éstas, hasta la carga de trabajo para que se garanti ce la estabilidad del muro.

5.2.3 Estabilidad de muros anclados

El análisis de estabilidad de los muros anclados con sidera la acción del empuje de tierras sobre el muro y - su resistencia al cortante a lo largo de las anclas, determi nando la ubicación y longitud adecuada para garantizar un factor de seguridad adecuado.

Los posibles tipos de falla para muros anclados son:

- a) falla circular
- b) falla por volteo
- c) falla por deslizamiento

- a) El análisis de estabilidad de muros anclados - para el tipo de falla circular es el considerado y comunmente usado en la práctica de la mecánica de suelos. Este análisis puede considerarse específicamente como una superficie de falla que se desarrolla fuera - de la zona de influencia de las anclas y por debajo - de la base del muro, fuera de este caso es difícil que se encuentre una condición de inestabilidad. (Ver fi gura 55.)

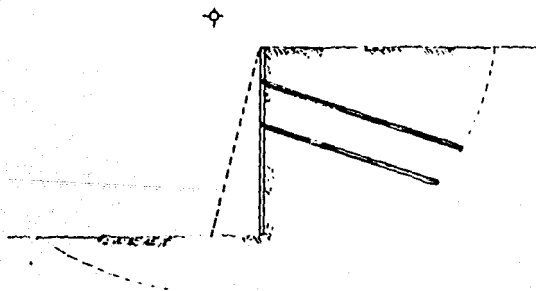


FIG. 55 .CONDICION TIPICA DE FALLA POR ROTACION

- b) En Europa se ha investigado al respecto y existen dos posibles fallas generalizadas para muros anclados. El análisis de estabilidad de falla circular se lleva a cabo para conocer la estabilidad del muro contra la falla de la masa de suelo que actúa fuera de la zona de influencia de las anclas y de la base del muro. Existe también un análisis para determinar si la ubicación del ancla es capaz de resistir el momento de volteo de la masa de suelo.

Para simplificar el análisis por volteo se considera una superficie recta que pasa por la base del muro, el análisis puede considerarse como un deslizamiento de una cuña de suelo que haría fallar al muro hacia el interior de la excavación, tal como lo muestra la figura 56.

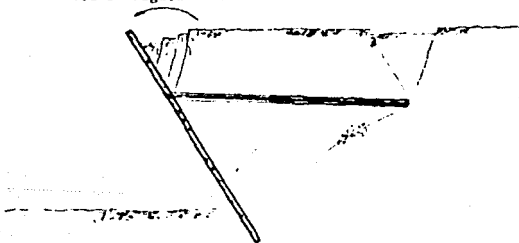


FIG. 56. FALLA POR VOLTEO DE UN MURO ANCLADO

El análisis de estabilidad para un tipo de falla - por volteo considera la acción de fuerzas activas y de resistencia tal como lo describe la figura No. 57 .

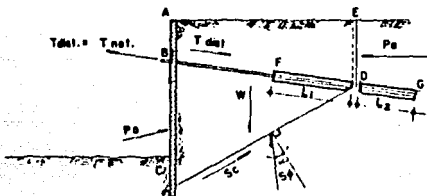


FIG. 57.-DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE PARA UNA SUPERFICIE DE FALLA POR VOLTEO.

En el análisis por volteo el muro no se considera como parte integrante del diagrama de cuerpo libre y no lo son consideradas las fuerzas actuantes debidas al suelo. Por esta razón, las fuerzas P_A y T_{del} tendrán que ubicarse como lo muestra la figura 57.

La ubicación de las fuerzas en el diagrama de cuerpo libre se predetermina en el método de análisis, así los puntos A y E son localizados en la superficie del terreno natural, inmediatamente arriba de los puntos C y D. El punto C es elegido en el lugar en que la fuerza cortante en el muro es igual a cero en otras palabras C representa los puntos por el cual $P_{Ah} - T_{del} = P_{ph}$. El punto D se define únicamente como el punto medio de la longitud del cuerpo del ancla. En este método de análisis la carga total del ancla se toma para transmitirse entre los puntos D y F.

Las fuerzas actuantes en la masa de suelo son:

- Pa: Es el empuje debido a la presión del suelo sobre la superficie DE, esta fuerza se calcula con la presión activa de tierras.
- W: Peso de la masa del suelo dentro del cuerpo libre -
- PA: Es la fuerza activa total actuando a lo largo de la superficie AC. La inclinación de la resultante esta en función del ángulo de fricción interna.
- SØ: La componente friccionante de la resistencia del -- suelo, esta fuerza se aplica considerando el ángulo Ø, con respecto a la normal de la superficie de falla.
- Sc: La componente de la resistencia del suelo debido al esfuerzo cohesivo.
- T: La fuerza de anclaje. El diagrama de cuerpo libre - corta al ancla en el punto B y D. La fuerza neta, - Tnet, representa la suma vectorial de la fuerza de - anclaje en el punto B y D. Dado que la fuerza en B debe ser mayor que la fuerza en D, la fuerza actuará en la dirección mostrada.

El factor de seguridad se define en términos de fuerza de anclaje, Tmáx, así:

$$F.S. = \frac{T_{máx}}{T_{dis}}$$

Siendo $T_{m\acute{a}x}$ = la fuerza máxima posible actuando en la dirección del anclaje

$T_{d\acute{i}s}$ = la fuerza de diseno

Este método de análisis puede aplicarse a sistemas - simples o múltiples de anclaje.

- c) El análisis de deslizamiento de cuña involucra la evaluación del empuje y fuerzas resistentes actuan- tes en el diseno del diagrama de cuerpo libre. Las fuerzas son sumadas vectorialmente mediante un diagra- ma para determinar la magnitud de las fuerzas resul- tantes no conocidas en el calculo del factor de segu- ridad. (Ver figura 58.)

El factor de seguridad contra deslizamiento de - un muro anclado puede expresarse en función de la re- sistencia al corte del suelo o de la resistencia pasi- va del mismo.

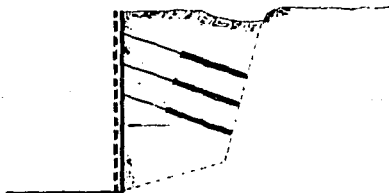


FIG. 58 . TIPO DE FALLA POR TRASLACION

Un diagrama generalizado de cuerpo libre se presenta en la figura 59. En este caso el muro es parte del diagrama y por consiguiente, las fuerzas del muro, H_s y V se incluyen. En vista de que el muro no fue parte de este -- diagrama en el método anterior, las fuerzas de muro no se incluyeron en el análisis. También debido al cambio en la solución del diagrama, la fuerza pasiva debe considerarse y cambia también la dirección de la fuerza de anclaje.

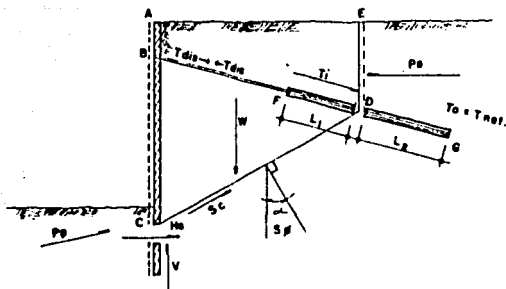


FIG. 59. DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE PARA UNA SUPERFICIE DE FALLA POR DESLIZAMIENTO CONSIDERANDO UN SISTEMA DE ANCLAJE SIMPLE.

La fuerza neta de anclaje, T_{net} , se define como la fuerza de anclaje en la frontera de la masa de suelo la cual es igual a:

$$T_{dis} - T_i = T_o$$

donde:

T_{dis} = fuerza de anclaje de diseño

T_i = fuerza de anclaje transferida al suelo

T_o = es la fuerza de anclaje en la frontera del punto D.

El análisis de deslizamiento de cuña no especifica la ubicación de la superficie de falla. Algunas superficies de falla pueden analizarse proponiendo la geometría del ancla.

El factor de seguridad esta en función del esfuerzo del suelo, así:

$$F S = \frac{S_{aprov}}{S_{mov.}}$$

donde:

S_{aprov} : Esfuerzo cortante aprovechable

S_{mov} : Esfuerzo cortante movilizado

5.2.4 Ubicación de las anclas

Un criterio para la ubicación de las anclas se basa en considerar que éstas se desarrollen por detrás de la zona de influencia de las fallas consideradas. En la práctica de los Estados Unidos se considera que la ubicación de las anclas depende de la pendiente que existe entre el muro y la superficie de la base de excavación (fig.60) con un ángulo de $30^\circ - 45^\circ$.

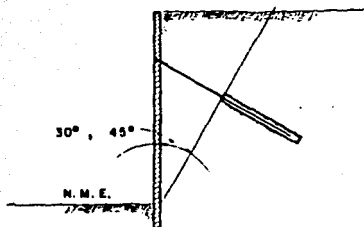


FIG. 60; UBICACION TIPICA DE ANCLAJE

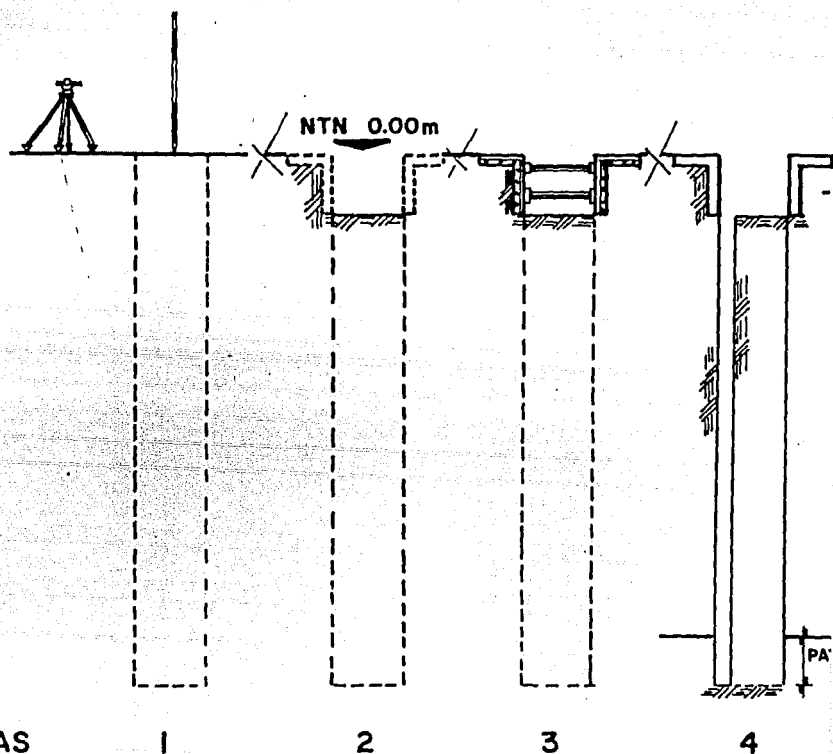
6. PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCION DE LA EXCAVACION

La estación San Joaquín estará constituida por una estructura que se alojará en una excavación con las dimensiones y profundidades de desplante que se indican en las figuras 1 y 2 y en los planos 1, 2 y 3.

La excavación que alojará la estructura de la estación se efectuará a cielo abierto y por etapas entre una estructura de contención constituida por muros tablestaca de concreto, discontinuos, armados y colados en sitio, anclados, llevando un frente de ataque horizontal, con desniveles no mayores de 2m entre diferentes áreas de excavación, con taludes 3:1 (horizontal:vertical) entre ellos.

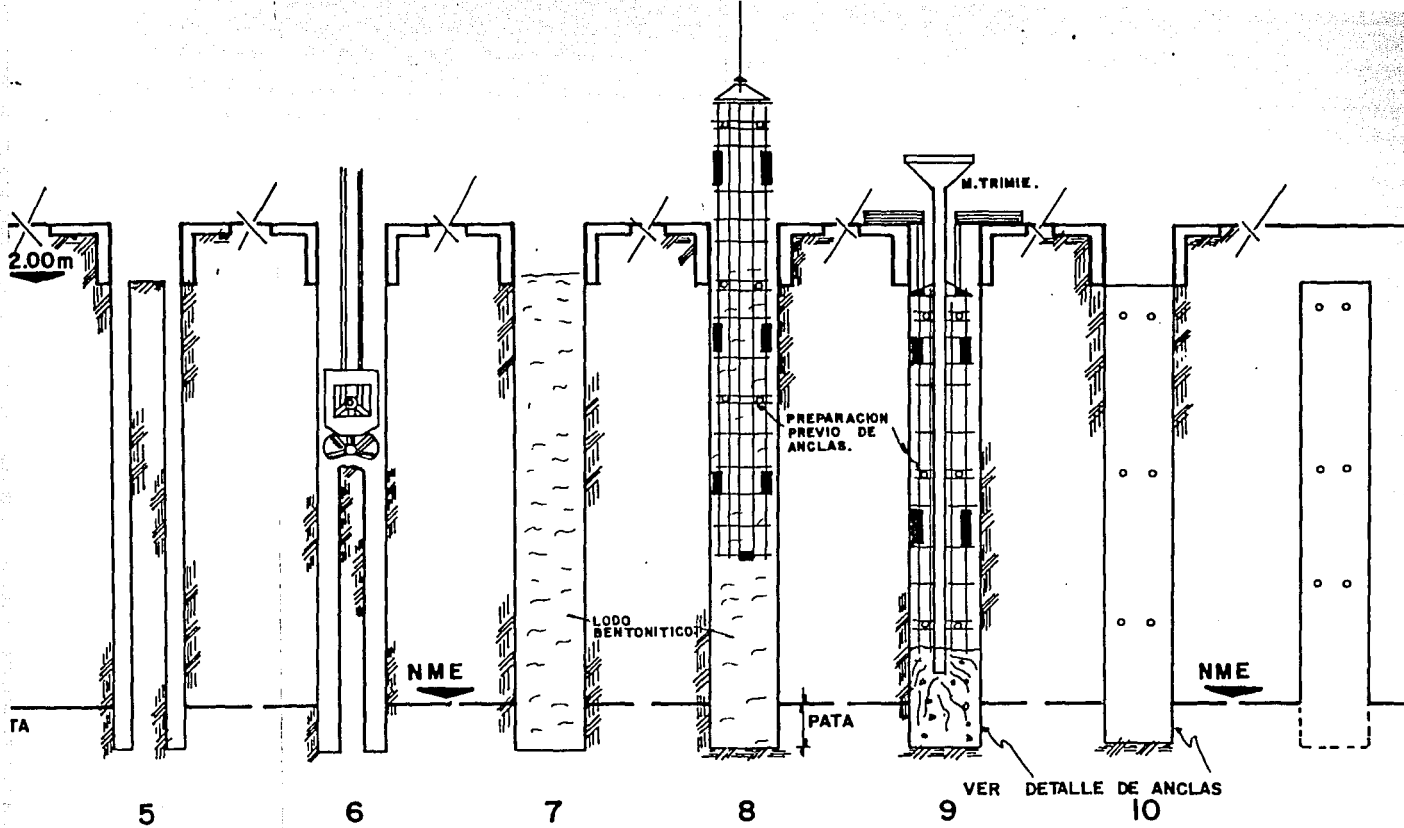
Previamente a los trabajos de excavación con maquinaria de la zanja que alojará el muro tablestaca, con objeto de eliminar los materiales superficiales resistentes, se efectuará una excavación a 1.5m de profundidad con ancho de 0.6m y taludes verticales. Las paredes de la zanja deberán quedar alineadas por lo que para iniciar la excavación el piso o pavimento debe ser cortado en toda su profundidad con una sierra mecánica. En caso de que los materiales excavados no tengan la capacidad suficiente para mantener un talud estable, se construirán brocales de concreto, de acuerdo con la especificación del inciso 7.1.

La excavación que alojará los muros tablestaca se efectuará inicialmente mediante dos perforaciones con broca helicoidal hincadas a rotación, ubicadas en los extremos del tablero por -



- TAPAS**
- 1^º MEDICION
 - 2^º EXCAVACION PARA BROCALES -2.00 m
 - 3^º ARMADO Y TROQUELADO DE LOS BROCALES
 - 4^º PERFORACION DE 0.6 m Ø CON MAQUINARIA GUIADA
 - 5^º PERFORACION EN EL OTRO EXTREMO DEL BROCAL
 - 6^º PERFORACION CON DRAGA DEL MATERIAL RESTANTE
 - 7^º EXCAVACION TERMINADA EN DIMENSIONES DEL MURO
 - 8^º INTRODUCCION DEL ARMADO ESTRUCTURAL (ANCLAS Y POLLOS)
 - 9^º VACIADO DEL CONCRETO PREVIAMENTE LASTRADO EL ARMADO
 - 10^º TERMINACION DEL MURO

PLANO 5. - PROCEDIMIENTO DE EXCAVACION DE LOS



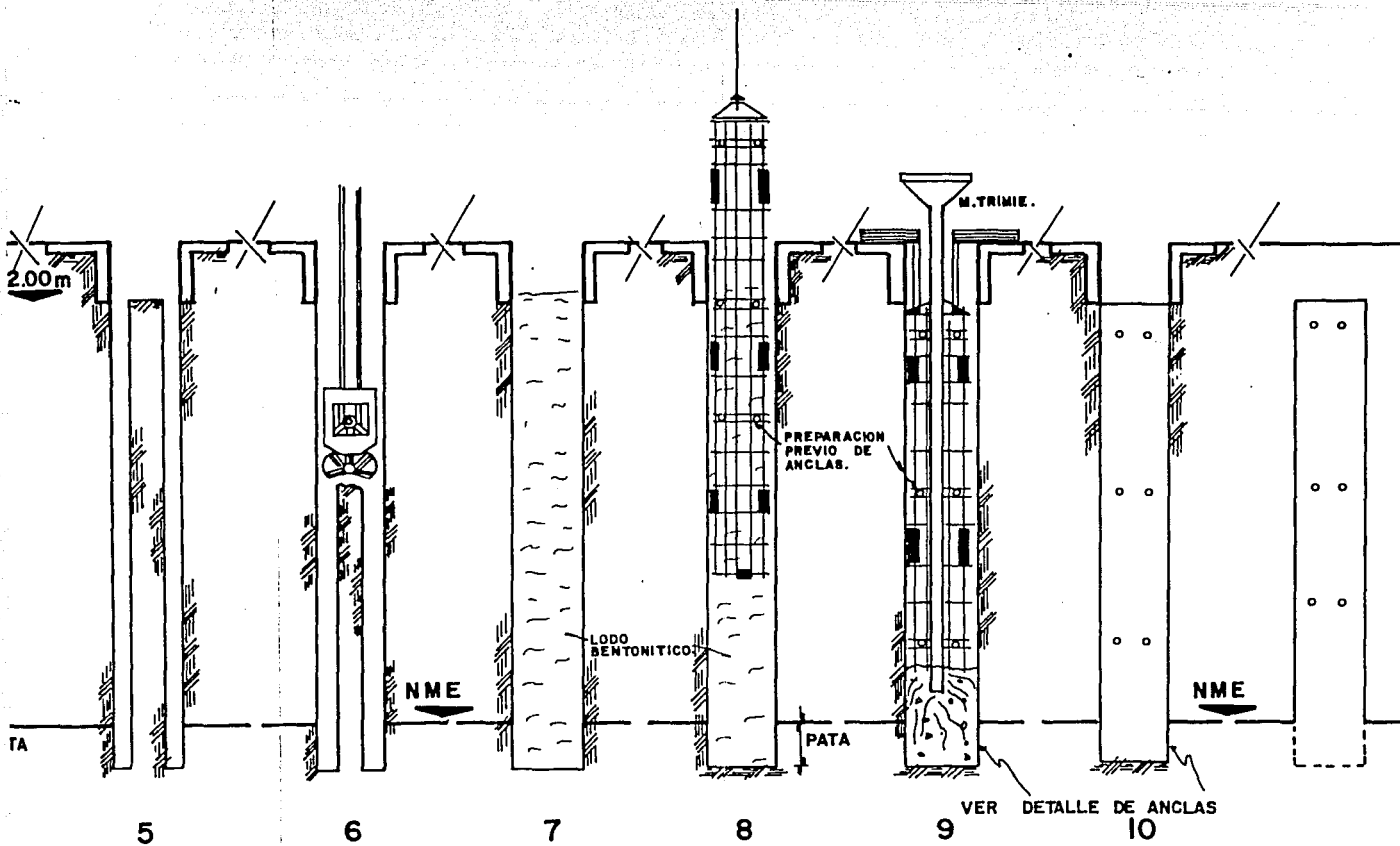
ETAPAS DE CONSTRUCCION DEL MURO DE CONCRETO DISCONTINUO ANCLADO.

MUROS DISCONTINUOS ANCLADOS.



