



# Universidad Nacional Autónoma de México

FACULTAD DE INGENIERIA

283  
39

**ANALISIS DE LA CIMENTACION DEL ENTRONQUE  
INGUARAN - CONSULADO DEL METROPOLITANO DE  
LA CIUDAD DE MEXICO.**

## TESIS PROFESIONAL

Que para obtener el Título de  
**INGENIERO CIVIL**

presenta

**ANTONIO CABRAL REVELES**

MEXICO, D. F.

1983



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**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 esta 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.

## INDICE.

	PAGINA
I. INTRODUCCION.	1
II. DESCRIPCION DEL PROYECTO.	5
III. EXPLORACION DEL SUBSUELO.	7
a) Pruebas de campo.	7
b) Pruebas de laboratorio.	8
IV. ANALISIS DE LA CIMENTACION.	14
1) Analisis de hundimientos.	14
2) Analisis de capacidad de carga.	17
3) Analisis de estabilidad de las excavaciones.	17
V. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO EN GENERAL.	21
VI. CONCLUSIONES.	27

## I Introducción.

La ciudad de México siendo una de las más densamente pobladas en el mundo, ha provocado el crecimiento de la industria, del comercio y de múltiples servicios.

Este desarrollo de la población ha requerido la solución de múltiples servicios, cuya necesidad no aumenta en forma proporcional al propio desarrollo, sino en forma aún más acelerada. Dada la gran extensión del Distrito Federal y su colindancia tan cercana con los municipios del Estado de México, el transporte interno es sin duda, uno de los problemas más graves que sufren sus habitantes; es por ello, que en diferentes épocas se ha tratado de resolver este problema mediante la construcción de viaductos, vías rápidas y el mejoramiento del sistema de transporte masivo.

Es la transportación masiva, sin lugar a dudas, la de mayor importancia y hacia la que se deben de enfocar las diferentes soluciones al problema del transporte. El metro, como parte integrante de un sistema de transportación colectiva, es según la opinión de los expertos, la solución más adecuada y los demás medios de transporte representados por autobuses, tranvías y trolebuses, deberán de servir de apoyo a este sistema.

El plan maestro del metro pretende dotar a los habitantes de la ciudad de una red con 21 líneas en el Distrito Federal y plantea la conveniencia de construir tres más en el Estado de México, de esta manera, la red

tendrá una longitud de 378 Km. con una capacidad de transportación de 24 000 000 de pasajeros por día.

En la primera etapa del metro se construyeron - tres líneas con una longitud de 41.52 Km. que transportaron a 1 300 000 pasajeros diariamente.

Actualmente se construye la segunda etapa, la - cual contempla las siguientes obras:

La ampliación de la línea 3 al norte, desde la estación Tlatelolco hasta los Indios Verdes; la amplia- - ción de la línea 3 al sur, desde la estación Hospital General hasta la estación Zapata; la construcción de la línea 4, desde la estación terminal Martín Carrera al orien- - te de la Villa, hasta la estación terminal provisional -- Santa Anita; la línea 5 desde la terminal Pantitlán, en - los límites con la ciudad Netzahualcoyotl, hasta la estación Instituto Mexicano del Petróleo en la avenida de los Cien Metros y la línea 6 Poniente, desde la terminal El - Rosario, en el noreste de la ciudad, hasta la estación de correspondencia Instituto Mexicano del Petróleo.

Esta segunda etapa en conjunto tendrá un desa- - rrollo de 44.62 Km. de longitud, los que, sumados a la -- primera etapa, dan un total de 86.14 Km. con una capaci- - dad de transportación de 5 000 000 de pasajeros por día.

La figura No. 1 muestra un croquis donde se -- pueden ver en forma gráfica, las obras realizadas en la - primera etapa así como las que se realizarán en la segun- - da etapa.

Durante el proyecto de trazo de las obras del -

del metro mencionadas anteriormente, se prevé que existirían múltiples problemas relacionados con las vialidades; en ciertos casos, la circulación sobre dichas avenidas sólo se suspendería temporalmente, durante el proceso de construcción de los tramos de metro proyectados en forma subterránea o elevada, pero en algunos otros, - donde el metro correrá superficialmente, sería necesaria la construcción de pasos a desnivel. Es así como surge - la necesidad de la construcción del Entronque Inguarán-Consulado, llamado de esta manera, por presentarse en el cruce de la Avenida Inguarán y la Avenida Río Consulado, por donde circularán las líneas 4 y 5 respectivamente.

En este trabajo se presentan los estudios de - Mecánica de Suelos, relacionados con la solución de cimentación adoptada en la construcción del Entronque Inguarán-Consulado.

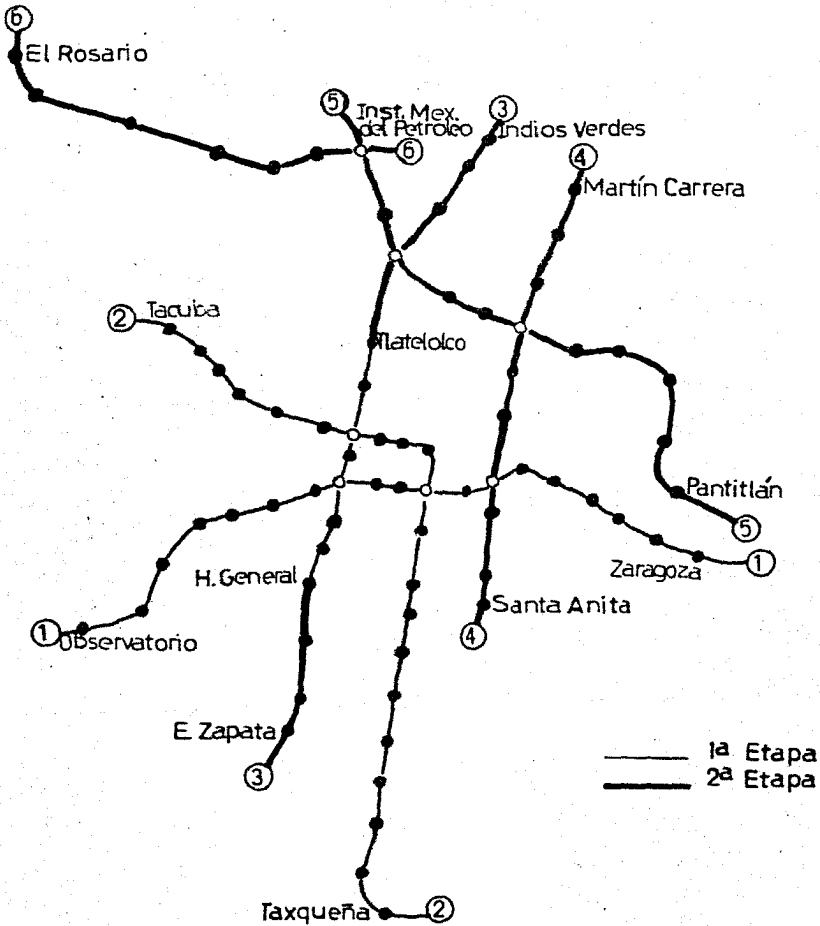
En el capítulo II, se describen las características del proyecto, sus dimensiones generales y la - forma en que el tramo elevado de la línea 4 se integra a la estructura del Entronque.