U. N. A. M.
E. N. E. P. ARAGON

INGENIERIA CIVIL TESIS PROFESIONAL

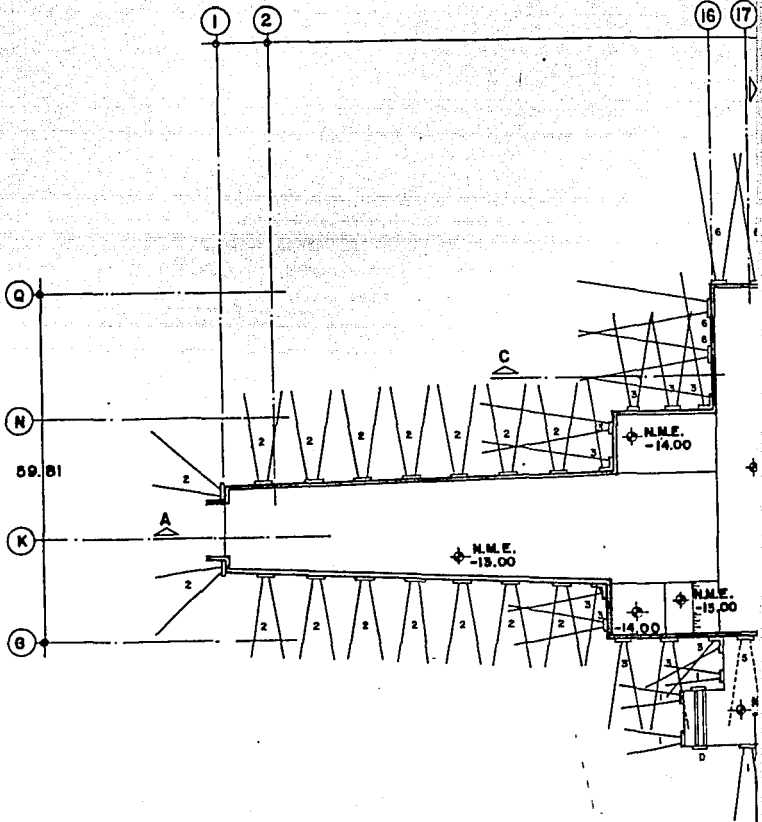


ETAPAS DE CONSTRUCCION DEL MURO DE CONCRETO DISCONTINUO ANCLADO.

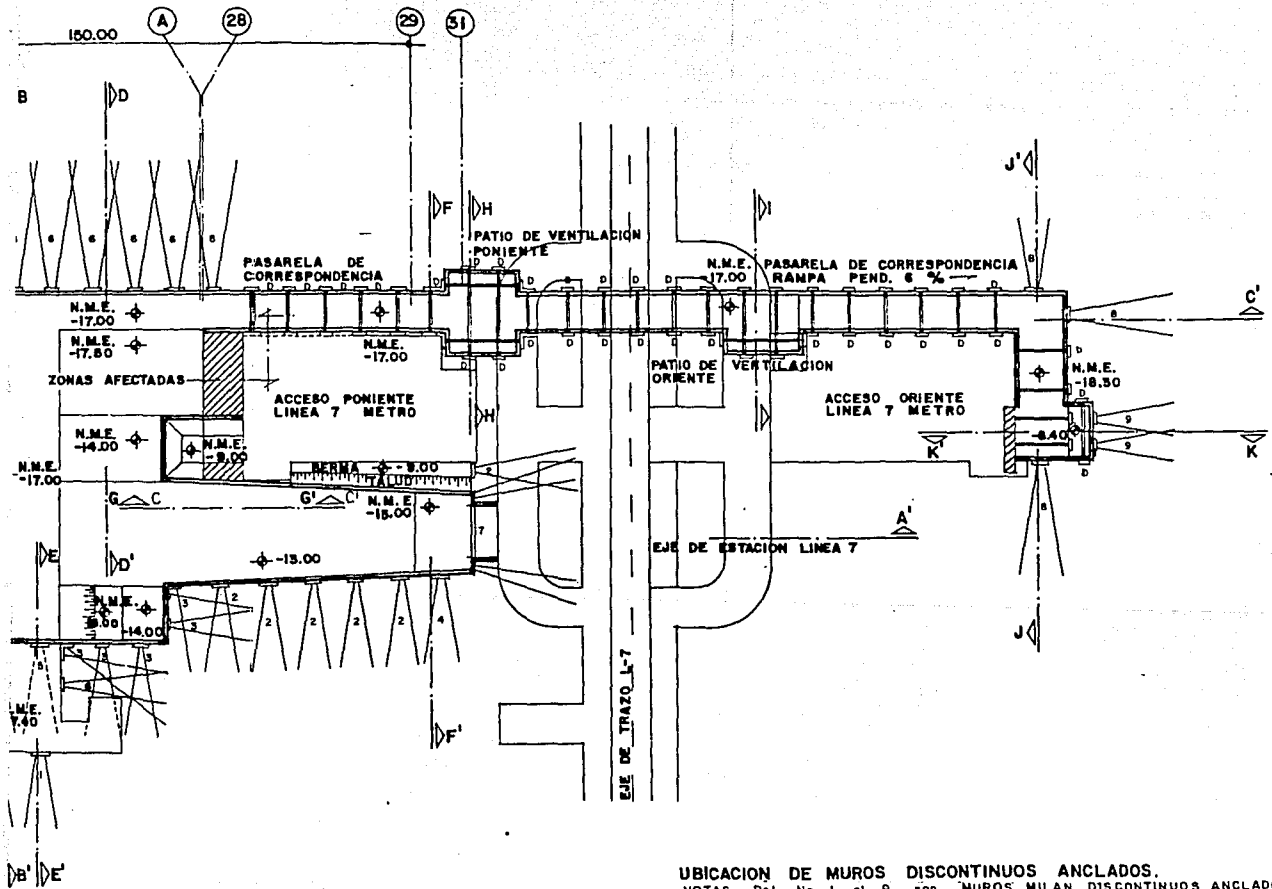
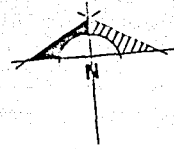
MUROS DISCONTINUOS ANCLADOS.



U N A M
E. N. E. P. ARAGON.
INGENIERIA CIVIL TESIS PROFESIONAL



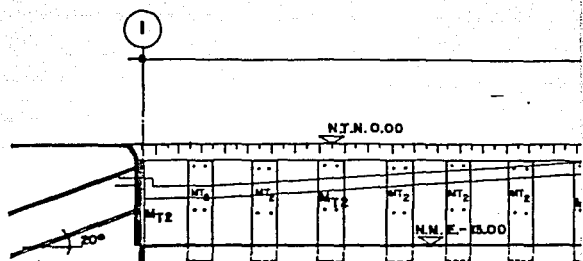
PLANO. 6. — UBICACION DE MUROS DISCONTINUOS



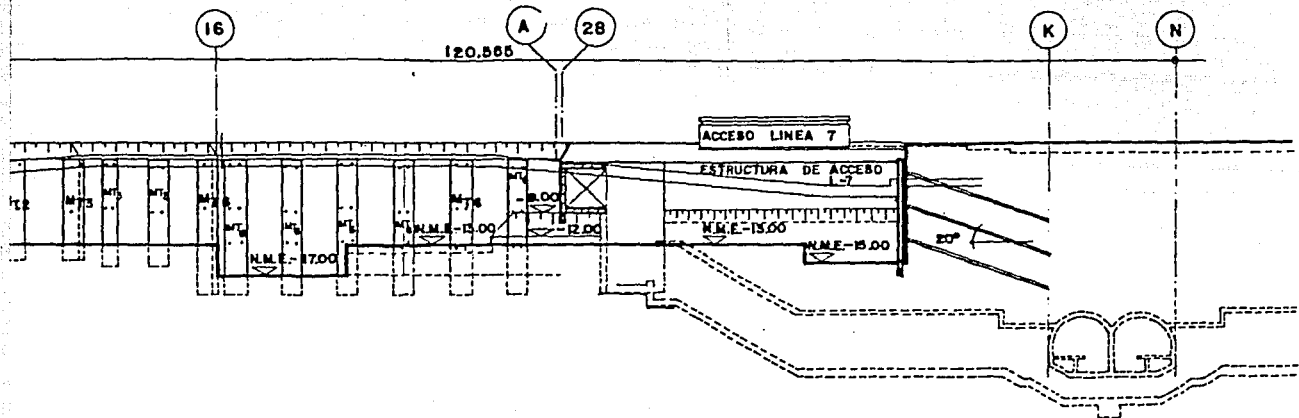
UBICACION DE MUROS DISCONTINUOS ANCLADOS.
 NOTAS: Del No. 1 al 9 son MUROS MILAN DISCONTINUOS ANCLADOS.
 y D son MUROS MILAN DISCONTINUOS TROQUELADOS.

ANCLADOS, SUS LONGITUDES Y NIVELES MAXIMOS DE EXCAVACION.

	U . N . A . M .
	E . N . E . P . ARAGON .
	INGENIERIA CIVIL TESIS PROFESIONAL



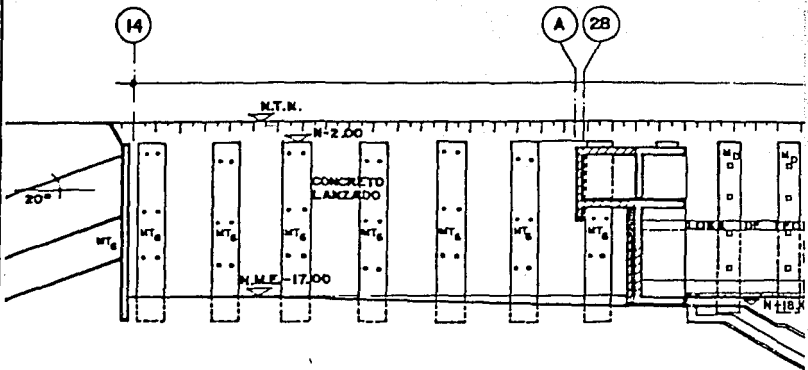
PLANO. 6. A - CORTE I



CORTE LONGITUDINAL A-A'

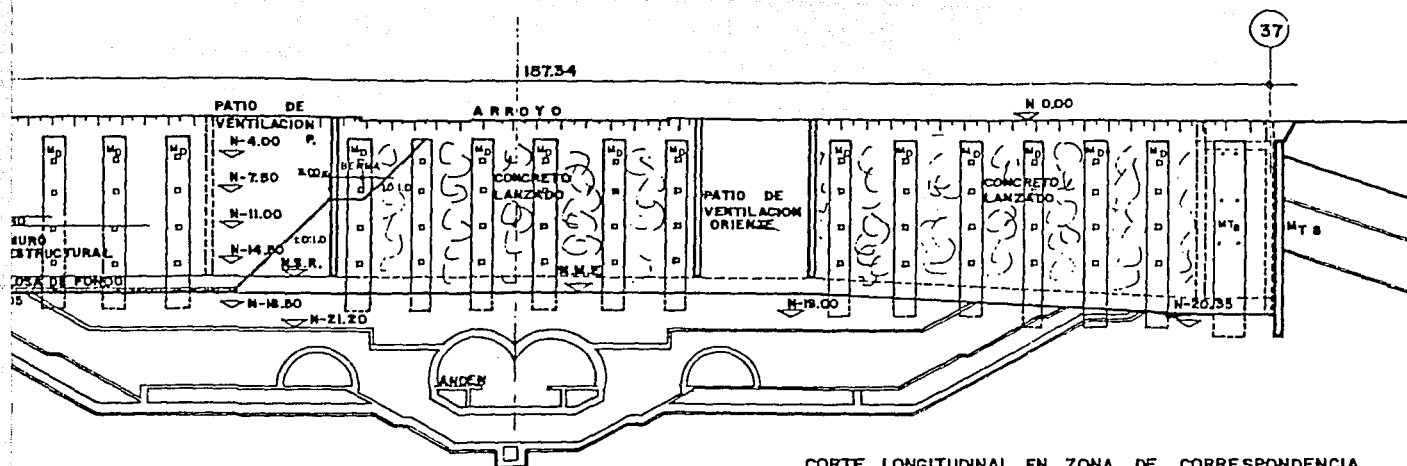
LONGITUDINAL A-A' DE LA ESTACION SAN JOAQUIN, L-10 CON L-7 METRO.

	U . N . A . M .
	E . N . E . P . A R A G O N .
	INGENIERIA CIVIL TESIS PROFESIONAL



CORTE C-C'

PLANO. S.C.—CORTE LONGITUDINAL C



CORTE LONGITUDINAL EN ZONA DE CORRESPONDENCIA DE LINEA 10 CON LINEA 7, CON TALUD DE AVANCE
 NOTA: VER DETALLE DE ETAPAS DE EXCAVACION EN PASARELA

-C' EN ZONA DE CORRESPONDENCIA DE LINEA 10 CON LINEA 7. METRO.



U. N. A. M.
 E. N. E. P. ARAGON.

INGENIERIA CIVIL  TESIS PROFESIONAL

construir, la parte central de la excavación se efectuará con almeja guiada hidráulica, en el plano 5 se presentan croquis - del procedimiento de excavación de los muros. La excavación - será ademada con lodo bentonítico que deberá cumplir con las - propiedades que se indican en la especificación del inciso 7.2 Una vez alcanzada la profundidad de excavación del muro se introducirá el armado que deberá tener tubos de PVC, con tapones en los sitios en que el muro quedará sujeto por anclas, en general la construcción de los muros tablestaca colados en sitio se -- efectuará de acuerdo con la especificación del inciso 7.4.

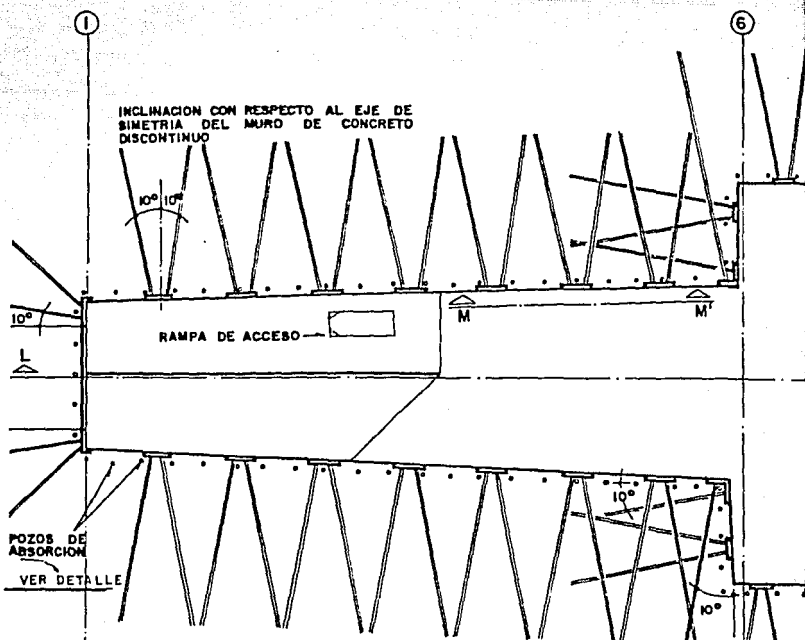
Los niveles de desplante y remate de los muros tablestaca anclados, así como su longitud y distribución se indican en el plano 6.

La longitud y niveles de instalación de anclas se indica en la tabl^a que aparece en el plano 7.

Previamente al inicio de la excavación de la estación, se efectuarán los pozos de absorción que conectarán el manto colgado de aguas freáticas, que se encuentran entre 8.6 y 10.6m de profundidad, con los depósitos permeables profundos que interceptarán parcialmente el flujo de agua hacia la excavación. - Los pozos de absorción se ubicarán a 1.5m por el lado exterior del perímetro del área que ocupará la estación, en toda la periferia, con una separación eje a eje de 3m, tendrán 6" de diámetro, se perforarán con agua como fluido de perforación, hasta 20m de profundidad y se desarrollarán con gravilla bien gracuada.

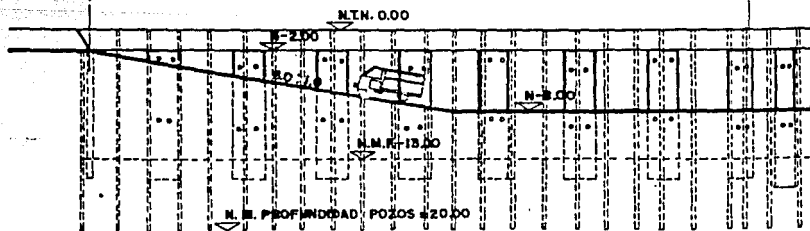
Una vez construidos los muros tablestaca e instalados los pozos de absorción, se efectuará una excavación general a 2m de profundidad en el área que cubrirá la estación, dejando en la periferia taludes 0.5:1, excepto en la colindancia con estructuras vecinas donde se dejará un talud vertical, los que deberán protegerse contra la erosión cubriendo su periferia con una capa de mortero colocada sobre malla metálica desplegable - ancladas al talud.

La excavación que alojará la estación se efectuará llevando un frente de ataque horizontal, con desniveles no mayores de 2m entre diferentes áreas de excavación con taludes 3:1 entre ellos, que permitan el tránsito de los equipos que efectuarán la excavación. De tal manera que se le de preferencia al avance en la periferia hasta alcanzar los niveles a los que serán instaladas las anclas, suspendiendo en esas áreas el avance de la excavación durante el tiempo necesario para la instalación de las anclas y continuando con la excavación en las áreas centrales sin que se provoque un desnivel mayor de 2m entre los diferentes niveles de avance de la excavación como se muestra en los cortes de avance de la excavación del plano 6. La excavación se efectuará con equipos como trascavos y retroexcavadoras desde dentro del área excavada, el material excavado será desalojado mediante camiones de volteo que encontrarán a ser cargados mediante una rampa que se desarrollará para profundidades de excavación de hasta 8.0m, con pendiente 6:1, ubicada como se muestra en el plano 7. Para profundidades mayores a 8.5m se continuará la excavación con retroexcavadoras desde dentro de la excavación las que aproximarán el material excavado a zonas desde



UBICACION DE POZOS DE ABSORCION EN TODA LA PERIFERIA DE LA ESTACION.

PLAN



CORTI

PLANO 7. — SEGUNDA ETAPA DE EXCAVACION HASTA (N. -

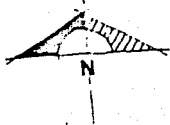
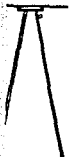
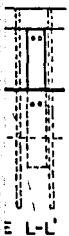


TABLA *.-TIPOS DE MURO, NIVELES MAXIMO DE EXCAVACION Y LONGITUD DE ANCLAS.

MURO TIPO	NIVEL MAXIMO DE EXCAVACION	LONGITUD DE PATA (m)	Nº. DE ANCLAS	NIVEL DE ANCLAJE MEDIO	LONGITUD ANCLAS (m)	Ø DE ANCLAS (pulgadas)	ANCHO MURO.
M _{T1}	- 7.40 m	1.50	2	- 3.50m	12.30	5	1.50 m.
M _{T2}	-13.00 m	2.00	2 2	- 3.50m - 9.00m	23.80 20.30	6 5	3.00 m.
M _{T3}	-14.00 m	2.00	2 2	- 4.00m - 9.00m	17.80 21.60	6 6	2.50 m.
M _{T4}	-15.00 m	2.00	2 2 2	- 3.00 - 7.00m -11.00m	17.50 19.50 13.40	6 6 6	3.00 m.
M _{T5}	-17.00 m	2.00	2 2	- 3.00 -13.00	13.40 13.25	6 6	3.50 m.
M _{T6}	-17.00 m	2.00	2 2 2	- 3.00m - 7.00m -12.00m	21.90 22.80 18.50	6 6 6	2.50 m.
M _{T7}	-15.00 m	2.00	4 .4 4	- 3.00m - 7.00m -11.00m	17.60 19.40 20.60	6 6 6	15.00 m.
M _{T8}	-18.85 m	2.00	2 2 2	- 4.00m - 9.00m -13.00m	26.70 23.90 20.00	6 6 6	3.00 m.
M _{T9}	- 8.40 m	1.50	2	- 4.00m	13.00	5	2.00 m.



TA



E L-L'

-8.00 m.), DESALOJANDO EL MATERIAL, POR MEDIO DE CAMIONES.



U. N. A. M.
E. N. E. P. ARAGON.

INGENIERIA CIVIL TESIS PROFESIONAL.

del talud, instalándose los niveles de puntales correspondientes inmediatamente después de que la excavación descubre sus puntos de aplicación. El volumen de suelo restante para alcanzar la máxima profundidad de excavación no podrá ser retirado hasta tener totalmente colada la losa de piso de la etapa anterior. Una vez alcanzado el nivel de máxima excavación de una etapa el proceso constructivo deber ser contínuo, de tal manera que se construírán los elementos estructurales que no tengan restricciones.

Siguiendo el procedimiento indicado para la excavación se avanzará de la estación San Joaquín de la Línea 10 a su correspondiente de la Línea 7 avanzando en cada etapa inicialmente el talud que queda sobre la bermas de la siguiente etapa cuando se tenga colada la plantilla de la etapa anterior y terminando la excavación de la etapa correspondiente después de colada la losa de piso de la etapa anterior. En el corte C del plano 6 se muestra la secuencia que deberá seguirse para la excavación de estas etapas.

Las tabletas de techo se colocarán cuando los muros estructurales que los soportarán hayan alcanzado la resistencia mínima especificada, hecho esto se procederá a colar el firme de compresión, a impermeabilizar y a colocar el relleno y el piso o pavimento de acuerdo a las especificaciones del inciso 7.3 y 7.5 respectivamente.

Previamente al inicio de los trabajos de excavación de la estación deberán instalarse bancos de nivel superficiales que constituirán líneas de colimación y bancos de nivel semiprofundos, piezómetros e inclinómetros, tal como se indica en las especificaciones de los incisos 7.6, 7.7 y 7.8 respectivamente.

En todas las etapas al alcanzar la máxima profundidad de excavación se colará inmediatamente una plantilla de 15cm de espesor provista con aditivo acelerante de fraguado, en toda el área de la etapa. Continuando enseguida con la colocación del lastre que limita la sobrecompensación a los valores establecidos.

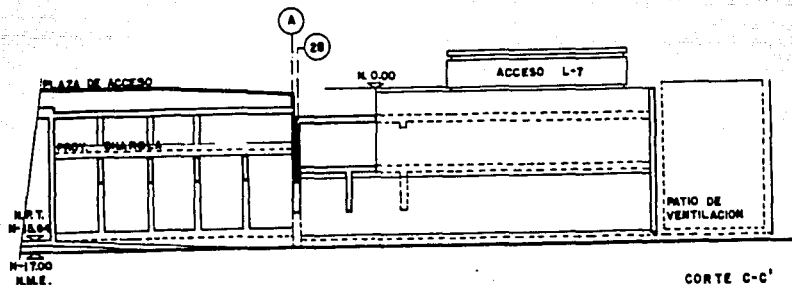
Después de colada la plantilla de concreto se procederá al armado y colado de la losa inferior, dejando en ella las separaciones necesarias para su liga posterior con los muros estructurales y con la losa de piso de las etapas posteriores. Será condición necesaria que el colado de la losa inferior se haga dentro de las 48 horas siguientes, contadas a partir del momento en que alcanza la máxima profundidad de excavación. Una vez colada la losa de piso se continuará con un proceso de construcción ininterrumpido de tal manera que se construyen los elementos estructurales ya liberados, reduciéndose así las condiciones de descarga en el menor tiempo posible.

Una vez construídos los muros tablestaca, la excavación y construcción de la pasarela se realizará por etapas de acuerdo al siguiente procedimiento.

Etapas 1 a 17

La excavación en estas etapas quedará confinada lateralmente por muros tablestaca y por un talud con una berma intermedia, como se indica en el corte C del plano 6.

Una vez colada la plantilla de una etapa se inicia la excavación de la etapa siguiente haciendo avanzar la parte superior

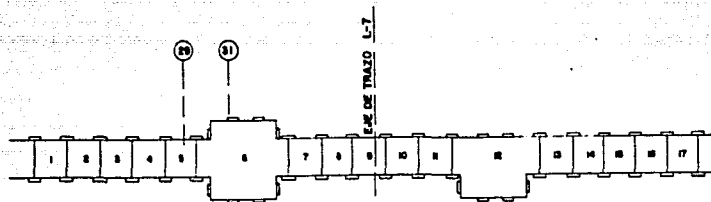


PLANO 6.C.-CORTE C-C' AFECTACION Y JUNTA CONSTRUCTIVA DE
LA ESTACION SAN JOAQUIN L-10 CON L-7 METRO.



U. N. A. M.
E. N. E. P. ARAÇÓN.

INGENIERIA CIVIL TESIS PROFESIONAL



ETAPAS DE AVANCE DE EXCAVACION EN
PASARELA DE CORRESPONDENCIA L-10, L-7

DETALLE DE PLANO 6 CORTE C - C'

ETAPAS DE AVANCE DE EXCAVACION EN PASARELA DE CORRESPON-
DENCIA L-10, L-7



U. N. A. M.
E. N. E. P. A. R. A. G. O. N.

INGENIERIA CIVIL



TESIS PROFESIONAL

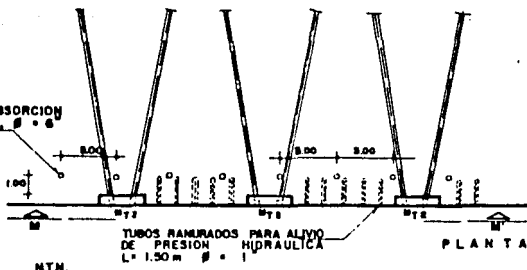
donde se extraerá mediante el cucharón de dragas ubicadas fuera de la excavación.

La excavación que alojará la circulación bajo el nivel de vías al centro de la estación y que contempla la existencia de taludes entre 13 y 17m de profundidad, dada la resistencia de los materiales del subsuelo a esa profundidad, no requerirán de ningún tipo de estructura de retención únicamente deberán protegerse contra la erosión por intemperismo mediante una capa de concreto lanzado de 5 cm de espesor aplicado sobre una malla de metal desplegable anclada a los taludes.

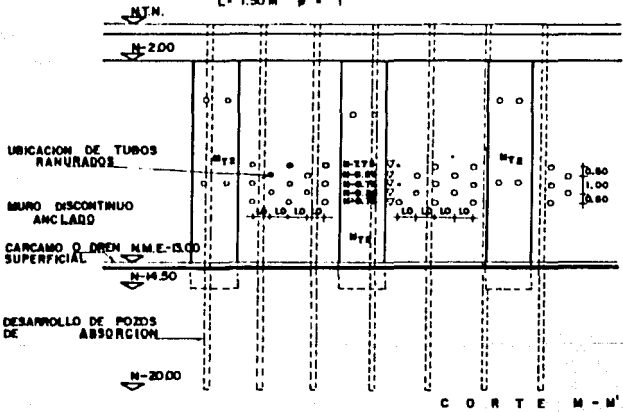
Conforme se profundice la excavación las paredes que la limitarán deberán ser protegidas entre los muros Milán anclados, con una capa de concreto lanzado de 5cm de espesor aplicado sobre metal desplegable anclado al talud. Al nivel de 8.6 a -- 10.6m de profundidad en que se encuentra un manto freático colgado, previamente a la aplicación del lanzado se introducirán tubos ranurados de 1.5m de longitud en dos líneas horizontales separados 1m, a 9 y 10m de profundidad, la separación entre los tubos en cada línea será de 1m, con una disposición en tresbolillo de los tubos de una línea respecto a los de la otra línea, como se muestra en el detalle del plano 7. El agua que no sea interceptada por los pozos de absorción y que fluya hacia la excavación a través de los tubos ranurados, se conducirá mediante drenes superficiales a cárcamos desde donde será bombeada al exterior.

Al alcanzar la máxima profundidad de excavación se colará inmediatamente una plantilla de 15cm de espesor, continuando en-

POZOS DE ABSORCION
L = 20.00 m $\phi = 6$





PLANTA



C O R T E M - M'

DETALLE DEL PLANO 7. CORTE M - M'.
POZOS DE ABSORCION Y TUBOS DE ALIVIO DE
PRESION HIDRAULICA.



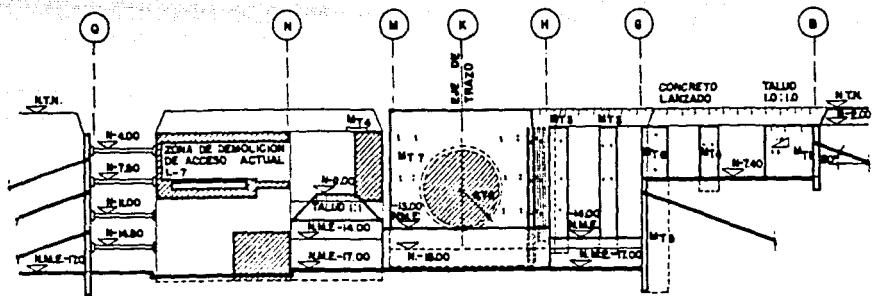
U . N . A . M .
E . N . E . P . ARAGON .
INGENIERIA CIVIL  TESIS PROFESIONAL

seguida con el colado del lastre que limita la sobrecompensación a los valores establecidos. Enseguida se procederá un armado y colado de la losa de piso continuando en un proceso ininterrumpido con todos los elementos estructurales dado que no se tendrán restricciones para su construcción, para finalmente colocar el relleno y el piso o pavimento de acuerdo a las especificaciones del inciso 7.3 y 7.5 respectivamente.

En la zona en que la estación San Joaquín de la Línea 10 se une al acceso poniente de la estación San Joaquín de la Línea 7, ya existente, la excavación se efectuará al paño del muro Milán que limita el descanso de nivel \sim 18m del acceso poniente, para la cual se demolerá la parte de la estructura del nivel vestibulo que se encuentra al poniente del muro Milán que limitará la excavación, lo que requerirá que previamente se construya un muro provisional que tome las cargas que soporta la parte que demolerá del acceso poniente. En los cortes B y D del plano 6 se muestra el detalle del procedimiento de excavación en esa zona.

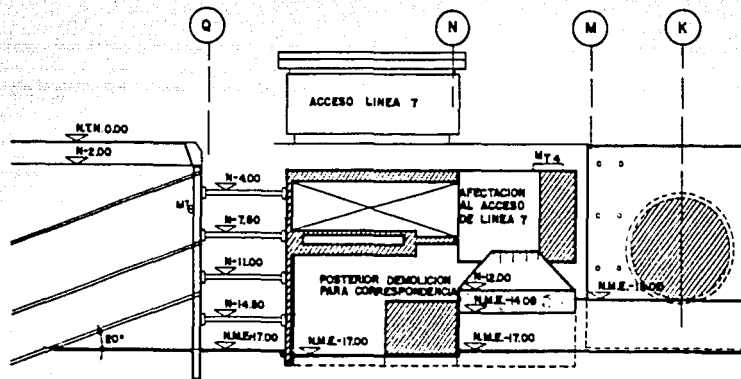
La excavación en el lado norte del extremo oriente de la estación se efectuará de tal manera que ésta quedará limitada por la construcción existente del acceso poniente de la estación San Joaquín de la Línea 7, y un talud, protegido con concreto lanzado aplicado sobre malla desplegable, como se indica en los cortes B, D y G del plano 6.

En los cortes B y G del plano 6 se muestra el detalle del procedimiento de excavación en particular de la sobrecompensación que se efectuará frente a la esquina SW del acceso poniente de la estación San Joaquín de la Línea 7.



CORTE TRANSVERSAL B-B'

PLANO 6.B.-CORTE TRANSVERSAL B-B' DE LA ESTACION SAN JOAQUIN L-10 EN SU NIVEL MAXIMO DE EXCAVACION.

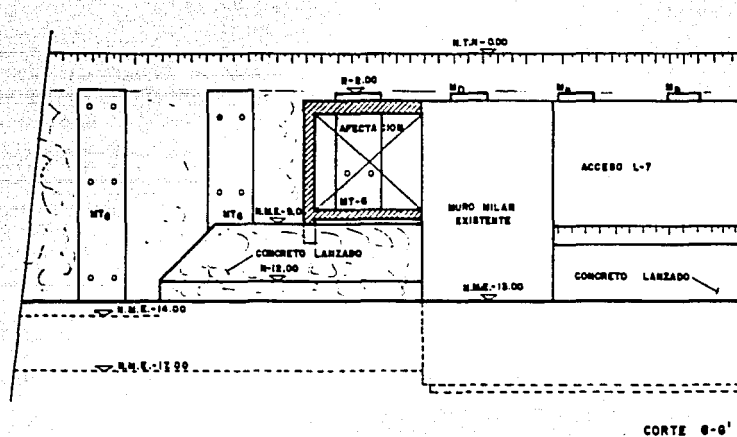


PLANO 6.D.- CORTE TRANSVERSAL D-D' AFECTACION DE LINEA 7,
 NIVEL DE TROQUELES EN PASARELA Y NIVEL MAXIMO
 DE EXCAVACION EN L-10 METRO.



U. N. A. M.
 E. N. E. P. A. R. A. G. O. N.

INGENIERIA CIVIL TESIS PROFESIONAL



PLANO 6.G. -CORTE G-G'. DETALLE EN AFECTACION DE LA LINEA 7.



U N A M
E. N. E. P. A R A G O N

INGENIERIA CIVIL  TESIS PROFESIONAL

La excavación que alojará la estructura de la pasarela de comunicación entre la estación San Joaquín de la Línea 7 y la estación San Joaquín de la Línea 10, se efectuará a cielo --abierto y por etapas entre una estructura de contención constituida por muros de concreto, discontinuos, armados y colados - en sitio, troquelados entre ellos y por un talud compuesto con una berma con la sección que se muestra en el corte C del plano no 6.

Las zanjas que alojarán los muros tablestaca se estabilizarán con lodo bentonítico que deberán cumplir con las propiedades que se indican en la especificación del inciso 7.4.

Los troqueles tendrán la distribución que se indica en el plano 6 y deberán instalarse conforme se efectue la excavación, inmediatamente después de que se descubran sus puntos de aplicación, no debiendo continuar con ésta si los puntales no han sido colocados en sus elevaciones correspondientes. Durante la - excavación de cada etapa, se deberá tener puntales extra para - cubrir cualquier eventualidad.

Todos los puntales deberán colocarse con una precarga de -- 30 ton, debiéndose llevar un control riguroso en la aplicación - de la misma.

Los troqueles serán retirados una vez que se tengan construidos elementos estructurales con capacidad suficiente para tomar - las cargas que estos soportan. El orden de ejecución de las etapas de excavación de las etapas de excavación deberá llevarse a - cabo de acuerdo con lo indicado en el plano 6C donde se indica el orden en que será alcanzado el nivel máximo de excavación.

Algunos detalles se observan en los planos.

6 E

6 F

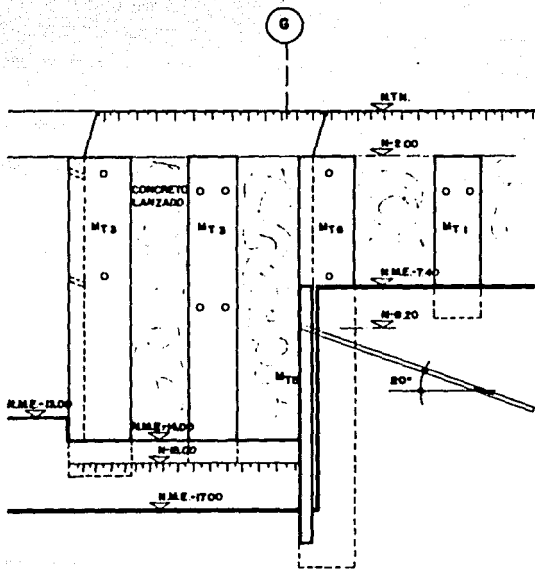
6 H

6 I

6 J y

6 K .

Y en las figuras 60-A 60-B y 60-C se presentan algunos detalles del procedimiento constructivo de anclas.



CORTE E-E'

PLANO 6.E.-CORTE E-E' DETALLE Y COLOCACION DEL
 MURO DISCONTINUO ANCLADO DESDE EL NI-
 VEL -7.40 AL NIVEL -17.00m.

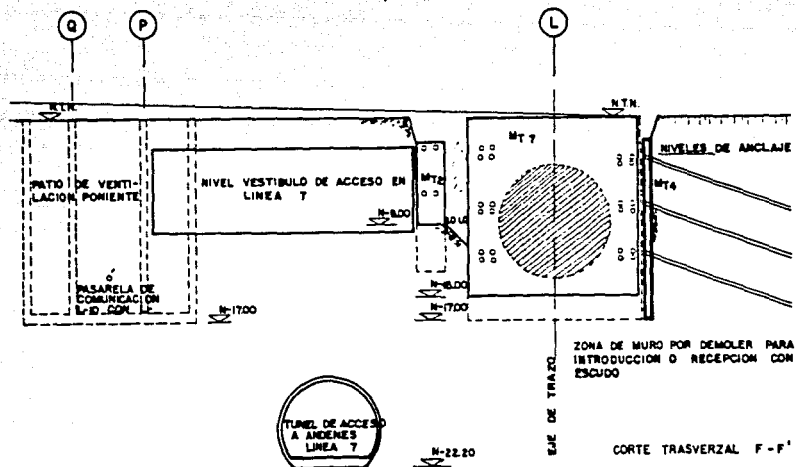


U. N. A. M.
 E. N. E. P. ARAGON.

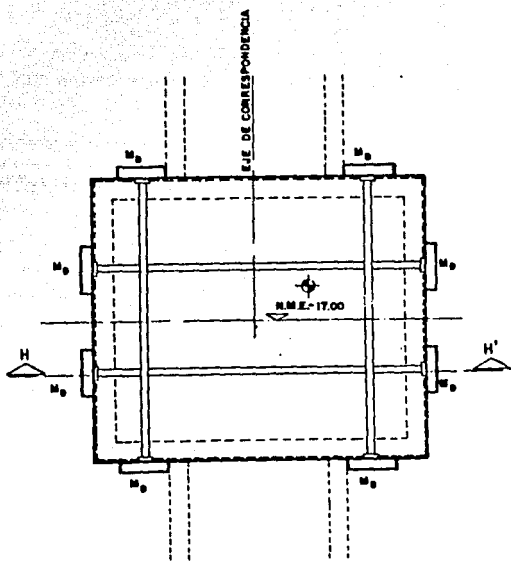
INGENIERIA CIVIL



TESIS PROFESIONAL



PLANO 6.F.-CORTE TRANSVERSAL F-F', MURO POR DEMOLER PARA INTRODUCCION O RECEPCION CON ESCUDO, Y NIVELES MAXIMOS DE ESTACIONES L-10 CON L-7 METRO.



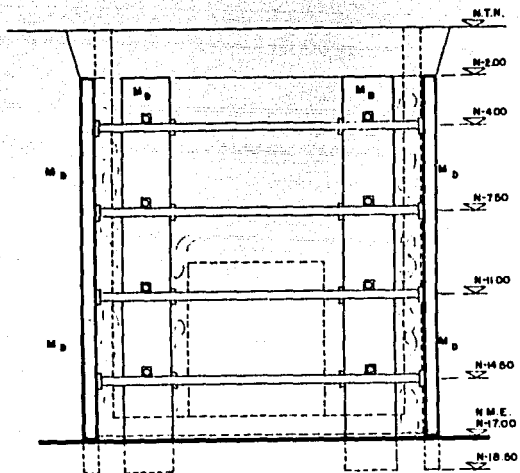
PLANTA

PLANO 6.H.-PLANTA DEL PATIO DE VENTILACION PONIENDO COMO
 LA COLOCACION DE MUROS HILAR DISCONTINUOS Y
 TROQUELES CORRESPONDIENTES.



U N A M
 E. N. E. P. ARAGON

INGENIERIA CIVIL  TESIS PROFESIONAL



CORTE H-H'

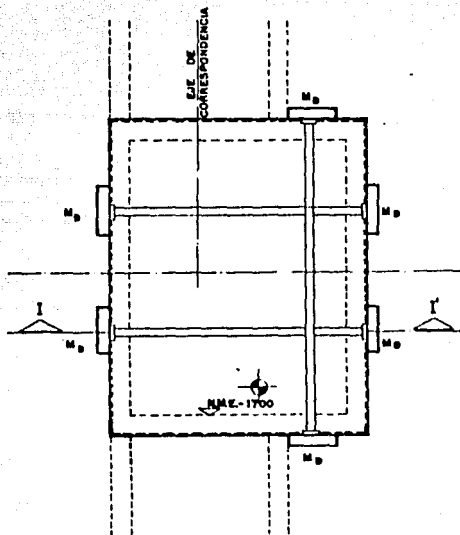
PLANO 6. II. -CORTE TRANSVERSAL H-H' DEL PATIO DE VENTILACION PONIENTE, SUS DIFERENTES NIVELES DE TROQUELES Y EL NIVEL MAXIMO DE EXCAVACION.



U. N. A. M.
E. N. E. P. ARAGON.

INGENIERIA CIVIL

TESIS PROFESIONAL



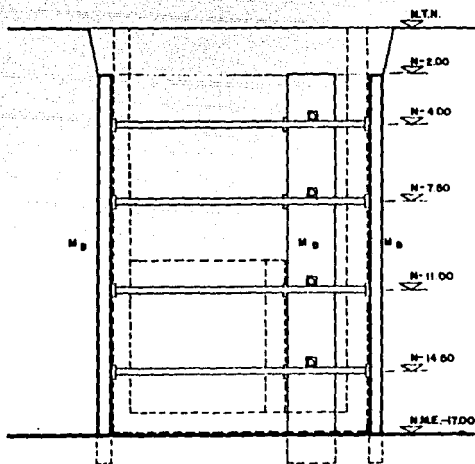
PLANTA I

PLANO 6.1.-PLANTA DEL PATIO DE VENTILACION ORIENTE CO"
LA COLOCACION DE MUROS MILAN DISCONTINUOS Y
TROQUELES CORRESPONDIENTES.