En el capítulo III, se refieren las características del subsuelo del sitio; se hace una descripción de los trabajos de campo y de las pruebas de laboratorio realizadas para conocer las propiedades índice y mecánicas del subsuelo, propiedades necesarias para - determinar el tipo de cimentación más adecuado del En-- tronque y para estimar el comportamiento durante su cons- trucción y después de la misma.

En el capítulo IV se presenta el análisis de la cimentación, el cual consiste en el cálculo del valor de compensación determinando el peso de la estructura y del volumen de suelo excavado, el cálculo del hundimiento a largo plazo de cada uno de los apoyos que integran la estructura del Entronque y el cálculo de la capacidad de carga del subsuelo; con estos cálculos, se limitaron las presiones transmitidas al subsuelo de tal manera de provocar asentamientos aceptables y que no se exceda la capacidad de carga. También se presenta el análisis de la estabilidad de las excavaciones que alojarán la estructura del Entronque.

El procedimiento constructivo se describe en forma general en el capítulo V, haciendo referencia a la construcción de los muros de contención que se emplearon para efectuar las excavaciones; al sistema de bombeo que se implementó para abatir el nivel de aguas freáticas; al proceso de excavación y apuntalamiento y, por último, a la forma en que se realizó la construcción de la estructura del Entronque.

En el VI y último capítulo, se indican algunas de las conclusiones acerca del comportamiento futuro de la estructura del Entronque, de acuerdo a las características del subsuelo del sitio, de la solución de cimentación adoptada y de los resultados de los análisis efectuados.



Longitud (km)		
líneas	1a Etapa	2a Etapa
1	16.99	
2	18.82	
3	5.71	10.75
4		10.74
5		14.81
6		8.32
Suma	41.52	44.62

Figura No.1



## II Descripción del Proyecto.

El Entronque Inguarán-Consulado, se encuentra en el cruce de las Avenidas Inguarán y Río Consulado, como se puede observar en la figura No. 2. En esta zona inciden en forma elevada la línea 4 del metro y superficialmente la línea 5, la primera circulando sobre la Avenida Inguarán y la segunda sobre la Avenida Río Consulado.

Debido a que la línea 5 corre superficialmente fue necesario proyectar la construcción de un paso subterráneo que permitiera la circulación de la vialidad sobre la Avenida Inguarán.

Según el proyecto vial, dicho paso tendría que estar constituido por dos rampas con un gálibo horizontal libre, de 7.60 m. cada una.

En la solución a este cruce, se manejaron dos alternativas, las cuales se muestran en la figura No. 3 y se describen a continuación:

Solución "A".- De acuerdo a las dimensiones necesarias para la construcción de las zapatas piloteadas que constituyen la cimentación de los apoyos del tramo elevado de la línea 4, se proyectarían las rampas a ambos lados de la misma.

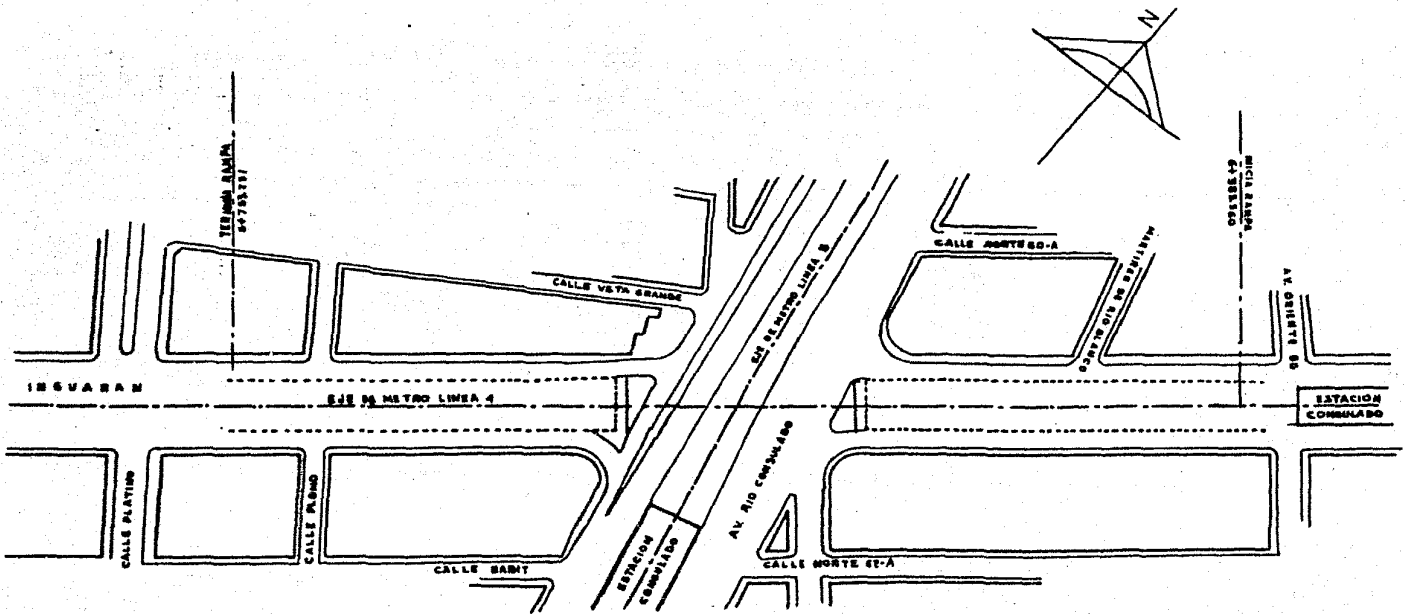
Solución "B".- Utilizando la losa de piso de las rampas como zapata de cimentación de los apoyos de la línea 4.

En la solución "A", aunque las estructuras de la línea 4 y de la vialidad funcionarían en forma independiente, no se consideró adecuada, debido a que se afectarían las construcciones vecinas, ya que las zapatas de este tramo de acuerdo a la magnitud de las cargas que transmitirían los apoyos, variarían entre 11.00 y 14.00 m. de ancho que sumados a los gálibos horizontales de las rampas arrojaría

un ancho total de 34.00 m. aproximadamente.