U. N. A. M.
E. N. E. P. ARAGON.

INGENIERIA CIVIL  TESIS PROFESIONAL



CORTE I-I'

PLANO 6.1.-CORTE TRANSVERSAL I-I' DEL PATIO DE VENTILACION-ORIENTE, SUS DIFERENTES NIVELES DE TROQUELES Y EL NIVEL MAXIMO DE EXCAVACION.

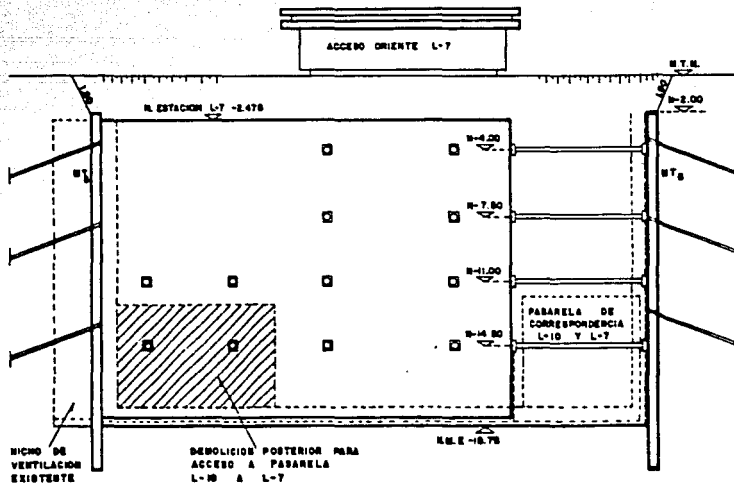


U. N. A. M.
E. N. E. P. ARAGON.

INGENIERIA CIVIL



TESIS PROFESIONAL



CORTE J-J'

PLANO 6.J.- CORTE J-J' DEMOLICION DE LINEA 7 PARA PASARELA DE CORRESPONDENCIA CON LA LINEA 10 DEL METRO..

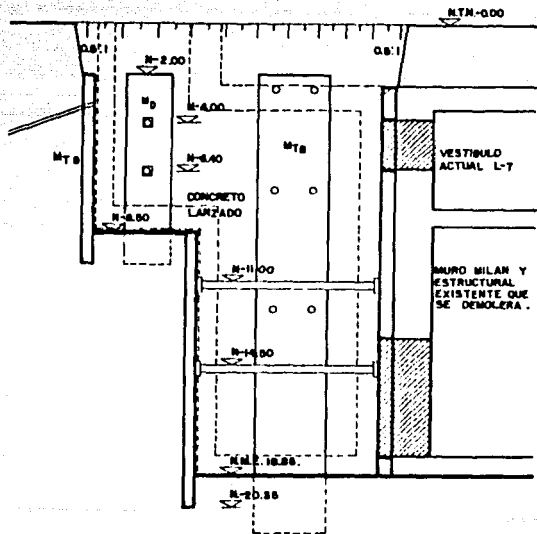


U. N. A. M.
E. N. E. P. ARAGON.

INGENIERIA CIVIL



TESIS PROFESIONAL



CORTE K-K'

PLANO 6.K.-CORTE TRANSVERSAL K-K' EN PASARELA DE CORRESPONDENCIA L-10 CON L-7.



U. N. A. M.
E. N. E. P. ARAGON.

INGENIERIA CIVIL  TESIS PROFESIONAL

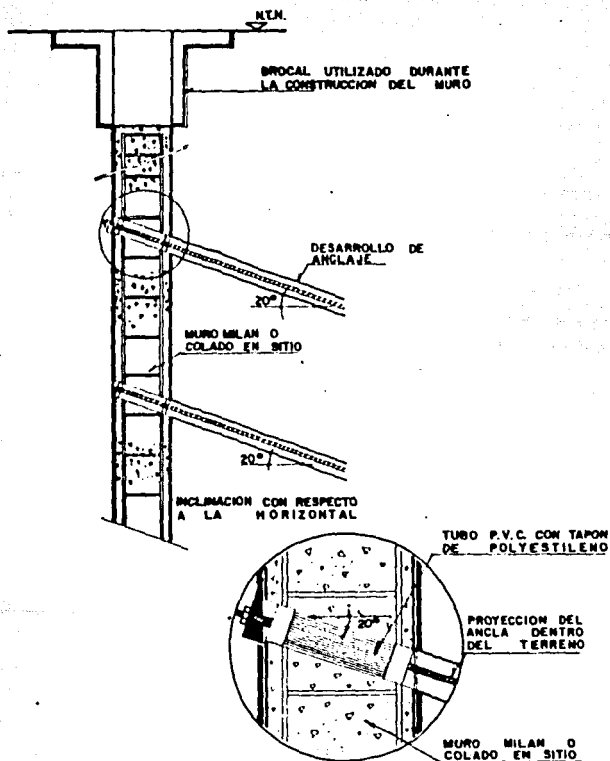


FIG. 60-A.
DETALLE DE PREPARACION PARA LA CONSTRUCCION DE ANCLAS.

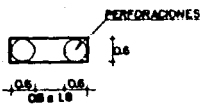
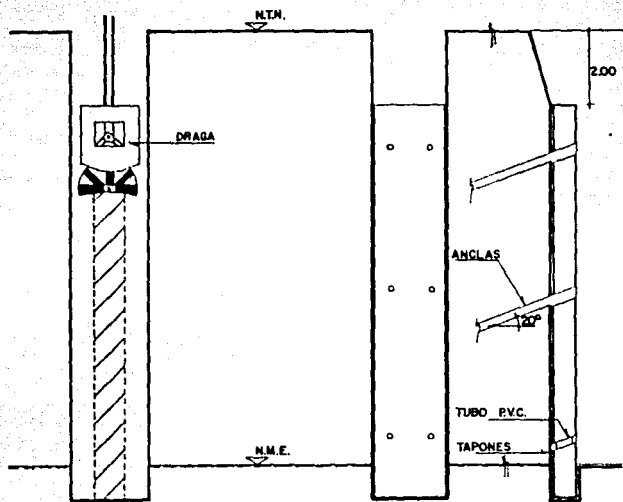


FIG. 60-B.
 DETALLE DE EXCAVACION PARA LOS MUROS DISCONTINUOS Y SU PREPARACION DE LAS ANCLAS.



U. N. A. M.
 E. N. E. P. ARAGON.

INGENIERIA CIVIL  TESIS PROFESIONAL

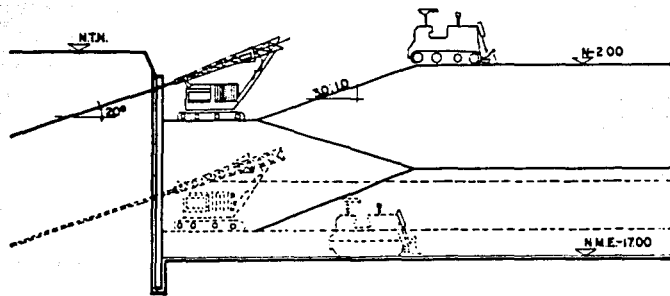


FIG. 60-C.- EXCAVACION DEL NUCLEO QUE ALOJARA A LA ESTACION, DANDO PRIORIDAD A LAS ZONAS LATERALES Y EXCAVANDO AL CENTRO CON MAQUINARIA CONSERVANDO TALUD ENTRE AMBAS, CON TALUD 3.00 : 1.00

7.0 ESPECIFICACIONES DE CONSTRUCCION

7.1 Especificación para brocales y zanjas

Los brocales tienen la finalidad de retener los rellenos sueltos superficiales y de servir de guías a las herramientas de excavación de los muros colados en sitio. Para cumplir adecuadamente con esta última función deberá dejarse un espacio libre de 65 cm (para muros de 60 cm de espesor) ó 85 cm (para muros de 80 cm de espesor) y su alineamiento debe ajustarse al trazo.

En virtud de que dentro de los dos primeros metros - bajo la superficie se encuentran la mayoría de los tubos y ductos de los servicios municipales, la excavación de las zanjas guía deberá hacerse con precaución ya sea a mano o con maquinaria, para que estos no se dañen. Para construir estos brocales habrá que excavar primero la parte superior de las zanjas donde se van a alojar los muros, hasta una profundidad variable de acuerdo con el espesor de los rellenos, pero no menor de 1.50 m ni mayor que la profundidad a la que se encuentra el nivel freático. La profundidad del faldón del brocal para cada tramo se indicará en los planos estructurales correspondientes.

Los brocales son piezas en forma de ángulo recto o "De -
lantes" de concreto colados en el lugar. Su refuerzo
y separación aparecen en los planos estructurales corres-
pondientes.

Para colocar las ramas verticales o faldones del brocal
se utilizará una cimbra por cada lado, sosteniéndose lado
a lado mediante puntales, de manera que se eviten las --
irregularidades o los abolsamientos. Los puntales serán
polines de madera de sección cuadrada de 10 x 10 cm y se
colocarán a cada 2.0 m de separación horizontal. En el -
sentido vertical se colocarán en dos niveles cuando la -
altura de brocales sea 1.50 m y entre niveles cuando --
sea mayor.

Las ramas horizontales de los brocales, constituyen pequ-
ñas losas sobre las cuales podrán rodar la maquinaria de
excavación. El ancho mínimo de estas ramas horizontales
será de 0.5 m pero podrá modificarse a criterio de la -
supervisión de acuerdo con las condiciones que presente -
el terreno de apoyo, de tal manera que se garantice que -
el brocal quede bien apoyado sin peligro de voltearse du-
rante la excavación.

Una vez que se han colocado los brocales y las zanjas han
quedado libres de estorbos, se deberán colocar compu-
ertas de madera o de acero para aislar tramos de zanja gufa
correspondientes a la longitud del tablero del muro que -

se va a construir.

La longitud de la zanja aislada será igual a la del muro por construir y su valor se indica en los planos estructurales correspondientes a cada tramo.

Cada tramo aislado por las compuertas se llevará en seguida con lodo bentonítico, hasta alcanzar un nivel de 80 cm abajo del borde superior del brocal. Este mismo nivel del lodo deberá mantenerse durante todo el proceso de excavación y colados posteriores.

7.2 ESPECIFICACION DE LODOS PARA LA ESTABILIZACION DE LAS PAREDES DE LAS ZANJAS Y MUROS COLADOS EN SITIO.

Las paredes de las zonas que se excavarán para construir dentro de ellas los muros de concreto reforzado en el lugar, no son estables por si solas aun cuando se conserve un tirante de agua equivalente al del nivel freático o mayor para evitar que estas paredes se derrumben se deberán estabilizar llenándolas con lodo tixotrópico.

7.2.1 Propiedades y características que debe cumplir el lodo estabilizador.

La bentonita que se utilizará en la elaboración de los lodos, deberá ser bentonita sódica en polvo y

deberá cumplir con las siguientes propiedades:

- a) Viscosidad plástica 8.0 centípoises mínimo
- b) Filtrado 14 cm³ máximo
- c) Porcentaje que pasa la -
 malla No. 200 (figura) 97% mínimo
- d) Humedad 10% máximo

Estas propiedades deberán determinarse a partir de las normas del API para lodos y deberán efectuarse en la forma que a continuación se indica con objeto de que los resultados obtenidos con bentonita de diferentes marcas puedan ser comparables.

7.2.2 Procedimiento de prueba

Se tomará un saco escogido al azar por cada lote de cien que se vayan a enviar a la obra.

Se tomará de la muestra escogida una cantidad de 32 gr y se mezclará en 500 cm³ de agua destilada en la siguiente forma:

- a) Agitación 20 minutos
- b) Reposo 16 hrs.
- c) Agitación 5 minutos
- d) Ejecución inmediata de las pruebas

Las pruebas antes mencionadas deberán efectuarse - con este proporcionamiento y sus límites deberán quedar comprendidos dentro de los valores antes indicados.

La bentonita que no cumpla con las propiedades señaladas deberá rechazarse.

Es conveniente que el muestreo y los resultados señalados en estas especificaciones se determinen antes de que se envíe la bentonita a la obra.

El lodo estabilizador deberá ser una suspensión estable de bentonita sódica en agua, con características tixotrópicas es decir con cierta resistencia al corte en reposo, que es cuando actúa como un gel, mientras que un movimiento, cuando se agita o se bombea, que es cuando actúa como un sol no la presenta. El paso del sol a gel es reversible.

El lodo se deberá vaciar en el interior de los tableros excavados hasta alcanzar un nivel superior al nivel freático con objeto de generar un gradiente de presiones sobre las paredes de la excavación que ayude a determinarlas estables.

El gradiente además producirá infiltraciones de lodo hacia el interior de las paredes, por lo que deberá

controlarse la proporción agua-coloides, con objeto de que dicha infiltración sea mínima. Al producirse la infiltración se va formando en la frontera -- lodo-suelo una película de pequeño espesor de moléculas de lodo que constituye una membrana impermeable y resistente, conocida como "CAKE".

La tixotropía del lodo al pasar de sol a gel y las fuerzas electroquímicas y de tensión capilar que se generan entre lodo y suelo en la frontera de los - dos materiales durante el filtrado, contribuyen a - la formación de esta película y a la adquisición de su resistencia. La resistencia del "CAKE" se suma a la presión hidrostática del lodo, para estabilizar las paredes de los tableros excavados.

7.2.3 Para que el lodo estabilizador cumpla adecuadamente su función se requiere que:

- a).- Forme una película impermeable en la frontera con el suelo.

Si no se forma o si se forma gruesa y poco resistente, el lodo penetrará por los poros del suelo y no se logrará la estabilización: para garantizar la formación de la película, el lodo deberá contener una cantidad importante -

de bentonita sódica. Las características de la película cambian notablemente por pequeñas variaciones en el procedimiento agua bentonita o por la contaminación del lodo con arena u otras partículas solidas no coloidales.

La cantidad de sódica que deberá contener el lodo será tal que el lodo producido cumpla con las características que se mencionan más adelante; una tentativa inicial -- agua-bentonita que se recomienda tomar como base para la dosificación del lodo varía entre 5 y 6% de porcentaje de bentonita en peso, sin embargo la dosificación definitiva será aquella que dé un lodo cuyas propiedades queden comprendidas dentro de los límites que se mencionan más adelante. Se hace insistencia en que el tipo de bentonita a utilizar debe ser bentonita sódica.

- b).- Que la suspensión de bentonita sódica en agua sea estable, es decir, no deberá haber sedimentación o floculación de las partículas de bentonita.

El lodo deberá ser capaz de aceptar que se le añada un material inerte de más peso sin sedimentarse, como puede ser la barita, material que permite lograr un lodo de mayor densidad, útil en la estabilización de tableros de la excavación, es - fuerzas de compresión y de cortes mayores que los de su peso propio.

Con los casos donde se requiera añadir barita al lodo estabilizador para lograr una mayor densidad, se indicará claramente en las especificaciones - correspondientes al procedimiento constructivo.

Adicionalmente será necesario controlar el límite de fluencia del lodo (que es el punto de cambio de la ley de variación de esfuerzo cortante con la velocidad de deformación) debido a - que el radio de penetración del lodo en los poros del suelo - así como el tamaño de las partículas sólidas (limo-arena) - que puede mantener en suspensión están en función del límite de fluencia.

Otras propiedades que juegan un papel importante en la calidad de los lodos y por lo tanto en su utilización más económica - son sus características tanto físicas como mecánicas. Por lo que adicionalmente deberán controlarse los valores correspondientes a su viscosidad, su contenido de arena, su PH y su volumen de agua en pruebas de infiltrado.

Considerando lo anterior los límites dentro de los cuales deberán mantenerse las propiedades de los lodos son los siguientes:

1.-	Viscosidad plástica	Entre 10 y 15 centipoises
2.-	Límites de fluencia	Entre 5 y 25 lb/100 ft ²
3.-	Viscosidad Marsh	55 segundos
4.-	Contenido de arena	Máximo 3.5 %
5.-	Volumen de agua filtrada	Máximo 25 cm ³
6.-	Densidad	Entre 1.03 a 1.07 gr/cm ³
7.-	Espesor de la costra (CAKE)	Entre 1 a 2 milímetros
8.-	P. H.	Entre 7 y 10

El procedimiento para ejecutar las pruebas antes mencionadas ajustarse a lo especificado en las normas del API.

Todas las propiedades deberán controlarse en el laboratorio, - para establecer la relación agua-bentonita recomendable y verificar periódicamente las muestras obtenidas de los lodos que - esten manejando en el campo. Este control se hará con equipo especializado para estos fines.

El lodo se preparará con un mezclador de chiflón y se bombeará a los recipientes de almacenamiento donde deberán permanecer - en reposo durante un periodo de 8 hrs. Dichos recipientes deberán tener amplia capacidad para satisfacer las necesidades - diarias de la obra. De los recipientes se trasladará el lodo a las zanjas con una bomba centrífuga para lodos.

Mediante desarenado o regeneración y recirculación se le podrá dar al lodo varios usos, la recirculación podrá efectuarse pasando por la planta central de fabricación y almacenamiento. o bien, mediante una batería portátil de hidrociclones; en este último caso se puede recircular localmente de un tramo de zanja a otro. Esto será aconsejable cuando el empleo local del lodo se ubique a una distancia tal de la planta central que sea antieconómico bombearlo hasta ésta, para limpiarlo y recircularlo.

El número de usos que se dé al lodo estará limitado al cumplimiento de las propiedades ya mencionadas, por lo que cuando el lodo haya perdido dichas propiedades deberá desecharse y utilizarse un lodo nuevo. Por ningún motivo se usarán lodos que no cumplan con todas las propiedades antes indicadas.

En todos los casos, el nivel de lodo en la zanja o tablero estabilizado deberá quedar a 0.8 m abajo del borde superior de la zanja.

7.3 Especificación del relleno a colocar sobre el cajón del Metro

- a) El material que se empleará en la construcción de los rellenos, podrá ser una mezcla de: grava-arena y materiales finos; los cuales deben satisfacer las siguientes características:

· Límite líquido	40% máximo
· Índice plástico	15% "
· Contracción lineal	5% "
· Valor relativo de soporte (CBR)	10% "
· Contenido de agua óptimo	30% "
· Peso volumétrico seco máximo	1400 Kg/m ³ mínimo

b) Los rellenos a utilizar deberán colocarse sobre el firme o losa superior del cajón del metro, disgregándose hasta alcanzar un grado tal que no presenten grumos o terrones y mezclándose hasta obtener una revoluta homogénea en su constitución y granulometría, además deberán tener su porcentaje óptimo de humedad correspondiente al grado de compactación de proyecto.

c) Una vez mezclados los materiales con su correspondiente contenido de agua óptimo determinado en el laboratorio, se colocará en capas no mayores de 20 cm, en estado suelto, compactándose al 90% de su peso volumétrico seco máximo según la prueba proctor estándar, excepto el último metro del relleno, el cual se compactará al 95%, dado que sobre este último se colocará el pavimento según la especificación del inciso 7.5.

d) Cuando el nivel de la superficie del relleno sea inferior a la de troqueles instalados, la compactación se efectuará con equipo manual, utilizándose bailarina de

placa con peso de 150 a 200 kg., o con un compactador de rodillo liso vibratorio con peso de 250 y 300 kg. - los troqueles podrá retirarse cuando el relleno alcance su nivel de instalación, una vez retirados los troqueles la compactación podrá efectuarse con un compactador de rodillo liso vibratorio autopulsado con peso de 6 a 8 toneladas.

- e) Para verificar el porcentaje de compactación alcanzada - en cada capa, se recomienda efectuar pruebas de compactación, dicha prueba consistirá en una cala volumétrica por cada 50 m³ de material de relleno compactado.
- f) Se recomienda construir terraplenes de prueba, con el -- objeto de definir el número de pasadas, necesarias para alcanzar el grado de compactación recomendado, con los equipos elegidos.

7.4 Especificación para muros de concreto colados en ranjas bajo lodo bentonítico.

A continuación se presenta la especificación de procedimiento que deberá seguirse para la excavación de las ranjas, introducción de las parrillas de armado y el colado de los muros de concreto.

(Como se observa en la figura 61.)