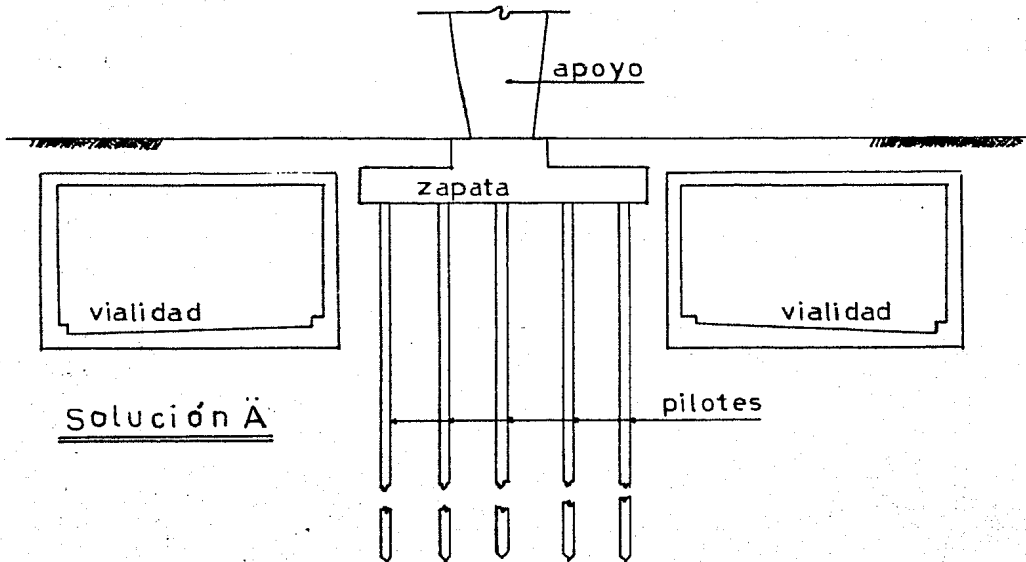
Con el fin de no tener afectaciones, se pensó en utilizar la solución "B", haciendo trabajar ambas estructuras en conjunto; este tipo de solución resultó más adecuado ya que, considerando el proyecto de la vialidad aislada y en función de sus características geométricas, se obtuvo que el peso del volumen excavado resultaba mayor al peso de la estructura, con lo que se presentarían expansiones a largo plazo, según las propiedades del subsuelo del sitio; al utilizar la losa de piso como cimentación de los apoyos de la línea 4, se incrementó el peso de la estructura de la vialidad, resolviendo de esta manera - el problema de las expansiones y además permitió eliminar los pilotes que transmitían las cargas de línea 4, hacia los estratos inferiores.

De esta forma el proyecto vial del entronque se integró a la estructura de la línea 4 del metro, quedando constituida por dos rampas, las cuales se inician en el Km. 6+335.560 y terminan en el Km. 6+753.251, cotenamientos referidos al trazo de la línea 4, con una pendiente máxima de 8.25% y un alfilo horizontal libre de 7.60 m. cada una; estas rampas estarían separadas una distancia de 3.00 m. con el fin de permitir la colocación de las columnas de apoyo del trazo elevado de la línea 4. La distribución de estas columnas, así como las características del entronque mencionadas anteriormente se muestran en las figuras Nos. 4, 5 y 6; la figura No. 5 muestra la sección estructural en la zona del cruce de la vialidad con la línea 5 del metro y la figura 6, la sección estructural fuera del piso.

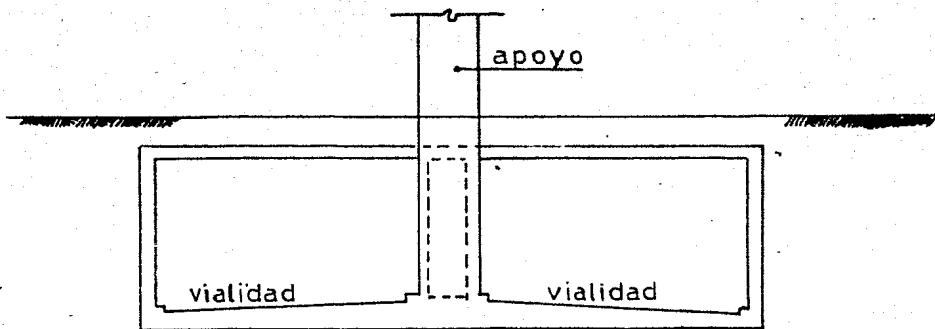


CROQUIS DE LOCALIZACION

Figura Nº2



Solución A



Solución B

Figura N°3

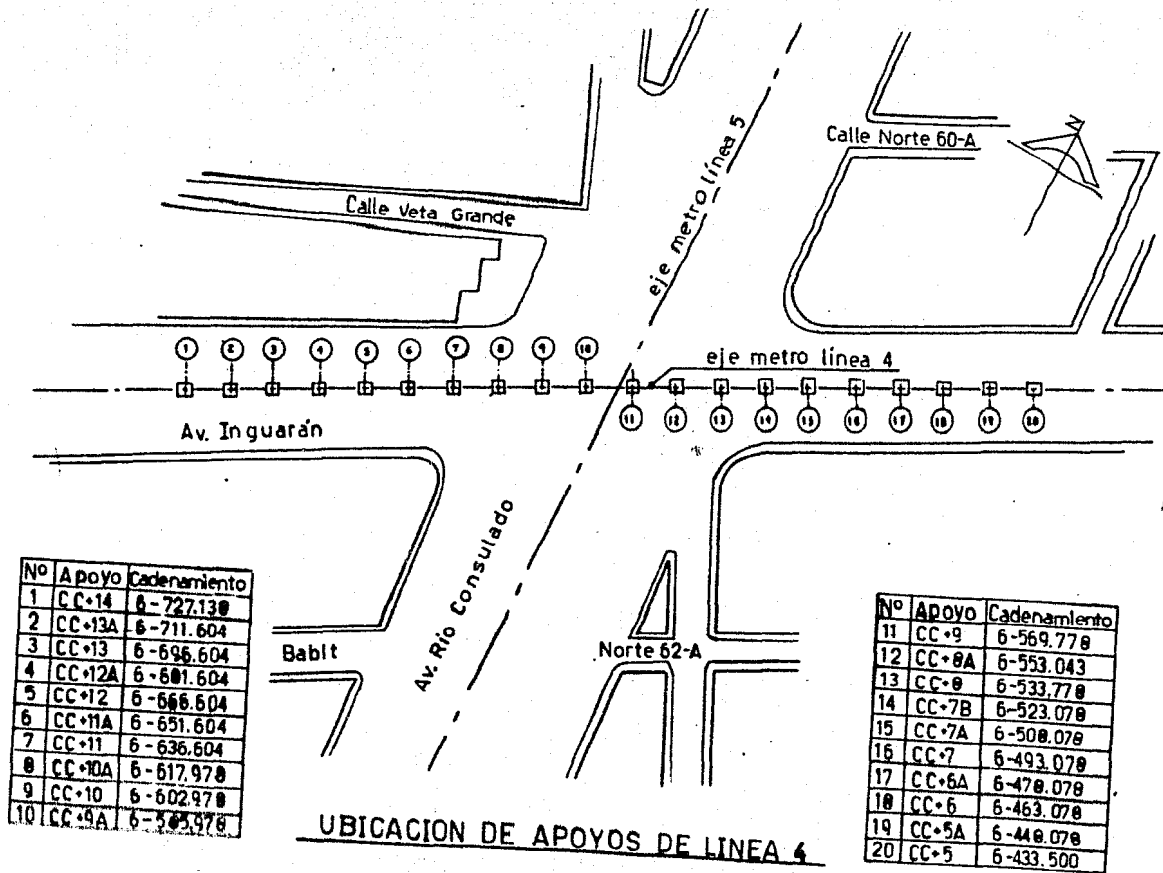
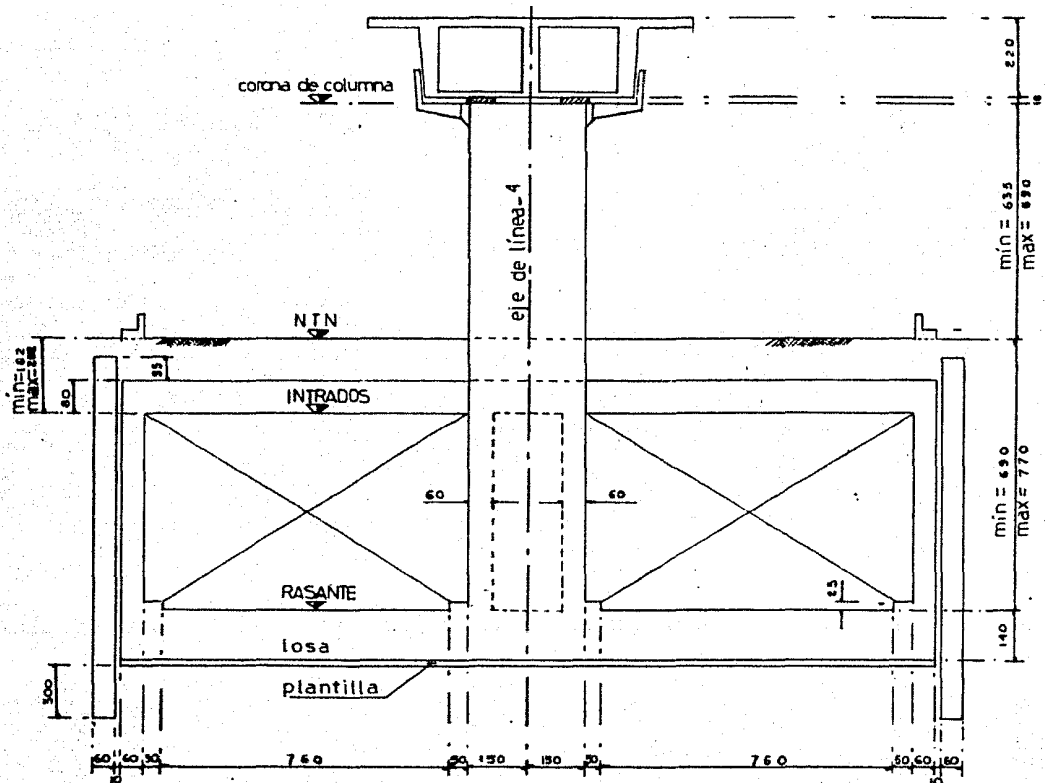


Figura Nº4



**CORTE TRANSVERSAL**  
 (en zona de cruce)

Figura No5

12

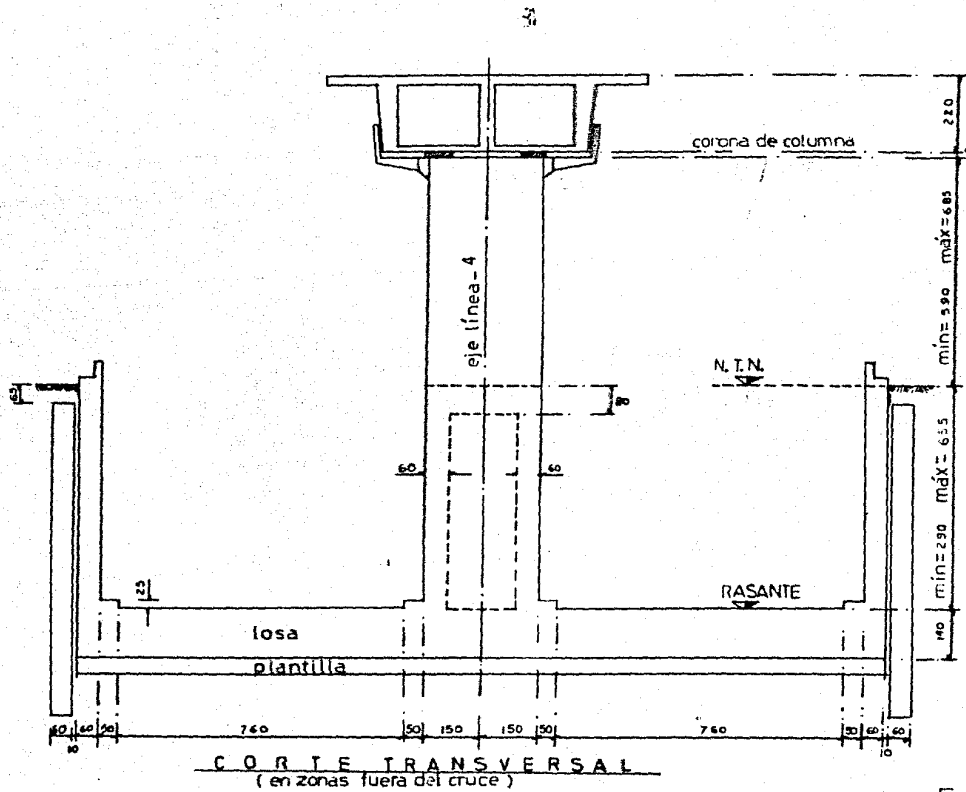


Figura No 6

### III Exploración del subsuelo.

El estudio de la cimentación de la estructura del Entronque, como el de cualquier otro tipo de estructura, requiere del conocimiento adecuado de la estratigrafía y propiedades del subsuelo sobre el cual se desplantará, con el fin de analizar el comportamiento de los diferentes tipos de cimentación y poder elegir el más apropiado. Para lograr dicho conocimiento se realizaron ocho sondeos mixtos, distribuidos a lo largo del Entronque y cuya localización se indica en la figura No. 7.

En cada uno de los sondeos se realizaron pruebas de campo y de laboratorio, las cuales se describen a continuación:

a) Pruebas de campo.- Estos trabajos consistieron en la obtención de muestras alteradas e inalteradas; el muestreo alterado se realizó utilizando el método de Penetración Estándar que consiste en hincar a percusión un tubo muestreador de 5 cm. de diámetro exterior, 3.5 cm de diámetro interior y 60 cm. de longitud, con un martillo de 63.5 Kg. de peso, el cual se deja caer libremente desde una altura de 75 cm. Este método permite estimar, mediante correlaciones empíricas, los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante relacionando la compacidad relativa y el ángulo de fricción interna de las arenas, o el valor de la resistencia en compresión simple de las arcillas, con el número de golpes necesarios para hincar en el subsuelo los 30 cm. centrales del penetrómetro.

El muestreo inalterado se realizó mediante tubos de pared delgada tipo shelby, de 10 cm. de diámetro in



terior y 90 cm. de longitud, cincados a presión para obtener muestras inalteradas de las arcillas del lugar.

Entre las mediciones de campo se incluyen además de la resistencia a la penetración estándar, valores de la resistencia al corte por medio de la veleta (torcómetro), clasificación del material en función de las características de dilatancia (movilidad al agua), tenacidad y resistencia en estado seco.

b) Pruebas de laboratorio.- Con las muestras inalteradas obtenidas por medio del tubo shelby, se efectuaron pruebas de laboratorio con objeto de conocer las propiedades índice y mecánicas del subsuelo.