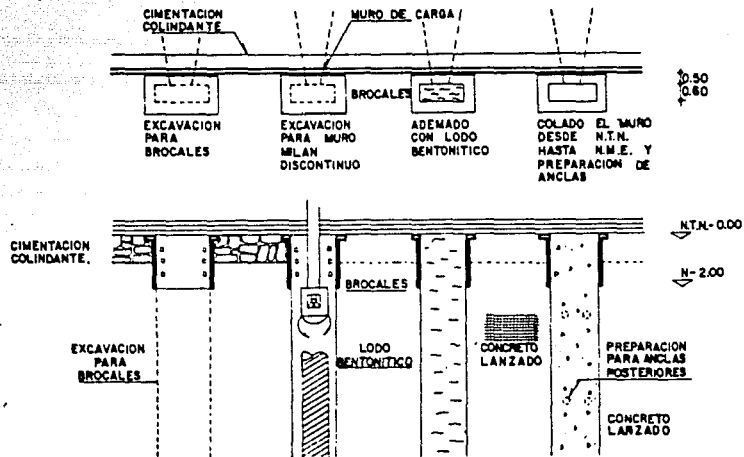


FIG. 61. MUROS MILAN DISCONTINUOS COLADO EN SITIO DESDE N.T.N. HASTA N.M.E. UNICAMENTE EN CIMENTACIONES COLINDANTES.



U N A I
E. N. E. P. A. R. A. T. O. N. I.

INGENIERIA CIVIL TESIS PROFESIONAL

Una vez que se ha aislado el tramo de zanja que se va a construir se procederá a la excavación de las zanj^{as} hasta el nivel del desplante de los muros. Conforme se realice la excavación, y con objeto de mantener su estabilidad, se vaciará en ella lodo bentónico, manteniendo un nivel de 0.8 m abajo del borde superior de la excavación. El lodo deberá satisfacer la especificación del inciso 7.2.

La excavación de los muros deberá hacerse con equipo o maquinaria cuya herramienta de corte sea guiada, con objeto de ofrecer una amplia garantía en su verticalidad, alineamiento e integridad de las paredes de la zanja y que permita alcanzar sin problemas la profundidad media del muro indicada en el proyecto. Por ningún motivo se permitirá que en la excavación se utilice cucharón de almeja libre o cualquier otra herramienta no guiada ya que con este equipo la verticalidad de los muros no se garantiza y se provocan derrumbes durante la excavación.

Es recomendable que la herramienta de excavación debe deslizarse con suavidad, sin chicoteos ni golpes, hincarla sin dejarla que choque o que caiga libremente contra el lodo o contra las paredes de la zanja para evitar desprendimientos o caídos, meterla y sacarla sin brusquedad para evitar efectos de émbolo en el

lodo, cortar firmemente la arcilla hincando la herramienta a presión sin sacudir ni arrancar de súbito.

Las excavaciones de las zanjas se harán en forma alterada, es decir no deberán excavarse tableros contiguos en forma simultánea. Asimismo no se excavará ningún tablero hasta que el concreto del contiguo -- haya alcanzado su fraguado inicial.

La longitud de las zanjas excavadas que alojarán -- los muros del cajón se indicará en cada caso en los planos estructurales correspondientes a cada subtramo, pero en ningún caso excederá de 8.00 m.

La profundidad de la excavación de las zanjas será -- la indicada en el proyecto para cada caso particular.

Durante la excavación deberá efectuarse un control de las propiedades del lodo bentonítico, este control -- consistirá en efectuar las pruebas necesarias para -- confirmar que dichas propiedades cumplan con los límites especificados. Se llevarán a cabo cuando menos dos pruebas de lodo por cada tablero, la primera al vaciar el lodo en la zanja antes de iniciar la excavación y la segunda inmediatamente antes de introducir la parrilla de refuerzo. Si los resultados de -- las pruebas del lodo indican que no se cumplen con -- algunas de las propiedades especificadas, el lodo de

berá recircularse desde la zanja hasta la batería de los hidrociclones desarenadores. Es conveniente que en caso de ser necesaria esta recirculación se cuente con las instalaciones necesarias (toma y descarga) para mantener un funcionamiento continuo la batería de hidrociclones durante todo el proceso de recirculación.

Todo lodo de primer uso que se utilice en las zanjas de excavación deberá tener un período de reposo mínimo de 18 hrs.

En caso de que el lodo se suministre por medio de pipas, el lodo contaminado deberá sustituirse por lodo nuevo conservando siempre el nivel del lodo dentro de la zanja a 80 centímetros abajo del borde superior de la excavación.

Por ningún motivo deberá permitirse abatir el nivel del lodo antes mencionado, debido a que se producen succiones y gradientes en el manto freático que favorecieran la desintegración y el derrumbe de las paredes. Un mismo lodo podrá utilizarse las veces que determine el laboratorio de control y que, en todo caso, serán las que permitan que el lodo cumpla con todas sus especificaciones. Después de ello se desechará el lodo.

Deberán preverse las instalaciones de preparación y regeneración de lodos y la capacidad de almacenamiento suficiente para cubrir ampliamente las necesidades diarias de la obra: esta amplitud cubrirá un 50% en exceso de volumen de las zanjas por rellenar en el día, para absorber el consumo adicional que se tenga por fugas o pérdidas de lodo a través de las fisuras y grietas en las arcillas, o de los poros en los materiales permeables.

Cuando las fugas se noten extraordinarias podrá usarse aserrín en el lodo para rellenar las grietas. El aserrín deberá añadirse en los recipientes de mezclado y no después, para evitar que se formen grumos.

Cuando se perciba cualquier fuga de lodo durante las operaciones de excavación deberán anotarse todas sus características y señalarse de inmediato en la bitácora de la obra. Por ningún motivo se admitirá colar en un tramo donde se hayan percibido fugas y no se hayan tratado adecuadamente hasta asegurarse de que hayan desaparecido.

No se permitirá dejar una zanja totalmente excavada y además con lodo por mucho tiempo, por lo que no deberá pasar más de veinticuatro horas entre el ini

cio de la excavación de un tablero y el inicio de su colado.

Asimismo, no deben transcurrir más de seis horas entre el momento que se alcance la máxima profundidad de excavación y el inicio del colado.

En vista de que la herramienta de excavación de la zanja es curva, la profundidad de la excavación -- deberá llevarse a la que indica el proyecto en cada caso más 20 centímetros.

Terminada la excavación, deberá procederse a la -- limpieza del azolve del fondo, utilizando un tubo eyector que se pasará por todo el piso de la zanja. Otra alternativa consiste en la recolección del -- azolve con la almeja.

Cuando se haya concluido la excavación, verificado su profundidad así como las propiedades del todo, se procederá a introducir las juntas metálicas y -- la patrilla de refuerzo.

Las juntas son tubos metálicos huecos de forma -- semicircular que en una de sus caras tienen la forma macho o hembra y que contienen una banda de PVC integrada. Una parte de esta banda queda ahogada en el momento del colado y la otra parte queda li-

bre en el interior del tubo para ahogarse durante el colado del muro contiguo.

La cara de la junta que quedará en contacto con el concreto deberá aplicársele una película de grasa o de un desencofrante constituido por una resina epóxica (primer de compound) o poliéster de un milímetro de espesor para facilitar su extracción posterior.

En el interior del tubo - junta no deberá introducirse el concreto, por lo que deberá tener sus extremos cerrados y en su parte inferior tendrá una caja metálica que se hincará y asentará firmemente en el fondo de la zanja para evitar que se mueva o deforme durante el colado. Dicha junta deberá lastrarse para evitar su flotación.

Una vez instaladas las juntas se procederá de inmediato a introducir la parrilla de armado dentro de la zanja ademada con lodo. Las parrillas irán contraventeadas con rigidizadores como se indica en los planos de armado correspondientes y se harán descender por su propio peso, por medio de una grúa, tomando las debidas precauciones con respecto a la verticalidad, el alineamiento y la profundidad.

Para evitar la tendencia a la flotación de la parrilla de armado y garantizar que permanezca en su lugar, se empujará durante su descenso y una vez colocada en su lugar se instalarán dos gatos en la superficie apoyados contra el brocal que impida que la parrilla se mueva durante el colado.

Estos gatos se retirarán hasta que se haya terminado el colado. Es muy importante verificar cuidadosamente que la parrilla a pesar de la tendencia de flotación ha quedado en su lugar, y por ningún motivo se permitirá el colado del muro con la parrilla flotando o fuera de su lugar.

El tiempo máximo que transcurra entre el momento de introducción de la parrilla en la zanja y el colado de la misma será de cuatro horas, períodos mayores favorecen la formación del CAKE y reducen la adherencia concreto-acero, por esta razón el colado del muro deberá iniciarse inmediatamente después de introducida la parrilla de armado, ya que no es conveniente sacar y meter nuevamente la parrilla de la zanja pues en cada operación se pueden producir caídos indeseables que afecten la estabilidad de la zanja.

Con el objeto de garantizar el recubrimiento de los muros, las parrillas de armado deberán habilitarse con roles de concreto de 5" de diámetro que irán fija

dos al acero principal de la parrilla por medio de varillas de 3/4" localizadas en ambas caras de la parrilla y tres niveles equidistantes en el sentido. - Cada una de las varillas llevará cuatro roles ubicados también equidistantes en el sentido horizontal.

Asimismo, será necesario dejar dentro de la parrilla espacios libres de 60 x 60 cm con varillas verticales de guía para el paso de las trompas de colado. - Para impedir el paso de concreto en la zona de unión posterior con la losa de piso, se hará una caja de 1.25 m de altura y 15 m de espesor, a lo largo de la parrilla, con espuma de plástico amarrada con tela de gallinero. Debe cuidarse, en el descenso y la localización de la parrilla, que la caja no se deforme, para no perder la posición y el anclaje previsto.

Después de colocada, centrada y nivelada la parrilla se introducirán, las trompas de colado, por tramos. - Los coples de unión de cada tramo de las trompas deben ser perfectamente herméticos para impedir que la succión de la columna de concreto, al bajar, chupe aire o lodo del exterior. Cada tramo será de no más de 2 m de largo y tendrá un diámetro no menor de 30 cm. Al tramo que sobresale en la superficie se le conecta un embudo o una tolva. La boca de esta tolva debe quedar a una altura conveniente para que se -

puede descargar directamente el concreto desde las ollas revolventoras. Todo el conjunto se subirá durante el colado por lo tanto deberá contarse con el equipo necesario para efectuar estos movimientos. Los tramos de tubo deberán ser lo suficientemente fuerte y pesado para soportar el manejo.

El extremo inferior de la trompa, o boca de descarga, debe quedar apoyado en el fondo de la zanja antes de iniciar el colado.

Una vez introducidas la trompas de colado se colocará entre la tolva y el tubo un tapón constituido por un balón de latex, el cual descargará obligado por el peso del concreto vaciando evitando en esta forma la segregación y contaminación del concreto.

En esta forma se evita la descarga de concreto con mucha energía, que puede dar lugar a la mezcla del concreto con el lodo. Para iniciar el flujo de concreto la trompa deberá levantarse una distancia de 30 cm de fondo a la zanja.

El concreto debe ser suficientemente fluido (ver revestimiento máximo en las Especificaciones de Concreto) para que sin necesidad de vibrarlo penetre y se distribuya uniformemente por todo el tablero. La

boca de descarga de la trompa de colado no debe quedar nunca ahogada a menos de 1.50 m en el concreto que se esté colando. Para ayudar al concreto a fluir al principio, puede desplazarse la trompa verticalmente hacia arriba y hacia abajo vigilando que permanezca siempre suficientemente ahogada en el concreto para que no exista contaminación del lodo con el concreto. A medida que el concreto fluya se agregará más concreto a la tolva, manteniendo la columna a una altura conveniente para regular la rapidez del flujo, en esta forma, el lodo de la zanja será desplazado hacia la superficie por la diferencia de densidad prácticamente sin necesidad de mover la tubería. El impulso que se lleva la primera mezcla al salir por la boca de descarga producirá un efecto de arranque en el fondo del tablero y lo deja limpio de lodo. Con un procedimiento de colado el lodo no se mezclará con el concreto, sino que éste lo llevará siempre por delante hasta rebosar, bien sea a un recipiente colector o bien al tablero vecino. También podrá irse succionando con una bomba de lodos.

El concreto no deberá ser vaciado de golpe dentro de la tolva para lograr un flujo suave y continuo, por lo que no deberán tenerse recesos o suspensiones mayores de 15 minutos.

Es necesario llevar un riguroso control de colado en forma permanente la variación del nivel de la superficie del concreto y anotándolo en un registro con -- objeto de poder decidir el retiro oportuno de los tramos de las trompas de colado y programar adecuadamente el suministro de concreto para evitar los resesos.

Dos trompas de colado de la zanja serán suficientes para el colado de 3.50m de longitud, debido a las pendientes que desarrolla el concreto fluido dentro del lodo. Las dos trompas de colado deberán usarse simultáneamente y una vez iniciado el colado no deberá desplazarse dentro del tablero.

Un buen procedimiento de colado representa:

- a) Tener un lodo bajo control que cumpla con todas -- las características especificadas.
- b) Tener un concreto fluido (revenimiento según las especificaciones de concreto.
- c) Dejar la trompa ahogada siempre en el concreto: -- no menos de 1.50 m durante el colado y asegurarse de que los coples de unión de los tramos de la -- trompa sean herméticos, es decir que impidan la -- entrada del lodo hacia el interior.

- d) Hacer un colado continuo que por ningún motivo sea interrumpido más de 15 min.
- e) Evitar todo movimiento brusco de la trompa y todo vibrado y picado, ya que ello favorece la mezcla del lodo con el concreto, dando por resultado quedades o zonas contaminadas de muy baja resistencia en el muro.
- f) Verificar durante el colado del volumen de concreto que entra en el tablero y el volumen de lodo que se desplaza y compararlos con los volúmenes calculados de acuerdo con la geometría del tablero. Si hay diferencias notables puede significar que está habiendo fugas o que hay mezcla del lodo con el concreto.

Estas y otras eventualidades deberán anotarse en bitácora, así como las medidas de emergencia que se hayan tomado para corregir cada caso.

El concreto de muros debe llegar a un nivel 50 cm -- arriba del nivel superior indicado en el proyecto. -- Estos 50 cm en exceso se consideran contaminados y -- que no contribuyen al trabajo estructural del cajón.

Se recomienda agregar al concreto un aditivo retardante, cuya dosificación quedará a criterio de la dirección de la obra.

Debido a que la excavación entre muros se llevará a cabo, aprovechando la rigidez de los muros y su capacidad de trabajo como tablaestacas en el sentido vertical y como losas en el sentido longitudinal, dicha excavación no podrá iniciarse hasta que haya transcurrido por lo menos 14 días de colados los muros (para concreto tipo III) ó 28 días (para concreto I) y hasta que se tengan colados los muros de un lado y otro en una longitud no menor de 8,0 m.

7.5 Especificación para pavimentos

Construido el cajón que alojará el Metro y colocado el relleno que no se construirá sobre éste según la especificación del inciso 7.3 el cual estará constituido por un material seleccionado con valor relativo soporte (CHR) mínimo de 18%, compactado al 90% en la profundidad inferior y al 95% en el último metro de profundidad de su parte superficial, y sobre el cual se colocará el pavimento o el piso, según corresponda la superficie a tránsito de peatones o de vehículos.

En el caso de que la superficie corresponda a un área peatonal el piso correspondiente podrá ser construido directamente sobre el material de relleno, que cubre el cajón del Metro.

Si la superficie va a tener tránsito de vehículos, su pavimento flexible se diseñó empleando las curvas de diseño de Kentucky y fué revisado con los métodos del Instituto del Asfalto y de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, considerando los siguientes parámetros de resistencia de los elementos que lo forman:

. CBR subrasante en terraplén	10%
. CBR material del sub-base	50%
. CBR material de base	80%
. Vida de proyecto	20 años
. EWL (número de repeticiones de la carga equivalente a 5,000 Lb)	200 millones
. Curva de diseño	X

De acuerdo a lo anterior se obtuvo la siguiente sección del pavimento.

. Espesor total del pavimento	45 cm.
. Espesor de sub-base	20 cm
. Espesor de base	15 cm
. Espesor de carpeta	10 cm

Para la construcción del pavimento deberán observarse las siguientes especificaciones:

7.5.1 NIVELES

El nivel hasta el que se llevará el relleno, que se construirá sobre el cajón del Metro, será tal que considerando el espesor del pavimento, la superficie de éste tenga el nivel de proyecto.

7.5.2 MATERIALES

Para construir los pavimentos se requerirán materiales para sub-base, base y carpeta asfáltica.

7.5.2.1 Sub-base

a) Granulometría

La curva granulométrica deberá quedar comprendida entre el límite inferior de la zona I y el superior de la zona J de la figura 62, adoptando una forma semejante a la de las curvas que limitan las zonas y no tener cambios bruscos de pendiente. La relación del porcentaje en peso que pasa la malla No. 200 al que pasa la malla No. 40, no deberá ser superior a 0.65.

b) Contracción lineal, valor cementante, valor relativo de soporte (CBR), tasa

ño máximo y peso volumétrico, serán las siguientes:

	Zonas Granulométricas del material		
	1	2	3
Contracción lineal, %	4.5 máx	3.5 máx	2.5 máx
Valor cementante, - Kg/cm ² .	3.5 máx	2.5 máx	2.5 máx
Valor relativo de agua aporte, %	50 mín	30 mín	50 mín
Tamaño máximo del agregado.	2 1/2" máx	2 1/2" máx	2 1/2" máx
Peso volumétrico seco- máximo.	1700	1700	1700

7.5.2.2 BASE

a) Granulometría

La curva granulométrica deberá quedar comprendida entre el límite interior de la zona 1 y el superior de la zona 2 de la zona 2 de la figura 62, adoptando una forma semejante a la de las curvas que limitan las zonas, y no tener cambios bruscos de pendiente.

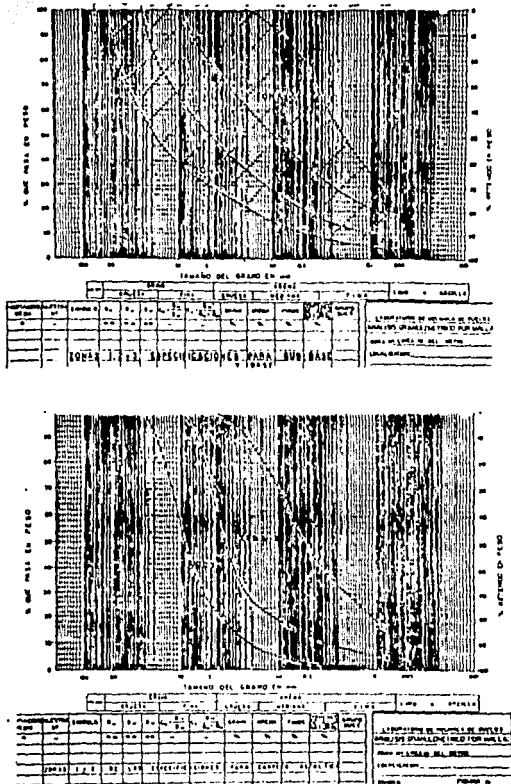


FIG. 62 .-CURVAS GRANULOMETRICAS PARA PAVIMENTOS.

La relación del porcentaje en peso que pasa la malla No. 200 al que pasa la malla No.40, no deberá ser superior a 0.65.

- b) Contracción lineal, valor cementante, valor relativo de soporte (CBR), tamaño máximo y peso volumétrico seco máximo, serán las siguientes:

	Zonas granulométricas del material	
	1	2
Contracción lineal, %	3.5 máx	2.0 máx
Valor cementante, Kg/cm ²	4.5 mín	3.5 mín
Valor relativo de soporte, %	80 mín	80 mín
Tamaño máximo del agregado	1 1/2" máx	1 1/2" máx
Peso volumétrico seco máximo, Kg/m ³ .	1 800 mín	1 800 mín

7.5.2.3 CARPETA ASFALTICA

El contratista deberá proponer la planta de asfalto que suministre la mezcla la cual deberá ser calificada por el Director de la Obra, de acuerdo con las normas marcadas a continuación:

Para construir la carpeta deberá utilizarse concreto asfáltico mezclado en caliente, con las -

siguientes características en prueba Marshall.

• Relación de vacíos	3 - 5%
• Estabilidad	450
• Flujo	2 a 4.5 mm
• Contenido de asfalto	el óptimo + obtenido de la prueba Marshall.

En la mezcla deberá emplearse cemento asfáltico No. 6 con las siguientes características:

• Penetración	80 - 100 grados
• Punto de inflamación	232°C mín
• Ductilidad	100 cm mín
• Solubilidad	99.5 % mín
• Viscosidad	85 mín

La curva granulométrica del agregado pétreo deberá quedar comprendida entre los límites marcados en la figura 62, sin presentar cambios bruscos de pendiente.

Las características físicas del agregado pétreo deberán satisfacer los siguientes valores.