Para determinar las propiedades índice se realizaron las siguientes pruebas:

- 1) Clasificación, según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).
- 2) Determinación del contenido natural de agua.
- 3) Límites de consistencia, líquido y plástico.
- 4) Peso volumétrico de la masa del suelo.
- 5) Densidad de sólidos.
- 5) Relación de vacíos.

Los parámetros que permiten determinar las propiedades mecánicas del subsuelo, de resistencia al esfuerzo cortante y de compresibilidad, lo constituyen la cohesión, el ángulo de fricción interna, el índice de compresibilidad, el coeficiente de compresibilidad ( $av$ ), el coeficiente de variación volumétrica ( $mv$ ) y el coeficiente de consolidación ( $cv$ ); estos parámetros se determinaron -

mediante las siguientes pruebas:

- 1) Ensayes de compresión simple (qu)
- 2) Pruebas de corte directo.
- 3) Pruebas triaxiales.
  - a) Consolidada rápida (CU)
  - b) No consolidada, no drenada (UU)
- 4) Pruebas de consolidación unidimensional.

De acuerdo a la zonificación estratigráfica de la ciudad de México propuesta por R. Marsal y M. Mazari, la estratigrafía del sitio de la construcción del Entronque Inguarán-Consulado, corresponde a la zona del Lago, caracterizada por espesores grandes de arcilla - compresible. Las formaciones típicas que distinguen al subsuelo de esta zona de Lago, son el "Manto superficial", la "Formación Arcilloso Superior", la "Primera capa resistente o Primera Capa Dura", la "Formación Arcillosa Inferior" y los "Depósitos Profundos".

Con base a la información de campo obtenida de los sondeos y de las pruebas de laboratorio efectuadas, la estratigrafía del sitio donde se ubica la obra, puede definirse en la siguiente forma:

a) Rellenos artificiales.- Constituidos generalmente por materiales de demolición, del tipo limo arenosos y limo arcillosos, con contenidos de agua del orden de 25%, llega a tener 2.00 m. de espesor.

b) Manto superficial.- A partir del 1.25 y - 2.00 m. y hasta una profundidad de 4.50 m. se encuentra

el llamado manto superficial cuya estratigrafía se resume como sigue:

Entre 1.25 y 2.50 m. de profundidad se encuentra un material limo arcilloso, con lentes de arena fina intercaladas, con un contenido de agua natural promedio de 75%.

Entre 2.50 y 4.50 m. de profundidad se encuentra una arcilla limosa; su contenido de agua promedio es de 150%, de las pruebas de laboratorio se obtuvo una cohesión de  $2.20 \text{ Ton/m}^2$ .

El nivel de aguas freáticas se registró en este manto a 2.00 m. de profundidad, según los resultados de la estación piezométrica que se describen posteriormente.

c) Formación arcillosa superior.- Subyaciendo al manto superficial se encuentran depósitos de arcilla volcánica con fósiles, con lentes aisladas de limos arenosos y limos arcillosos; su contenido de agua varía de 200 a 400%, su resistencia a la penetración estandar es nula, (lo que indica que se trata de un material de consistencia muy blanda); los límites de consistencia obtenidos a diferentes profundidades se indican en la tabla siguiente:

Prof. (m)	5.85	12.30	14.10	18.30	19.90	24.30
w (%)	151.0	342.2	224.4	196.0	373.0	451.1
LL (%)	300.0	392.5	255.5	255.0	307.5	401.0
LP (%)	75.0	95.0	63.4	46.5	85.9	91.6
IP (%)	224.0	297.0	192.1	208.3	221.6	309.4
CLASIF.	CH	CH	CH	CH	CH	CH

Según la ubicación de los límites dentro de la carta de plasticidad, se puede concluir que el material de esta formación se clasifica como una arcilla de alta plasticidad.

La resistencia a la compresión simple varía - entre  $0.32 \text{ Kg/cm}^2$  y  $0.60 \text{ Kg/cm}^2$ , lo que da una cohesión de  $1.60 \text{ Ton/m}^2$  a  $3.0 \text{ Ton/m}^2$ . Según los resultados de - las pruebas de consolidación, la formación es altamente compresible. El espesor promedio de esta formación es - de 26.00 m.

d) Primera capa dura.- Bajo la formación arcillosa superior, variando entre 30.0 m. y 35.0 m. de profundidad, se encuentra la primera capa dura, formada - por estratos de limo arenoso con pocos fósiles, el contenido de arena oscila entre 20% y 30% y los contenidos de agua entre 30% y 40%, la resistencia a la penetración estándar es superior a los 60 golpes, lo que indica que la capa es de compacidad media a compacta.

e) Formación arcillosa inferior.- Subyace a la primera capa dura la formación arcillosa inferior, constituida, a semejanza de la superior, por estratos de ar-

cilla de alta plasticidad (CH) con capas de limo y vetas de vidrio volcánico; se observan contenidos de agua entre 125% y 200%. Su resistencia a la compresión simple es superior al de la formación arcillosa superior, pero su compresibilidad es ligeramente menor. Su espesor medio es de 5.0 m.

f) Depósitos profundos.- Finalmente, bajo las formaciones anteriores se encuentran los denominados de depósitos profundos, que se registran a una profundidad media de 41.0 m., estos estratos están formados por material limo arenoso y arenas finas poco limosas, su contenido de agua es bajo y la resistencia a la penetración estándar es superior a los 60 golpes lo que indica una compacidad de alta a muy alta.

La figura No. 8 muestra el perfil estratigráfico de la zona; la figura No. 9 un sondeo tipo donde se pueden apreciar con mayor precisión las características del subsuelo y en la tabla "A" se resumen las propiedades índice y mecánicas del mismo.

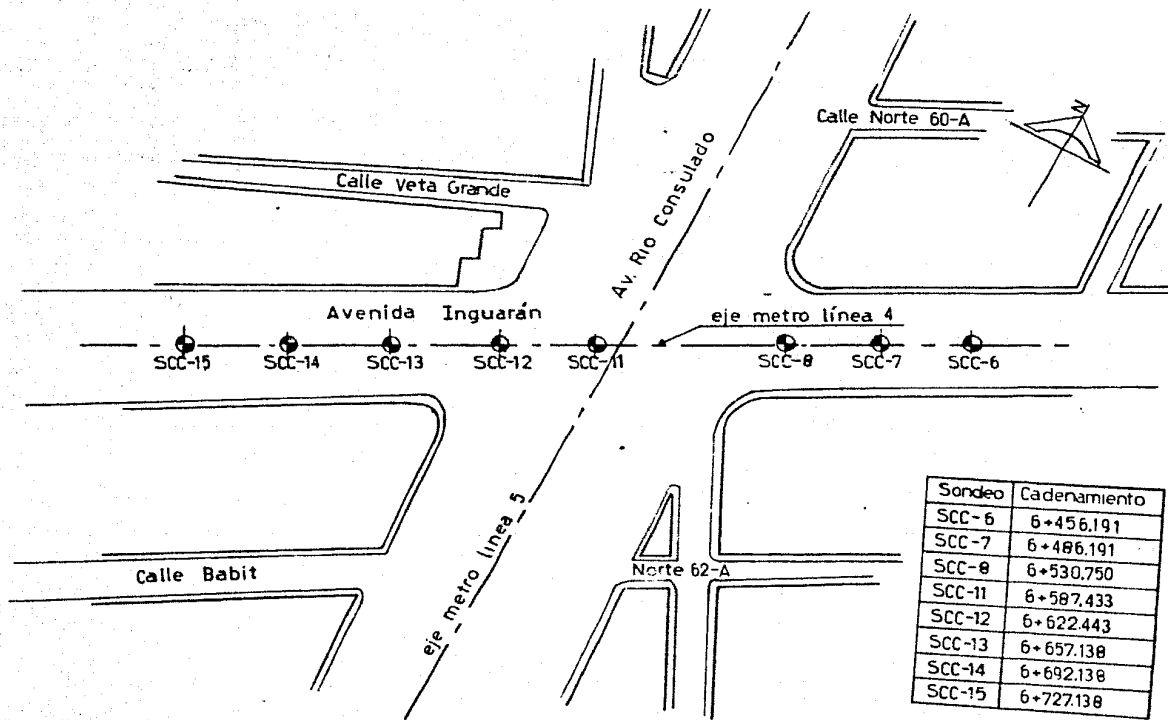
En la calle de Estaño, cercana al sitio de la construcción del Entronque, se cuenta con una estación piezométrica que se instaló para el diseño de la cimentación del tramo elevado de la línea 4. Esta estación está formada por piezómetros abiertos y neumáticos ubicados a diferentes profundidades, los abiertos instalados en estratos friccionantes y los neumáticos en arcillosos.

Las pérdidas de presión hidrostática promedio registradas a las profundidades en que se instalaron los piezómetros, se indican a continuación:

Prof. (m)	10.50	18.00	26.00	23.00	40.50	50.00
Pérdida (Ton/m <sup>2</sup> )	-	-	2.35	8.70	11.50	16.30

Estas pérdidas de presión hidrostática se calcularon a partir del nivel de aguas freáticas registrado en un pozo instalado junto a la estación piezométrica.

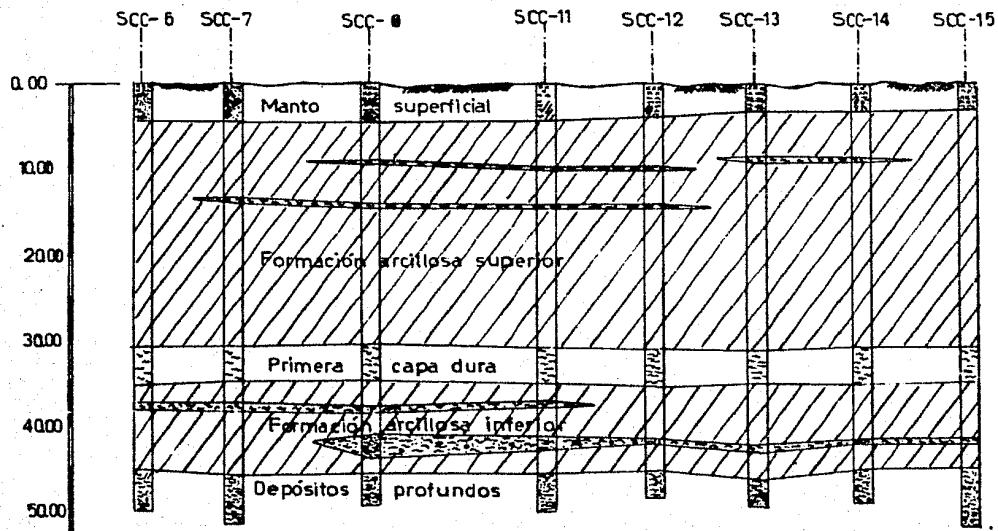
En la figura No. 10 se muestra la gráfica de presiones hidrostáticas considerando las pérdidas de presión registradas.



Sondeo	Cadenamiento
SCC-6	6+456.191
SCC-7	6+486.191
SCC-8	6+530.750
SCC-11	6+587.433
SCC-12	6+622.443
SCC-13	6+657.138
SCC-14	6+692.138
SCC-15	6+727.138

Figura Nº7

1/1



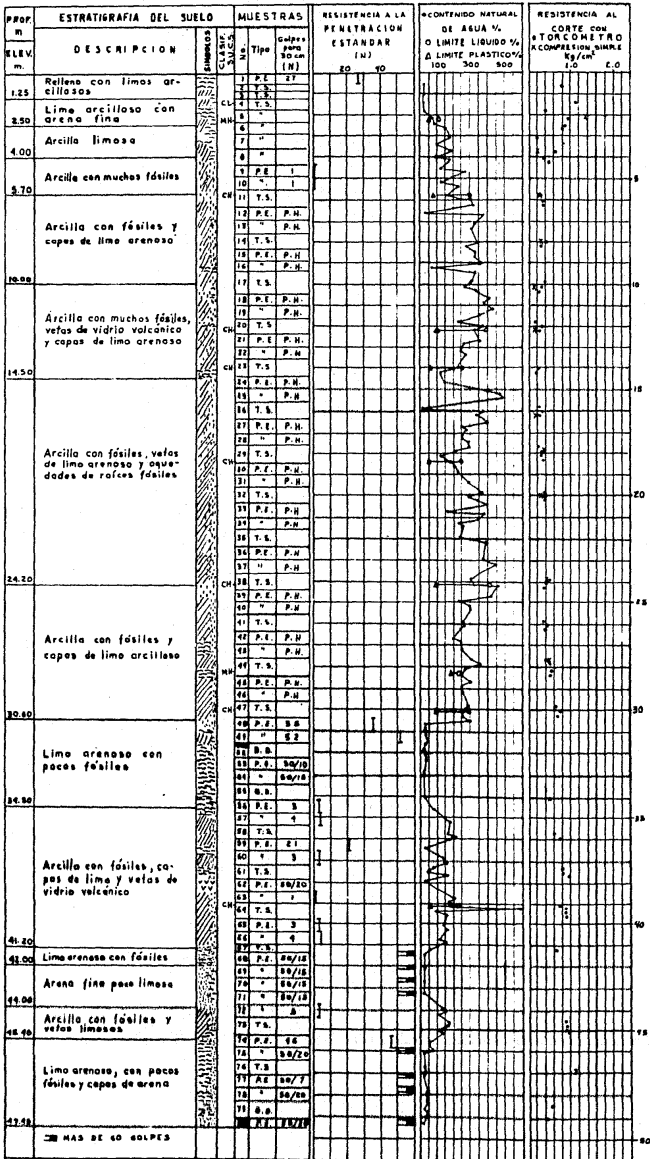
a cot. en metros

Figura N°8



T.S. Tasa Shelby } Muestra Intacta  
 B.D. Berril Dénisen }  
 P.E. Penetración Estándar } Muestra alterada  
 P.H. Pasa Herramienta }