Tamaño máximo	3/4"
Contracción lineal	2.0% máximo
Desgaste "Los Angeles"	40% máximo
Forma de partículas	35% máximo
Equivalente de arena	55% mínimo

Afinidad con el asfalto:

- Desprendimiento por fricción 25% máximo
- Pérdida de estabilidad por -
inmersión en agua. 25% máximo

7.5.3 GRADOS DE COMPACTACION

Los grados de compactación que deberán alcanzarse en las diferentes capas que forman el - pavimento serán los siguientes:

- Sub-base: 95% con respecto a la -
prueba Pórtér estándar.
- Base: 98% con respecto a la -
prueba Pórtér estándar.
- Carpeta asfáltica: 95% con respecto a la -
prueba Marshall.

Para el control de compactación, se recomienda que des de las primeras capas tendidas de cada tipo de material se desarrolle un terraplón de prueba, para definir el número de pasadas óptimo, con el equipo elegido, que sean necesarias para alcanzar el grado de compactación recomendado.

7.5.4 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

7.5.4.1 La subrasante, constituida por la superficie del relleno, que servirá de cimentación al pavimento deberá quedar debidamente afinada y perfilada.

7.5.4.2 A continuación se hará una escarificación a 5 cm de profundidad de la subrasante y se colocará la sub-base.

Para compactar se deberá humedecer y homogenizar el material hasta alcanzar un valor cercano a la humedad óptima ($\pm 2\%$).

7.5.4.3 Colocada la sub-base se hará una escarificación a 5 cm de profundidad de la sub-base y se colocará la base. Para compactar se deberá humedecer y homogenizar el material hasta alcanzar un valor cercano a la humedad óptima ($\pm 2\%$).

7.5.4.4 Terminada la base, se dejará orear por un periodo mínimo de 24 horas, a continuación se barrerá la superficie y se aplicará un riego de - - impregnación con asfalto rebajado tipo FM-0 ó - similar a razón de 1.4 lts/m² conservándose éste por un mínimo de 24 horas, hasta comprobar mediante pruebas de campo de penetración de asfalto a la base.

7.5.4.5 A continuación se aplicará un riego de liga con asfalto tipo FR-3 a razón de 0.6 lts/m², de 2 a 4 hrs. antes del tendido de la carpeta asfáltica.

7.5.4.6 Proviamente al tendido de la mezcla asfáltica - deberá aplicarse encima del riego de liga unas paladas de mezcla, para evitar que el tránsito necesario de construcción levante dicho riego.

Posteriormente y para evitar la segregación, - se tenderá la mezcla con una máquina terminadora (Finisher) en un espesor tal que una vez compacto se obtenga el de proyecto. La velocidad de la máquina terminadora al colocar la mezcla deberá estar comprendida entre 2 y 4 -- km/hrs.

Para obtenerse los espesores de material compacto de proyecto deberán controlarse los espesores - que va dejando la terminadora según las siguientes relaciones:

$$\text{Espesor proyecto} \times 1.3 \text{ (abundamiento)} = \text{Espesor tendido por terminadora.}$$

La temperatura recomendable para el tendido debe de estar comprendida entre 100°C y 130°C, debiendo evitarse éste, cuando la temperatura ambiente sea menor a los 10°C.

7.5.4.7 La mezcla asfáltica deberá compactarse a una temperatura comprendida entre 90°C y 110°C, - siendo la óptima 100°C. La compactación se hará longitudinalmente traslapando a toda rueda, iniciando de la parte baja hacia la parte alta, avanzando de la guardación al centro del arroyo, el equipo recomendado es el siguiente:

- a) Para la compactación inicial deberá emplearse una compactación de rodillos lisos tipo Tandem de 6 a 8 ton con una velocidad que no debe exceder de 5 km/hora para evitar el levantamiento de la mezcla caliente, se traslapará entre pasada y pasada media rueda, con el objeto de darle el acomodado --

inicial al material.

- b) Una vez que la compactadora Tandem deja - huellas apenas perceptibles se procederá a compactar la capa con una compactadora de 3 rodillos lisos y un peso de 12 tons hasta que las huellas de ésta sean muy leves.
- c) La compactación final de la mezcla se dará con una compactadora neumática que borrerá las huellas que deja la máquina de 12 tons, hasta dejar una superficie afinada y adecuada al tránsito de vehículos.

7.5.4.8 Se impermeabilizará la carpeta asfáltica aplicando un sello con cemento como se indica a - continuación:

- a) Una vez compactada y recibida la carpeta asfáltica y que ésta haya adquirido la -- temperatura ambiente y antes de proceder al sello con cemento, deberá barrerse perfectamente la superficie dejándose libre de polvo e impureza.
- b) Posteriormente se distribuirá el cemento Portland en seco sobre la superficie de -

la carpeta a razón de 3.14 kg/m^2 , tallando se energicamente con cepillos de fibra -- contra la superficie, a fin de que penetre en la porosidad de la carpeta asfáltica.

- c) Después se adicionará el agua necesaria -- (1 a 1.5 lts/m , aproximadamente) para -- formar una lechada de consistencia media -- la cual se distribuirá energicamente con -- los mismos cepillos, hasta lograr una supe-- rficie uniforme. En vías en dónde las pen-- dientes sean mayores del 3% deberán tomar-- se las precauciones necesarias al adicionar el agua para evitar escurrimientos y desla-- ves.
- d) Se dejará reposar este helio cuando menos 6 horas para evitar que el tránsito lo le-- vante.

7.5.5 CONTROL DE CALIDAD

7.5.5.1 Materiales de subrasante, base y sub-base

- a) Deberán verificarse las características de los materiales a emplearse en el pavimento, de acuerdo con lo especificado en el espe-- cificado en el inciso 7.5.2.

- b) Para verificar los grados de compactación alcanzados, se llevarán a cabo pruebas en cada capa. Se recomienda hacer una prueba por cada 50 m^3 de material compactado.
- c) Para conocer las variaciones del peso volú métrico seco máximo de los materiales, se recomienda hacer una prueba proctor o pór ter, según se requiera, por cada 500 m^3 de material compactado o cuando cambie el tipo de material.
- d) El material empleado deberá estar exento de materia orgánica y partículas extrañas.

7.5.5.2 Carpeta Asfáltica

- a) Se deberán efectuar las pruebas indicadas en el inciso 7.5.2 a los materiales empleados.
- b) Deberán verificarse las características del concreto asfáltico cada día de tendido, mediante pastillas Marshall.
- c) Se controlará la temperatura de la mezcla asfáltica, de acuerdo con las siguientes recomendaciones:

- . Al salir de la planta 120 a 150°C
- . Al tender 100°C
- . Al compactar 90°C

En general la compactación deberá terminarse a 70°C mínimo.

- d) Posteriormente deberán efectuarse pruebas de compactación y permeabilidad en la carpeta terminada.

7.6 Especificación para la instrumentación de bancos de nivel semi profundo y líneas de colimación.

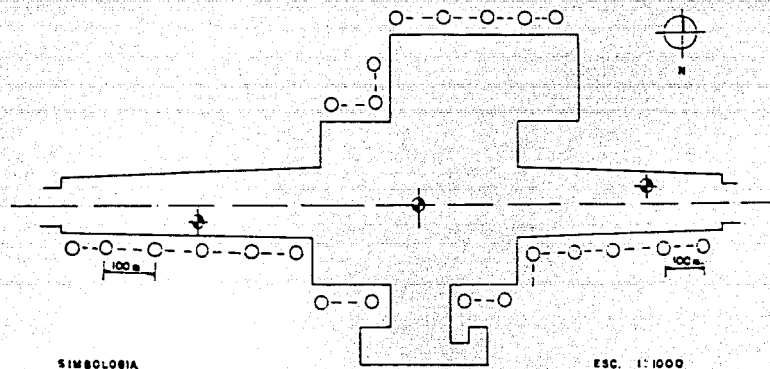
Con objeto de observar los movimientos verticales que pudieran presentar la excavación y la estructura propia de la estación - San Joaquín de la Línea 10 del Metro, deberán instalarse instrumentos de medición capaces de registrar su variación.

El tipo de instrumentación, procedimiento de instalación y frecuencia de lecturas, se detallan a continuación:

7.6.1 Bancos de nivel semiprofundo

Se instalarán 3 bancos de nivel semiprofundo tal como se muestra la figura 63.

La instalación de los bancos de nivel semiprofundos se efectuará



- SIMBOLOGIA
- BANCO DE NIVEL SUPERFICIAL
 - ⊕ BANCO DE NIVEL SEMIPROFUNDO
 - LINEAS DE COLIMACION

FIG. 63.-LOCALIZACION DE BANCOS Y LINEAS DE COLIMACION.



U N A M

INGENIERIA CIVIL TESIS PROFESIONAL

previamente al inicio de la excavación, mediante el siguiente procedimiento:

- a) Se efectuará una perforación de 6" de diámetro hasta 0.6 m bajo lo que será el nivel máximo de excavación.
- b) Se profundizará la excavación en 0.6 m con diámetro de 4".
- c) Se introducirá hasta 0.6 m bajo lo que será el nivel máximo de excavación un ademe de PVC de 4" de diámetro.
- d) Se introducirá hasta alcanzar el fondo de la perforación un tubo de 1" de diámetro cuyo extremo inferior irá ahogado en concreto dentro de un tubo -- Shelby de 3" de diámetro y 0.4 m de longitud.
- e) Se instalará el registro de protección, (ver figura 64).
- f) Los bancos se irán recortando cuidadosamente a medida que avance la excavación, tomando las debidas precauciones para que no sean dañadas por las máquinas excavadoras. La excavación deberá efectuarse a mano en la zona vecina al ademe del banco.

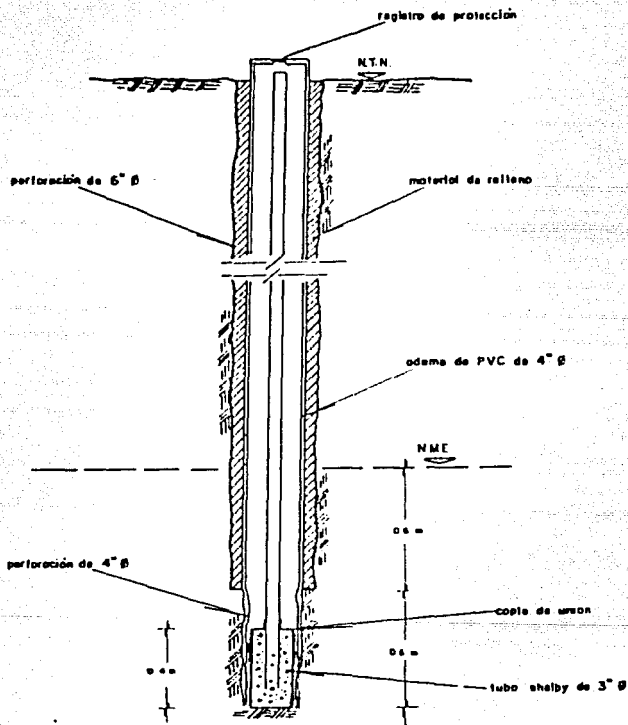


FIG. 64.-BANCO DE NIVEL SEMIPROFUNDO.



U N A M
E. N. E. P. ARAGON

INGENIERIA CIVIL



TESIS PROFESIONAL

Las nivelaciones deberán ser referidas a un banco de nivel superficial instalado fuera del área de influencia de cargas o descargas, el que a su vez estará referenciado a un banco de nivel profundo. (ver figura - 65.)

Los bancos se nivelarán en la forma que se indica en seguida:

- a) Una vez por semana antes de iniciar la excavación.
- b) Cada tercer día durante el proceso de excavación.

Una vez colada la losa de piso correspondiente, se pasará la cota del banco a dicha losa o a los muros, efectuando lecturas con la siguiente periodicidad:

- a) Una vez por semana durante los dos primeros meses.
- b) Quincenalmente entre el segundo y el cuarto mes.
- c) Mensualmente entre el cuarto y el doceavo mes.
- d) Trimestralmente después de un año.

Las nivelaciones que se obtengan mientras la construcción este a cargo del contratista serán entregados a STC para que este organismo continúe con el control de hundimientos.

7.6.2 Línea de colimación

Con el fin de llevar un control de movimientos en la superficie vecina a la excavación que alojará el cajón del

Metro, se instalarán líneas de colimación a 1.0 m del borde de la excavación. Estas líneas estarán compuestas por bancos de nivel superficial tal como lo indica la figura 63.

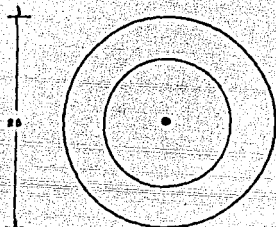
Y los bancos superficiales serán como los que se indican en la figura 65.

Todos los puntos de las líneas de colimación se ubicarán sobre un eje y posteriormente se medirán las posibles deformaciones transversales y verticales que sufrirá cada uno de ellos.

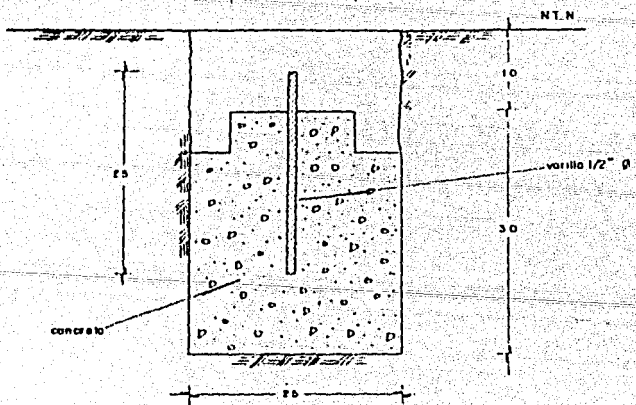
Las lecturas de las líneas de colimación se efectuarán con la siguiente periodicidad:

- a) Cada tercer día durante la excavación
- b) Una vez colada la losa de piso las lecturas se efectuarán una vez por semana y se suspenderán cuando se haya terminado el relleno que se coloca sobre la losa de techo de la estación.

Con los datos obtenidos de las lecturas de los diferentes instrumentos se elaborarán gráficas del comportamiento observado respecto al tiempo. Debiendo anexarse a estas gráficas la historia de la excavación, anotando la fecha y hora de iniciación de la excavación, el momento en que se alcance la máxima profundidad, el colado de la



PLANTA



PERFIL.

dimensiones en cm

FIG. 65.-BANCO DE NIVEL SUPERFICIAL.

	U. N. A. M. UNIVERSIDAD NACIONAL DE NARIÑO
	INGENIERIA CIVIL TESIS PROFESIONAL

Joya de plomo, colado de muros estructurales, etc.

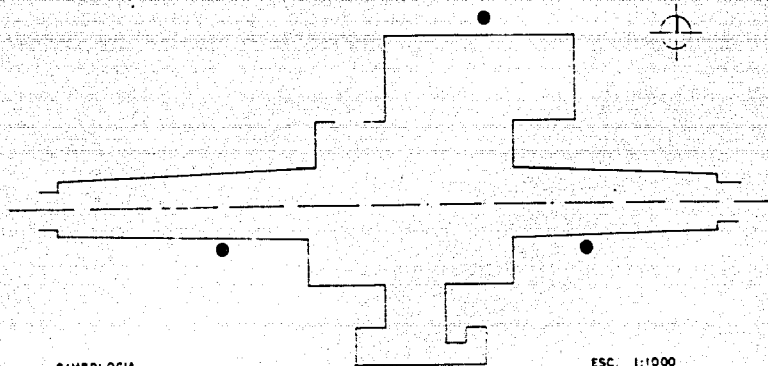
Debe señalarse que las gráficas de las mediciones se llevarán al día.

7.7 Especificación para instrumentación de piezómetros.

Con el objeto de observar las pérdidas de presión hidrostáticas en el subaueño que alojará a la estación San Joaquín de la Línea 10 del Metro, se deberán instrumentarse piezómetros capaces de registrar dicha variación.

El tipo de piezómetro, procedimiento de instalación y frecuencia de lecturas de cada instrumento se describe a continuación:

- Se instalarán 3 piezómetros abiertos tipo casagrande con la ubicación que se muestra en la figura 66.
- Para la instalación de los piezómetros deberá desarrollarse el siguiente procedimiento.
 - a) Se efectuará una perforación de 6" de diámetro hasta 1.0 m sobre el nivel al que se instalará el piezómetro, ademandando con lodo bentonítico.
 - b) Se introducirá hasta el fondo de la perforación un ademe metálico de 4" de diámetro. Se llevará la perforación con agua limpia hasta eliminar el lodo bentonítico.

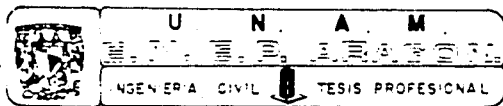


SIMBOLOGIA.

● PIEZOMETROS

ESC. 1:1000

FIG. 66.-UBICACION DE PIEZOMETROS.



- c) Se profundizará la excavación en 1.5 m con diámetro de 4", empleando agua como fluido de perforación.
- d) Se vertirá gravilla dentro de la perforación con un volumen suficiente para llenar 0.5 m del fondo de la perforación.
- e) Se introducirá el piezómetro hasta apoyarlo en la gravilla.
- f) Se vertirá más gravilla con volumen suficiente para cubrir el bulbo del piezómetro 0.8 m sobre el nivel al que se encuentra.
- g) Se formará un sello impermeable de 0.4 m de longitud dejando caer dentro de la perforación bolas de bentonita de 2.0 cms de diámetro, formadas de bentonita con el contenido de agua correspondiente a límite plástico del material.
- h) Se vertirá más gravilla de manera que ésta alcance una altura de 1.0 m sobre el sello de bentonita.
- i) Se extraerá el ademe metálico.
- j) Se rellenará la perforación con arena, como se muestra en la figura 67.

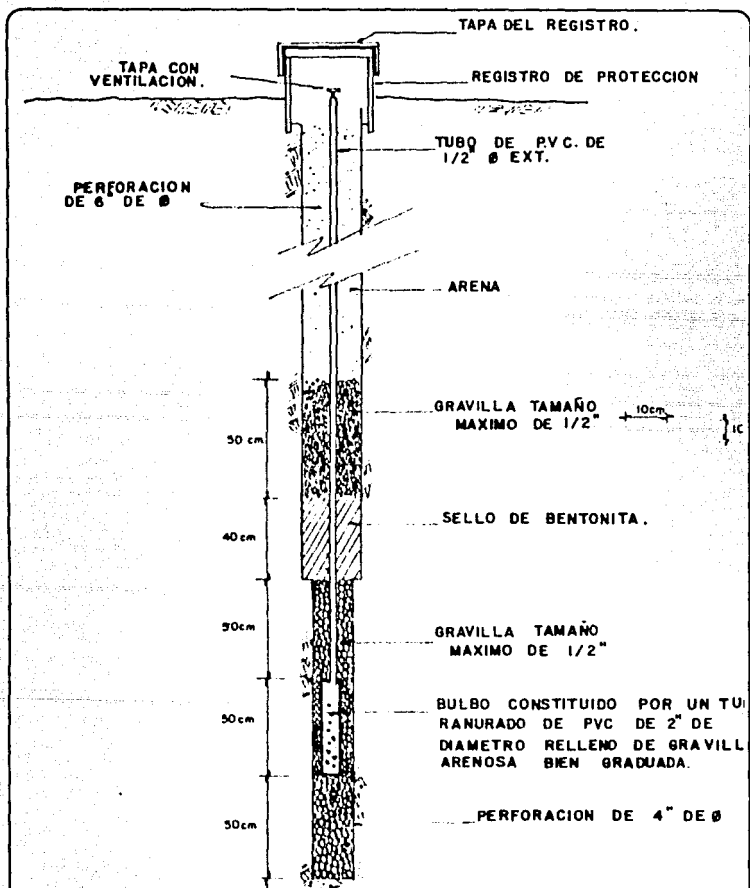


FIG. 67. -INSTRUMENTACION DE PIEZOMETROS.



U. N. A. M.
E. N. I. S. P. ZARAGOZA

INGENIERIA CIVIL TESIS PROFESIONAL

- k) Se instalará el registro de protección.
- l) El ademe de PVC o metálico se irá recortando cuidadosamente a medida que avance la excavación tomando las medidas necesarias para que el piezómetro no sea dañado por las máquinas excavadoras, excavando a mano en la zona del ademe.

Los piezómetros deberán ser medidos durante la excavación cada tercer día hasta que se cuele la losa de piso.

Con los datos obtenidos de las lecturas de los piezómetros se elaborarán gráficas del comportamiento observado respecto al tiempo; debiendo anexarse a estas gráficas la historia de la excavación anotando el momento en que se alcance la máxima profundidad de excavación, colado de losa de piso, etc.

Deberán llevarse las gráficas de las mediciones al día .

7.8 Especificación para instrumentación de inclinómetros

Con objeto de medir los movimientos horizontales inducidos en el sub suelo durante la excavación de la estación San Joaquín se instalaron inclinómetros, que consisten en una perforación vertical en la que se instala un ademe flexible mediante el cual se determinarán los desplazamientos horizontales que se produzcan, introduciendo en él, un instrumento sensible a la inclinación (ver figura 68).