SONDEO CC-8



**SIMBOLOGIA**

REFRA	GRAVA	ARENA
ARCLLA	FÓSILES	
LIMO	VIDRIO VOLCANICO	

Figura Nº 9

fc

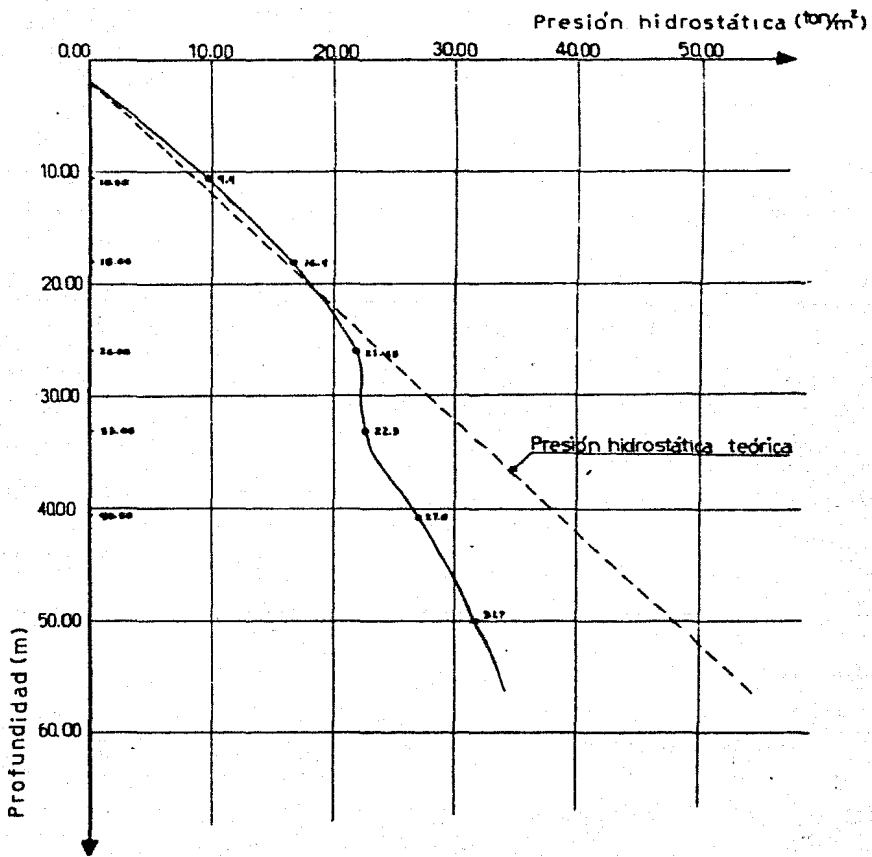


Figura Nº 10

ESTRATIGRAFIA  
SONDEO SCC-8

Estratos (m)	w (%)	m (Ton/m <sup>2</sup> )	c (Ton/m <sup>2</sup> )	Ø
0.00-2.00	25	1.55	0.00	35°
2.00-2.50	75	1.45	4.00	25°
2.50-4.50	150	1.30	2.20	10°
4.50-5.00	200	1.20	2.00	-
6.00-6.75	300	1.16	1.80	-
6.75-10.50	325	1.15	2.00	-
10.50-11.50	400	1.12	1.60	-
11.50-12.75	350	1.14	1.60	-
12.75-14.25	250	1.13	2.80	-
14.25-15.00	125	1.35	0.00	20°
15.00-16.75	400	1.12	1.60	-
16.75-18.00	275	1.17	3.00	-
18.00-18.75	200	1.20	3.25	-
18.75-19.50	250	1.18	3.00	-
19.50-21.25	350	1.14	2.25	-
21.25-22.00	250	1.19	3.00	-
22.00-25.00	400	1.12	2.40	-
25.00-30.75	275	1.17	3.50	-

TABLA "A". ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES. SONDEO TIPO.

#### IV Análisis de la cimentación

El análisis de la cimentación se realizó de tal manera de satisfacer las siguientes dos condiciones básicas de seguridad que rigen el proyecto de cualquier cimentación:

1) No debe sufrir asentamientos o emersiones - más allá de los valores tolerables por la estructura.

2) Tener suficiente seguridad contra falla por resistencia al esfuerzo cortante del subsuelo.

Se revisaron, además, las condiciones de estabilidad durante el proceso de excavación y construcción.

A continuación se describe la forma en que se efectuaron estos análisis:

1) Análisis de hundimientos a largo plazo.

Para valuar los hundimientos a largo plazo que experimentará la estructura, se utilizó la teoría de la consolidación, desarrollada por K. Terzaghi, donde el cálculo del asentamiento  $\Delta H$  de un estrato de suelo compresible de espesor  $H$  se hace con la fórmula:

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1+e_0} H$$

donde:

$\Delta H$ , asentamiento total del estrato considerado.

$\Delta e$ , cambio en la relación de vacíos.

$e_0$ , relación de vacíos inicial.

$H$ , espesor del estrato considerado.

Ya que la masa de suelo en el sitio de interés se encuentra formada por varios estratos compresibles, - el asentamiento total que sufrirá la estructura, será - igual a la suma de los asentamientos de cada estrato.

Para aplicar la fórmula anterior fue necesario realizar los siguientes cálculos:

a) Cálculo de presiones efectivas.

La presión efectiva está definida por la diferencia de presiones entre la total y la hidrostática, -- ( $\bar{p} = p - u$ ). Conociendo los pesos volumétricos de cada uno - de los estratos, los que se presentan en la tabla "A", - determinados ya sea por medio de las pruebas de laboratorio o utilizando las relaciones conocidas entre pesos y - volúmenes, se calculó el valor de la presión total como - la suma de cada uno de estos pesos volumétricos por el - espesor de cada estrato, al nivel considerado; a este valor se le restó el de la presión en el agua para el mismo nivel, dada por los resultados obtenidos en la estación - piezométrica cuya gráfica se indica en la figura No. 10, - con lo que se obtuvo la presión efectiva.

b) Cálculo del incremento de presión producido por la sobrecarga impuesta.

Para determinar la magnitud del incremento de presión que tomará cada uno de los estratos del subsuelo, producido por la construcción de la estructura de la viabilidad y de la superestructura del tramo de la línea 4, se utilizó la distribución de esfuerzos de Boussinesq aplicada mediante la solución gráfica de Newmark. El peso de

la estructura se valuó dividiendo el área total del Entronque de acuerdo a las áreas tributarias de cada uno de los apoyos de la superestructura de la línea 4; el peso correspondiente a cada una de estas áreas quedó definido como la suma del peso de la estructura de la vialidad y el peso transmitido por el apoyo, este último peso fue el resultado del análisis estructural de la superestructura del tramo de la línea 4; al valor del peso de la estructura se le restó el correspondiente al peso del volumen de suelo excavado, con lo que se obtuvo el valor de la carga neta transmitida al subsuelo y la disipación de ésta con la profundidad se determinó haciendo uso de las cartas de Newmark.

Estos análisis se realizaron por tanteos, variando los espesores de losas, muros, plantillas y rellenos, hasta lograr que los hundimientos fueran aceptables.