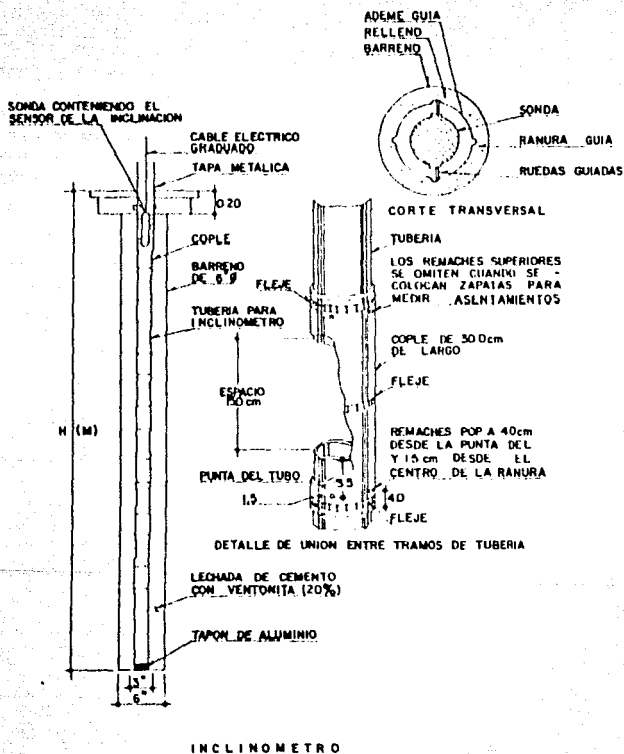



FIG. 68 - INSTRUMENTACION DE INCLINOMETROS

	<p>U. N. A. M.</p> <p>E. N. E. P. ARAUCO</p>
<p>INGENIERIA CIVIL</p>	<p>TESIS PROFESIONAL</p>

Dado que las mediciones serán referidas al fondo del ademe, éste deberá presentar cuando menos 6 m dentro del suelo que no va estar sometido a desplazamiento lateral. Es importante para fines de precisión de las observaciones que la instalación original quede tan vertical como sea posible. (ver figura 6H).

Para la instalación del tubo de ademe se seguirá el procedimiento que se indica a continuación:

- a) Se efectuará una perforación de 6" de diámetro hasta 6 m bajo el nivel máximo de excavación.
- b) Se introduce en la perforación un tramo de ademe que llevará un tapon en su extremo inferior, que se sellará con cinta adhesiva y/o pegamento.
- c) Se fija un nuevo tramo de ademe conectado al primero por medio de un cople. las ranuras del ademe deberán ser apropiadamente orientadas en la dirección paralela y perpendicular a la dirección esperada del movimiento del suelo. Dado que cada cople es una posible fuente de filtraciones de lechada o lodo que puede introducirse al ademe y depositarse en las ranuras que, se deben sellar con cinta adhesiva -- y/o pegamento.
- d) Se introduce a la perforación la segunda sección del ademe que previamente fue conectada a la primera mediante un cople.

- e) Si la perforación esta llena de agua o lodo, el ademe deberá llenarse con agua para evitar su flotación.
- f) Repítanse los pasos b) a e) hasta que el ademe se apoye en el fondo de la perforación.
- g) El espacio anular entre la pared de la perforación y el tubo de ademe ranurado se debe rellenar por un gel formado -- por bentonita - agua - cemento.
- h) La boca del inclinómetro se protegerá con un tapón que evite la entrada de materiales extraños.
- i) Superficialmente el inclinómetro deberá protegerse con un registro con candado. Los inclinómetros se medirán en la forma que se indica enseguida:
 - a) Se tomará una lectura inicial base, previamente al inicio de los trabajos de excavación.

Los resultados de estas mediciones deberán reportarse el mismo día que fueron tomadas, a la supervisión de obra:

Con los datos obtenidos de las lecturas hechas se elaborarán - gráficas del comportamiento observado respecto al tiempo. Debiendo anexarse a estas gráficas la historia de la excavación,

el momento en que se alcance la máxima profundidad, el colado de la losa de piso, colado de muros estructurales etc.

Las gráficas de las mediciones se llevarán al día, la ubicación de los inclinómetros queda definida a la mitad del espacio libre entre muros Milán discontinuos anclados tal como se indica en la figura 69.

La construcción de los muros Milán en la zona que la estación - San Joaquín de la Línea 10 del Metro colindará con construcciones, corresponde a las condiciones más críticas de estabilidad de las cimentaciones de las estructuras colindantes, para tener un mayor margen de seguridad en su estabilidad se deberán respetar las siguientes especificaciones:

- a) La zanja que alojará al muro Milán discontinuo inicialmente se excavará a 2 m de profundidad, en tramos de 4 m de longitud máxima, troquelando entre sus paredes conforme se profundiza la excavación.
- b) Se construirá el brocal de concreto, aplicado sobre una malla de material desplegable, de acuerdo a la especificación 7.1, manteniendo el troquelamiento entre las paredes de la zanja.
- c) Una vez que se vaya a continuar la profundización de la zanja con equipo mecánico se llenará la zanja con lodo bentonítico, se retirarán los troqueles y se continuará con -

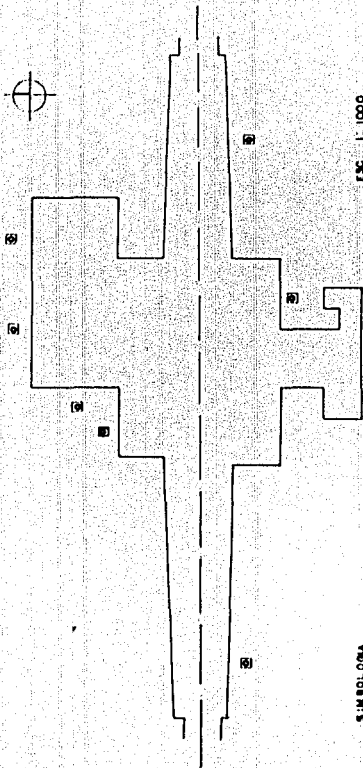
la excavación manteniendo en todo momento la zanja llena de lodo bentonítico.

- d) Una vez que se inicie la excavación de la estación conforme se profundice esta se aplicará concreto lanzado aplicado sobre una malla de metal desplegable anclada al talud, entre los muros Milán discontinuos.
- e) El muro Milán discontinuo deberá ser colado hasta la superficie.

7.9 Tratamientos de construcción a cimentaciones

La excavación que alojará la estación San Joaquín de la Línea 10 del Metro en general se efectuará alejada de edificaciones excepto en el lado sur poniente del acceso sur y las zonas de abocinamiento sur - oriente y poniente de la estación, como se muestra en la fig. 7, donde a 0.5 m mínimo del muro Milán que en esa zona limitará la excavación, existe una construcción de dos niveles, estructurada con muros de carga, a la que supone cimentada mediante zapatas corridas desplazadas a 1 m de profundidad y que aplican una presión de contacto de 5 ton/m².

La condición más crítica de la estabilidad de la cimentación se tendrá durante la excavación del muro Milán, quedando esta ubicada sobre la corona de un talud vertical con las características que se muestran en la figura 70.



SIMBOLO
S INCLINOMETROS

ESC. 1:1000

FIG. 09. UBICACION DE INCLINOMETROS.

UNIVERSIDAD DE NAVARRA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
INGENIERA CIVIL
TESIS PROFESIONAL

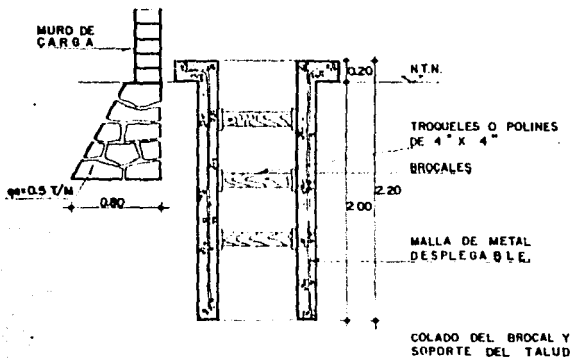
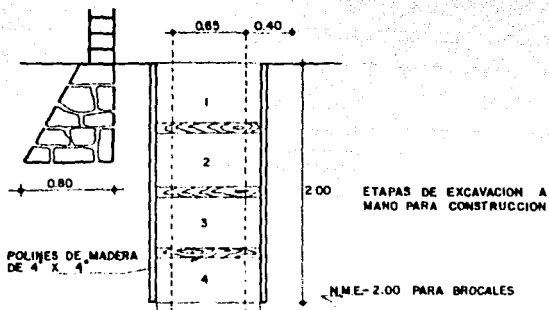
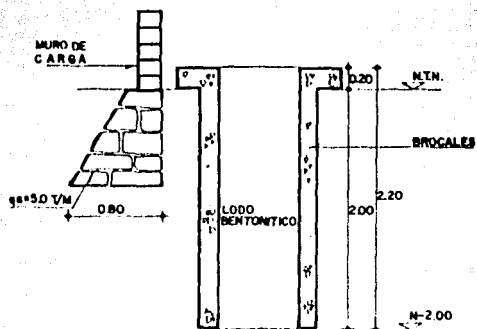
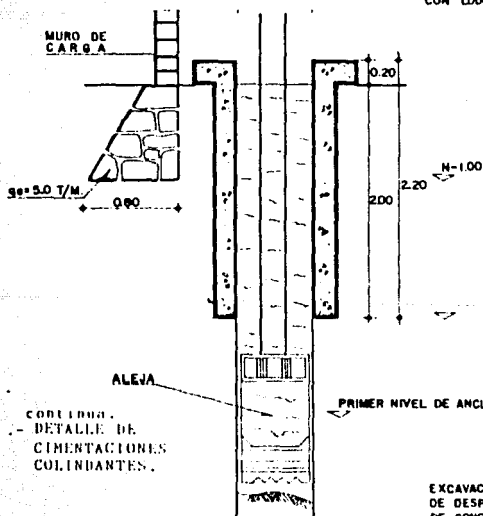


FIG.70 .- DETALLE DE CIMENTACIONES COLINDANTES.



ADEMADO DE BROCALES
CON LODO BENTONITICO



CONTINUA.
FIG.70.- DETALLE DE
CIMENTACIONES
COLINDANTES.

EXCAVACION HASTA NIVEL
DE DESPLANTE DE MUROS
DE CONCRETO DISCONTINUOS



U. N. A. M.
E. N. E. P. ARAGON

INGENIERIA CIVIL TESIS PROFESIONAL

Las características estratigráficas y físicas de los depósitos superficiales del subsuelo, consideradas en los análisis de estabilidad, son las siguientes:

Superficialmente con espesor medio de 1 m se tienen materiales de relleno, subyaciendo a estos con espesor medio de 3.2 m se tienen capas interestratificadas de arcilla - poco limosa con arena fina café, arcilla arenosa con gravas café claro y arcilla limosa con arena fina, con contenido de agua medio de 20%, de resistencia media al esfuerzo cortante de 8 ton/m² entre 1 y 3.5 m de profundidad, y de 2 ton/m² entre 3.5 y 4.0 m, con un peso volumétrico medio de 1.7 ton/m³.

La revisión de la estabilidad de la cimentación, considerando que esta se encuentra sobre la corona de un talud vertical se efectuó aplicando el criterio de Meyerhof que aplica la siguiente expresión:

$$q_n = c N_c q + F_R$$

donde:

q_n : capacidad de carga admisible

c : resistencia al esfuerzo cortante de los materiales de apoyo de la zapata.

F_R : factor de resistencia, igual a 0.35

N_c : factor de capacidad de carga, que es función de

$$N_c = \frac{c \cdot H}{C}$$

s: peso volumétrico

H: altura del talud

Considerando las características del subuelo correspondientes y las condiciones tanto geométricas como de carga indicadas en la figura 53, se obtuvo con una capacidad de carga admisible de 9.5 ton/m^2 que resulta mayor a la presión aplicada por la zapata, por lo que la cimentación colindante tendrá un factor de seguridad admisible en las condiciones más críticas durante el proceso de excavación de la estación.

8. CONCLUSIONES

Es relativamente escasa la experiencia de los sistemas de soporte para muros anclados en México, generalmente las grandes excavaciones efectuadas son retenidas en base a sistemas de troquelamiento o combinados entre troqueles y estructura, debido a la baja resistencia de los suelos, particularmente en zonas de fondo de lago, eliminando la posibilidad de diseñar un sistema de anclaje de muros, lo cual repercutiría en el costo de la obra al tener longitudes extremas o diámetros de gran dimensión, además de ser imprácticos.

En la zona de transición se favorece en gran medida el uso de estos sistemas de soporte; sin embargo, la capacidad estimada para las anclas requiere de dimensiones todavía grandes al presentarse una heterogeneidad de materiales con distintas resistencias, lo que complica en cierta forma el análisis.

La experiencia en zona de lomas es mayor pero la adaptación de los sistemas de anclajes es muy aceptable y solo quedan analizar mediante alternativas comparativas de costos la solución particular contra las soluciones convencionales, adicionando el factor tiempo y facilidad de excavación del núcleo al tener un área libre de elementos de retención que retardan las maniobras de excavación.

La construcción del Metro de la Ciudad de México se aboca en sus primeras etapas a dar un servicio de transporte en la zona centro de la Ciudad que particularmente queda asentada sobre los estratos arcillosos compresibles y cuya solución -

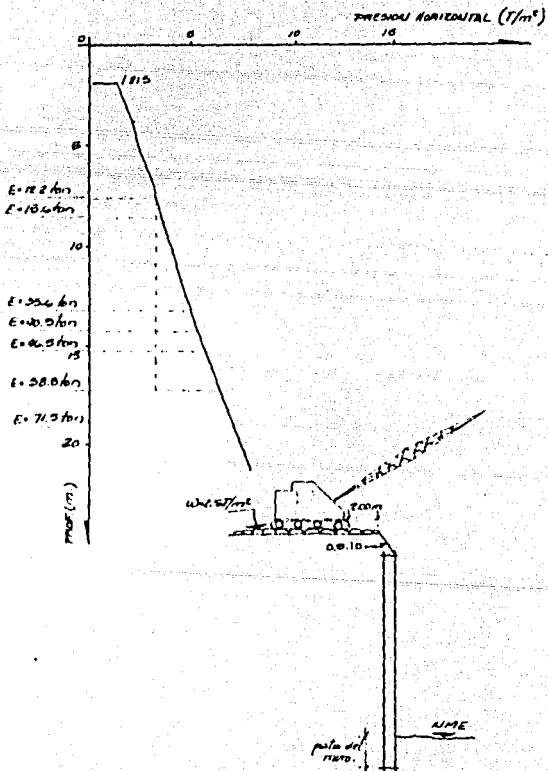
convencional en la realización de un cajón a cielo abierto desplantado a profundidades someras, retenido con troqueles y excavado con draga ubicada al frente del talud de avance de la excavación o lateralmente. Cabe mencionar que la utilización de muros Millán ha sido de gran ayuda para delimitar el área de excavación, controlar los mantos freáticos y contener los empujes en conjunto con un sistema de troquelamiento.

La extensión de las líneas del Metro hacia la zona suroriente de la ciudad en donde se presentan otros tipos de suelos, conlleva a que las soluciones convencionales complatan con soluciones particulares, adaptando las características de resistencia de los suelos a los requerimientos de retención presentándose con éstas soluciones en base a túneles, ya sea con método Austriaco o mediante el uso de escudos, utilizados en fechas recientes.

La solución de las estaciones del Metro mediante excavaciones a cielo abierto presentan ciertas complicaciones para la retención de muros al tener que cubrir grandes claros de ahí la búsqueda por solucionar estas excavaciones en forma particular, como es el caso del presente trabajo, el cual pudiera servir de antecedente para cualquier sistema de retención de muros.

A N E X O .

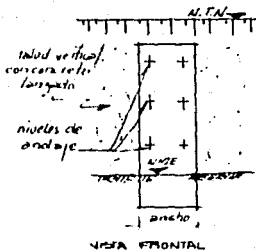
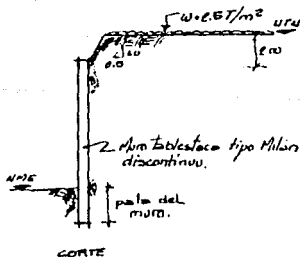
DISTRIBUCION DE PRESIONES HORIZONTALES.



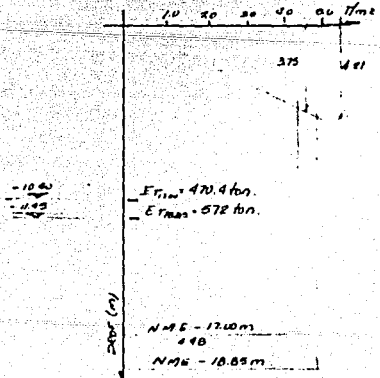
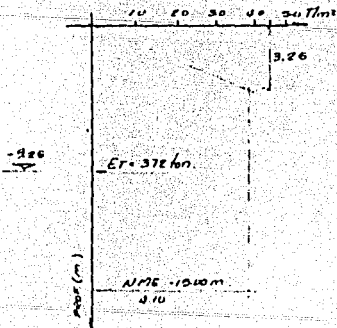
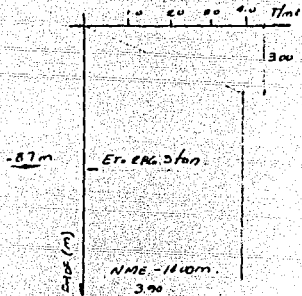
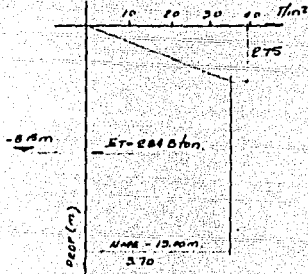
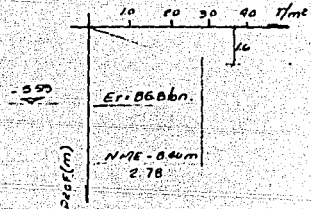
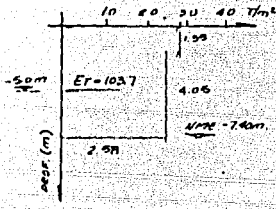
ESTRATIGRAFIA ESTACION SAN JOAQUIN L-10

PARAMETROS DE DISEÑO.

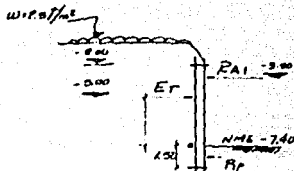
N.T.M.	$\gamma (T/m^3)$	$S (T/m^2)$
	1.4	60
	1.4	600
	1.0	610
	1.7	700
5	1.55	650
	1.4	1100
	1.60	1200
10	1.60	1300
	1.60	1400
	1.60	1500
	1.70	1600
15	1.80	1700
	1.70	1800
	1.80	1900
20	1.80	2000
	1.80	2100
	1.80	2200
	1.80	2300
	1.80	2400
	1.80	2500
	1.80	2600
	1.80	2700
	1.80	2800
	1.80	2900
	1.80	3000



DISTRIBUCION DE EMPUJES (PECK).



ESTABILIDAD DE MUROS ANCLADOS.



MURO TIPO MT1

$$E_T = 103.7 \text{ ton}$$

$$R_{A1} = ?$$

$$R_p = 2$$

$$R_{p_{\text{máx}}} = 45 \text{ ton.}$$

a sujeta.

$$\Sigma F = 0; 103.7 - 70.25 - R_p$$

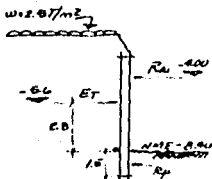
$$R_p = 103.7 - 70.25 = 33.45 \text{ ton} < R_{p_{\text{máx}}} \checkmark$$

$$\Sigma M_o = 0; (103.7 \times 2.4) - (70.25 \times 3.9) + (R_p \times 0.75) = 0$$

$$R_p = \frac{-248.88 + 273.915}{0.75}$$

$$R_p = 33.46 \text{ ton.}$$

$$\therefore 33.46 \approx 33.45 \text{ ton. } \checkmark \text{ o.c.}$$



MURO TIPO MT2

$$E_T = 85.8 \text{ ton}$$

$$R_{A1} = ?$$

$$R_p = ?$$

$$R_{p_{\text{máx}}} = 41.4 \text{ ton.}$$

$$\Sigma F = 0; 85.8 - 59.2 - R_p = 0$$

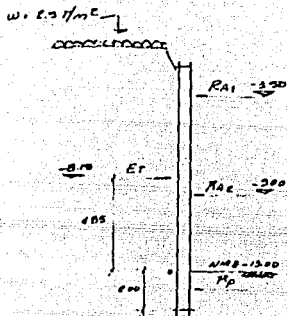
$$R_p = 26.6 \text{ ton.} < R_{p_{\text{máx}}}$$

$$\Sigma M_o = (85.8 \times 2.0) - (59.2 \times 4.4) + (R_p \times 0.75) = 0$$

$$R_p = \frac{-40.28 + 260.48}{0.75}$$

$$R_p = 26.9 \text{ ton.}$$

$$\therefore 26.9 \approx 26.6 \checkmark \text{ o.c.}$$



MURO TIPO MT2

$$E_t = 284.8 \text{ ton.}$$

$$R_{A1} = ?$$

$$R_{A2} = 100 \text{ ton (superior)}$$

$$R_{p \text{ m\u00e1x}} = 80 \text{ ton.}$$

$$\Sigma F = 0; 284.8 - 100 - 111 - R_p = 0$$

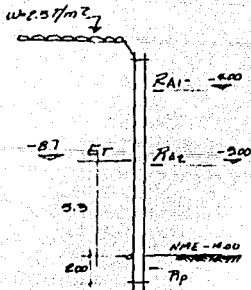
$$R_p = 284.8 - 211 = 73.8 \text{ ton} < R_{p \text{ m\u00e1x}}$$

$$\Sigma M_0 = 0; (284.8 \times 4.0) - (100 \times 4.0) - (111 \times 9.5) + (R_p \times 1.0) = 0$$

$$R_p = \frac{-1381.28 + 400 + 1058.5}{1.0}$$

$$R_p = 73.22 \text{ ton.}$$

$$\therefore 73.22 \approx 73.8 \text{ V.O.L.}$$



MURO TIPO MT3

$$E_t = 286.3 \text{ ton.}$$

$$R_{A1} = ?$$

$$R_{A2} = ?$$

$$R_{p \text{ m\u00e1x}} = 68 \text{ ton.}$$

$$R_{A1} = 95 \text{ ton}^*$$

$$R_{A2} = 126.45 \text{ ton}$$

* superior

$$\Sigma F = 0; 286.3 - 126.45 - 95 - R_p = 0$$

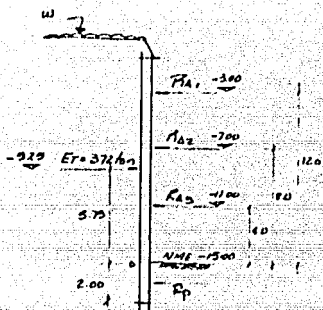
$$R_p = 64.85 \text{ ton} < R_{p \text{ m\u00e1x}} \text{ V.O.L.}$$

$$\Sigma M_0 = 0; (286.3 \times 5.3) - (95 \times 10.0) - (126.45 \times 5) + (R_p \times 1.0) = 0$$

$$R_p = \frac{-1517.39 + 950 + 632.25}{1.0}$$

$$R_p = 64.86 \text{ ton.}$$

$$\therefore 64.86 \approx 64.85 \text{ V.O.L.}$$



MURO TIPO M12 y M17

$$E_r = 372.6 \text{ kn}$$

$$R_{A1} = ?$$

$$R_{A2} = ?$$

$$R_{A3} = ?$$

$$R_{p \text{ máx}} = 70 \text{ ton.}$$

$$R_{A1} = 80.5 \text{ ton}$$

$$R_{A2} = 85.0 \text{ ton}$$

$$R_{A3} = 140.0 \text{ ton}$$

$$\Sigma F = 0; 372.0 - 80.5 - 85 - 140 - R_p = 0$$

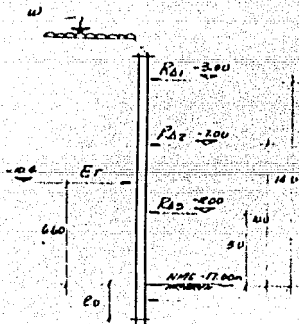
$$R_p = 66.5 \text{ ton.} < R_{p \text{ máx.}}$$

$$\Sigma M_0 = 0; (372 \times 5.75) + (80.5 \times 12.0) + (85 \times 8.0) + (140 \times 4.0) - (R_p \times 1.0) = 0$$

$$R_p = \frac{-2139 + 966 + 680 + 560}{1}$$

$$R_p = 67.0 \text{ ton}$$

$$\therefore 67.0 \approx 66.5 \text{ ton. / o.e.}$$



MURO TIPO M16

$$E_r = 470.6 \text{ kn}$$

$$R_{A1} = ? \rightarrow 105.0 \text{ ton}^*$$

$$R_{A2} = ? \rightarrow 116.4 \text{ ton}^*$$

$$R_{A3} = ? \rightarrow 120.0 \text{ ton}^*$$

$$R_{p \text{ máx}} = 140 \text{ ton.}$$

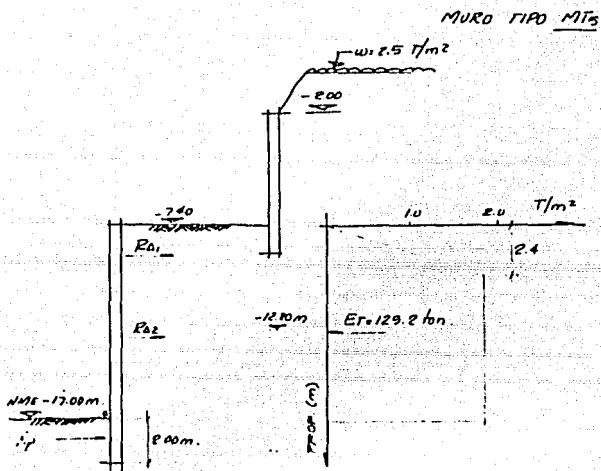
$$\Sigma F = 0; 470.4 - 105 - 116.4 - 120 - R_p = 0$$

$$R_p = 129 \text{ ton.} < R_{p \text{ máx}}$$

$$\Sigma M_0 = 0; (470.4 \times 6.6) - (105.0 \times 14.0) - (116.4 \times 10.0) - (120 \times 5.0) + (R_p \times 1.0) = 0$$

$$R_p = \frac{3108.64 - 1470 - 1164 - 600}{1}$$

$$R_p = 129.36 \text{ ton.}$$



$$E_t = 129.2 \text{ ton} \quad R_{A1} = 48 \text{ ton}^{\uparrow}; \quad R_{A2} = 98 \text{ ton}^{\uparrow}$$

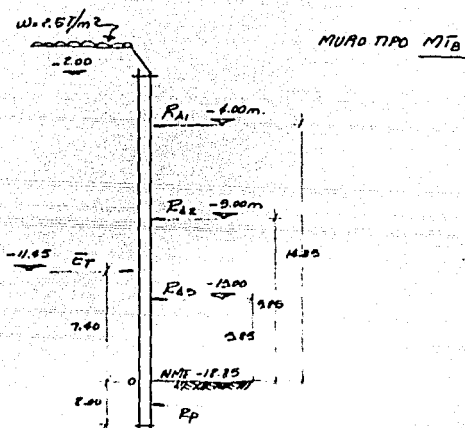
$$R_{p \text{ máx}} = 110 \text{ ton}$$

$$\Sigma F = 0; \quad 129.2 - 48 - 98 - R_p = 0$$

$$R_p = 53.22 \text{ ton} < R_{p \text{ máx}}$$

$$\Sigma M_o = 0; \quad (129.2 \times 4.2) - (48 \times 8) - (98 \times 4) + R_p \times 10 = 0$$

$$R_p = 542.7 - 384 - 192 = \underline{53.27 \text{ ton}} \quad \checkmark \text{ o.c.}$$



$$ET = 572.0 \text{ ton.}$$

$$R_{A1} = ?$$

$$R_{A2} = ?$$

$$R_{A3} = ?$$

$$R_{pmax} = 140 \text{ ton.}$$

$$* \begin{cases} R_{A1} = 140 \text{ ton} \\ R_{A2} = 140 \text{ ton} \\ R_{A3} = 155.8 \text{ ton.} \end{cases} \quad * \text{ supuesto.}$$

$$\Sigma F = 0; \quad 572 - 140 - 140 - 155.8 - R_p = 0$$

$$R_p = 136.2 \text{ ton.}$$

$$\Sigma M_0 = 0; \quad (572 \times 7.4) - (140 \times 13.05) - (140 \times 9.85) - (155.8 \times 5.85) + (R_p \times 1.0) = 0$$

$$R_p = \frac{4232.8 - 2079 - 1379 - 911.43}{1.0} = 136.63 \text{ ton / ut.}$$

CAPACIDAD DE ANCLAJE.

1º NIVEL DE ANCLAJE (-3.50)

$$Cap = [Long. \times S \times FR \times Perimetro \times \cos 20^\circ]$$

$$FR = 0.5$$

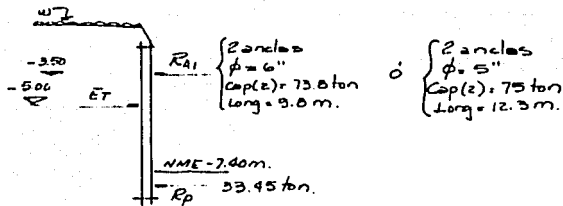
$$Cap = [(19 \times 15) + (1.8 \times 7) + (37 \times 25) + (1.4 \times 60) + (1.5 \times 15)] \times 0.5 \times 0.9782 \times 20^\circ \cos.$$

$$Cap = 36.9 \text{ ton/ancla. (diámetro de la perforación = 6")}$$

$$Cap = [(19 \times 15) + (1.8 \times 7) + (37 \times 25) + (1.4 \times 60) + (4 \times 15)] \times 0.5 \times 0.399 \times 20^\circ \cos.$$

$$Cap = 37.875 \text{ ton/ancla (diámetro de la perforación = 5")}$$

SOLUCION



CAPACIDAD DE ANCLAJE.

MURO TIPO MT1

Capacidad 1º nivel de anclaje.

$$\text{Cap} = [(1.8 \times 7) + (3.7 \times 2.5) + (1.5 \times 6) + (3.7 \times 1.5) + (2.7 \times 1.3) + (1.5 \times 8.0) + (1.4 \times 10.0)] \times 0.5 \times 0.4788 \times 20^\circ \cos$$

$$\text{Cap} = 55.95 \text{ ton/ancla.}$$

Capacidad 2º nivel de anclaje.

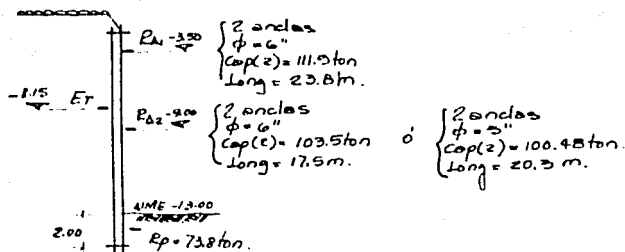
$$\text{Cap} = [(0.5 \times 8) + (1.4 \times 1.0) + (2 \times 8) + (4.8 \times 2) + (1.2 \times 10) + (1 \times 20)] \times 0.5 \times 0.4788 \times 20^\circ \cos.$$

$$\text{Cap} = 51.74 \text{ ton/ancla. (diámetro de la perforación = 6")}$$

$$\text{Cap} = [(0.5 \times 8) + (1.4 \times 1.0) + (2 \times 8) + (4.8 \times 2)] \times 0.5 \times 0.399 \times 20^\circ \cos.$$

$$\text{Cap} = 50.24 \text{ ton/ancla (diámetro de la perforación = 5")}$$

SOLUCION.



MURO TIPO MT₃

Capacidad 1^{er} nivel de anclaje.

$$Cap = [(38 \times 20) + (19 \times 6) + (4.8 \times 10) + (2.8 \times 10)] \times 0.5 \times 0.9728 \times 20^\circ \cos$$

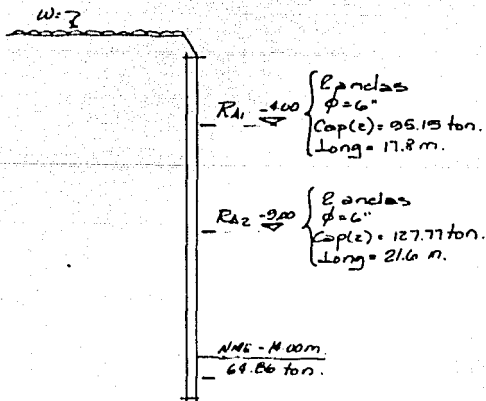
$$Cap = 47.58 \text{ ton/pando.}$$

Capacidad 2^o nivel de anclaje.

$$Cap = [(1 \times 10) + (1.9 \times 8) + (9.7 \times 20) + (1.3 \times 10) + (2.9 \times 20)] \times 0.5 \times 0.9728 \times 20^\circ \cos.$$

$$Cap = 63.89 \text{ T/pando.}$$

SOLUCION



MURO TIPO MT₄ y MT₇

Capacidad 1^{er} nivel de anclaje.

$$Cap = [(1.6 \times 7) + (3.8 \times 25) + (1.9 \times 6) + (0.8 \times 15)] \times 0.5 \times 0.4788 \times 20^\circ \cos.$$

$$Cap = 41.57 \text{ ton/ancla.}$$

Capacidad 2^o nivel de anclaje.

$$Cap = [(2.8 \times 13) + (1.5 \times 8) + (1.3 \times 10) + (2 \times 8) + (5.8 \times 20)] \times 0.5 \times 0.4788 \times 20^\circ \cos.$$

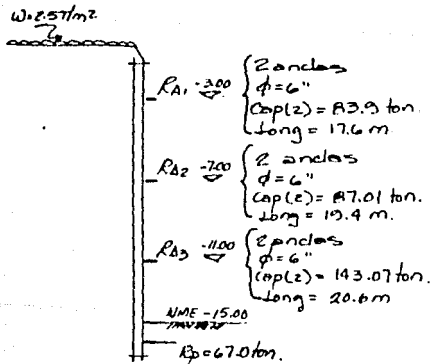
$$Cap = 43.50 \text{ ton/ancla.}$$

Capacidad 3^{er} nivel de anclaje.

$$Cap = [(6.2 \times 20) + (1.6 \times 10) + (6.2 \times 20) + (1.85 \times 40)] \times 0.5 \times 0.4788 \times 20^\circ \cos.$$

$$Cap = 71.53 \text{ ton/ancla.}$$

SOLUCION



MURO TIPO MT5

Capacidad 1^{er} nivel de anclaje.

$$Cap = [(1.8 \times 8) + (3.7 \times 20)] \times 0.5 \times 0.399 \times 20^{\circ} \cos.$$

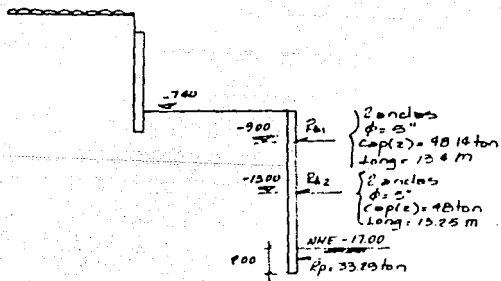
$$Cap = 24.07 \text{ ton/ancla.}$$

Capacidad 2^o nivel de anclaje.

$$Cap = [(1.8 \times 10) + (5.5 \times 20)] \times 0.5 \times 0.399 \times 20^{\circ} \cos.$$

$$Cap = 24 \text{ ton/ancla.}$$

SOLUCION



MURO TIPO M₁₆

Remoción del 1^{er} nivel de anclaje.

$$Cap = [(1.6 \times 7) + (3.8 \times 25) + (1.4 \times 6) + (4.8 \times 15) + (2.8 \times 13) + (1.5 \times 8)] \times 0.5 \times 0.9788 \times 20^\circ \cos$$

$$Cap = 52.86 \text{ ton/ancla.}$$

Capacidad del 2^o nivel de anclaje.

$$Cap = [(2.8 \times 15) + (1.9 \times 8) + (1.3 \times 10) + (2.0 \times 8) + (9.2 \times 20)] \times 0.5 \times 0.9788 \times 20^\circ \cos.$$

$$Cap = 58.80 \text{ ton/ancla.}$$

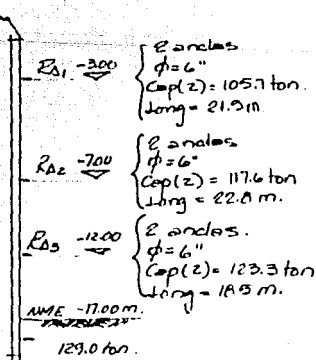
Capacidad del 3^{er} nivel de anclaje.

$$Cap = [(3.7 \times 20) + (1.6 \times 10) + (5.6 \times 20) + (1.8 \times 40)] \times 0.5 \times 0.9788 \times 20^\circ \cos.$$

$$Cap = 61.64 \text{ ton/ancla.}$$

SOLUCION

$$w = 2.57/m^2$$



MURO TIPO MTB

Capacidad 1er nivel de anclaje.

$$Cap = [(2.8 \times 25) + (1.3 \times 6) + (4.7 \times 15) + (2.5 \times 13.0) + (1.5 \times 8) + (1.3 \times 10) + (2.2 \times 8) + (4.5 \times 20)] \times 0.5 \times 0.9788 \times 20^\circ \cos.$$

$$Cap = 71.32 \text{ ton/anclaje.}$$

Capacidad 2º nivel de anclaje

$$Cap = [(2 \times 8.0) + (9.0 \times 20) + (1.7 \times 10) + (4.5 \times 20)] \times 0.5 \times 0.9788 \times 20^\circ \cos.$$

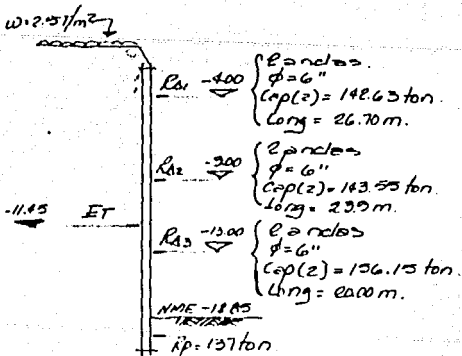
$$Cap = 71.78 \text{ ton/anclaje.}$$

Capacidad 3er nivel de anclaje.

$$Cap = [(1.7 \times 10) + (5.5 \times 20) + (5.5 \times 40)] \times 0.5 \times 0.9788 \times 20^\circ \cos.$$

$$Cap = 78.07 \text{ ton/anclaje.}$$

SOLUCION.



MURO TIPO M19

Capacidad del nivel de anclaje.

$$Cap. = [(1.8 \times 7) + (3.7 \times 25) + (14 \times 6) + (32 \times 15)] \times 0.5 \times 0.399 \times 20^\circ \cos.$$

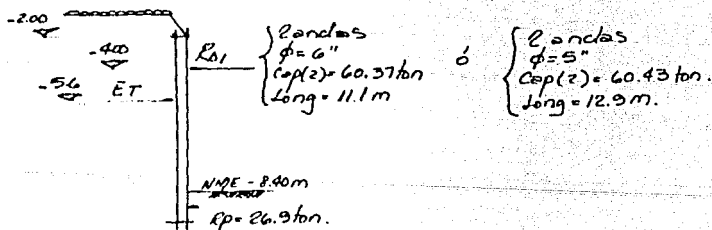
$$Cap = 20.21 \text{ ton/ancla. (diámetro de la perforación = 5")}$$

Capacidad con $\phi = 6''$

$$Cap = [(1.8 \times 7) + (3.7 \times 25) + (14 \times 6) + (14 \times 15)] \times 0.5 \times 0.9788 \times 20^\circ \cos.$$

$$Cap = 30.18 \text{ ton/ancla.}$$

SOLUCION.



B I B L I O G R A F I A.

MECANICA DE SUELOS.

Juárez Ruidillo-Rico Rodríguez.
Editorial Limusa, México D.F.
Tomos 1 y 2 (1981-1982).

MECANICA DE SUELOS.

T. William Lambe y Robert V. Whitman.
Ed. Limusa México D.F. (1981).

EL SUELO DE LA CIUDAD DE MEXICO.

Raúl J. Nassal y Marcos Mazari.
Facultad de Ingeniería U.N.A.M. (1959).

FUNDAMENTOS DE GEOLOGIA FISICA.

L. Don Leet y Sheldon Judson.
Ed. Limusa, México D. F. (1981).

**SISTEMA DE SOPORTE DE EXCAVACIONES SUBTERRANAS
MEDIANTE ARCLAS DE FRICCION.**

Ing. Asturo A. Bello Maldonado.
Geosystems Denver Colorado (1974).

MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES.

Geotecnia, Estructuras de Tierra.
Comisión Federal de Electricidad.

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES.

Instituto de Ingeniería.
U.N.A.M. México D. F. (1976)

CARTA GEOLOGICA DE LA CIUDAD DE MEXICO.

Corne J. Schuchepfer.
Instituto de Geología U.N.A.M.
México D. F. (1968).

REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL D. F..

Ed. Libros Economicos, México D. F.
Por el D. D. F. (1987).

COSTO Y TIEMPO EN EDIFICACION .

Ing. C. Suárez Salazar.
Ed. Limusa, México D. F. (1980).