En la tabla "B" se presenta el resumen de las cargas netas transmitidas al subsuelo.

#### c) Cálculo de asentamientos.

Con los valores de las presiones efectivas y de los incrementos de presiones debidas a la sobrecarga y utilizando las curvas de compresibilidad (curvas  $e - \log \bar{p}$ ) de las pruebas de laboratorio realizadas, se obtuvieron las relaciones de vacíos inicial y final respectivamente, la diferencia entre éstas nos da el cambio en la relación de vacíos y con este valor se tienen todos los términos para aplicar la fórmula y calcular los hundimientos.

Estos análisis se hicieron por tanteos hasta lograr que los hundimientos fueran aceptables; los resultados de los mismos, para cada uno de los apoyos que integran la estructura del entronque, se muestran en la tabla "B".

2) Análisis de la resistencia al esfuerzo cortante del subsuelo o de la capacidad de carga.

Considerando que las cimentaciones de cada uno de los apoyos quedaron desplantadas sobre suelo arcilloso, se aplicó el criterio de Skemton para el cálculo de la capacidad de carga del subsuelo. La expresión correspondiente es:

$$q_a = \frac{c N_c}{FS} + \gamma D_f$$

donde:

$q_a$ , capacidad de carga admisible.

$c$ , cohesión.

$N_c$ , factor de capacidad de carga, función de  $D_f/B$ .

$D_f$ , profundidad de desplante.

$B$ , ancho del cimiento.

$\gamma$ , peso volunétrico.

$FS$ , factor de seguridad.

En la tabla "C" se muestra este análisis.

Análisis de estabilidad de las excavaciones.

Los aspectos más importantes que se consideraron en el análisis de la estabilidad de las excavaciones fueron las siguientes:

a) Estabilidad de las paredes de las excavaciones y protección a colindancias:

Debido a que el entronque se proyectó relativamente cercano a las construcciones vecinas, lo que implica que al efectuar las excavaciones éstas deban realizarse verticalmente por medio de un ademe, el cual en este caso fue a base de muros tablestaca colados en sitio, fue necesario determinar la magnitud y distribución del empuje lateral con el fin de diseñar estos muros así como determinar la carga que soportarían los puntales.

La magnitud y distribución del empuje lateral se calculó utilizando el criterio de Rankine, el cual queda definido por la siguiente expresión:

$$P_a = (\frac{1}{2} \gamma_m H) k_a - 2c\sqrt{k_a}$$

donde:

$P_a$ , presión activa.

$\gamma_m$ , peso volumétrico sumergido.

$H$ , espesor del estrato.

$k_a$ , coeficiente de empuje activo,  $k_a = \tan^2(45^\circ - \phi/2)$ .

$c$ , cohesión.

Con esta expresión se valuó la distribución de presiones efectivas del terreno y el valor total del empuje sobre los elementos de contención haciendo la suma de estas presiones con la distribución de presiones hidrostáticas, pero redistribuidas de acuerdo con un diagrama semejante a la envolvente propuesta por K. Terzaghi y Peck en 1948, para arcillas. Estos diagramas se -



muestran en la figura No.11, los cuales corresponden a la máxima profundidad de excavación:

b) Estabilidad contra falla por el fondo.

Para el cálculo del factor de seguridad contra la falla por el fondo de las excavaciones, se empleó un criterio semejante al problema de la capacidad de carga en suelos puramente cohesivos, el cual queda definido por la siguiente expresión:

$$FS = \frac{c Nc}{\gamma Df}$$

En esta expresión el término "cNc" representa la resistencia del suelo a lo largo de la superficie de falla, en tanto que el término " $\gamma Df$ " representa el esfuerzo al nivel de desplante debido al peso del suelo suprayacente; la resistencia "cNc", se opone al flujo del material hacia el fondo de la excavación a donde tiene que moverse por el efecto de la presión " $\gamma Df$ ".

En la tabla "D" se muestra el cálculo del factor de seguridad contra la falla por el fondo.

c) Expansiones inmediatas.

La expansión inmediata corresponde a la deformación elástica que sufre el subsuelo por la remoción de tierra durante la excavación. El valor de estas deformaciones elásticas se determinaron mediante la siguiente fórmula:

$$e = qB \frac{(1-u^2)}{E} If$$

donde:

e, deformación elástica.

q, descarga uniformemente repartida.

B, ancho de la excavación.

u, módulo de Poisson.

If, factor de influencia.

E, módulo de elasticidad.

La aplicación de esta fórmula para la máxima profundidad de excavación se muestra en la tabla "E".

APOYO	PESO DE VIALIDAD (Ton/m <sup>2</sup> )	PESO SOBRE APOYO (Ton/m <sup>2</sup> )	PESO DE EXCAVACION (Ton/m <sup>2</sup> )	PESO NETO (Ton/m <sup>2</sup> )	HUNDIMIENTO A LARGO PLAZO (cm)
CC-5A	4.135	1.552	4.755	0.942	13.85
CC-6	5.495	1.531	5.120	0.852	14.06
CC-5A	7.013	1.605	7.815	0.809	14.46
CC-7	8.423	1.685	9.335	0.723	11.33
CC-7A	10.001	1.755	11.050	0.705	11.21
CC-7B	10.951	1.960	12.220	0.700	3.72
CC-8	9.609	1.323	10.325	0.742	3.63
CC-8A	10.225	1.595	11.165	0.655	3.34
CC-9	10.527	1.635	11.450	0.713	12.21
CC-9A	10,361	1.651	11.350	0.671	8.73
CC-10	9.723	3.579	11.700	1.607	23.17
CC-10A	9.136	1.313	10.594	0.360	11.25
CC-11	10.509	1.605	11.560	0.554	11.52
CC-11A	9.202	1.675	10.150	0.727	8.72
CC-12	7.302	1.635	8.120	0.817	9.42
CC-12A	5.437	1.575	6.150	0.862	13.39
CC-13	3.256	1.565	3.943	0.879	15.60
CC-13A	2.458	1.501	2.496	1.463	15.09

TABLA "B". RESUMEN DE PESOS NETOS Y DE HUNDIMIENTOS.

APOYO	B (m)	Df (m)	0.7B (m)	COHESION (Ton/m <sup>2</sup> )	Df/B	Nc	Df (Ton/m <sup>2</sup> )	qc (Ton/m <sup>2</sup> )	PESO (Ton/m <sup>2</sup> )
CC-5A	21.40	3.10	14.98	1.97	0.14	6.50	4.75	9.02	5.70
CC-6	22.80	4.15	15.96	2.07	0.18	6.60	6.12	10.67	7.03
CC-6A	22.30	5.60	15.96	2.08	0.25	6.70	7.82	12.47	8.62
CC-7	22.30	7.00	15.96	2.20	0.31	6.30	9.39	14.38	10.11
CC-7A	22.80	8.40	15.96	2.20	0.37	6.95	11.05	16.15	11.75
CC-7B	22.30	9.35	15.96	2.24	0.41	7.00	12.22	17.45	12.92
CC-9	22.80	8.00	15.96	2.20	0.35	6.95	10.33	15.93	11.44
CC-3A	23.00	3.45	16.10	2.20	0.37	6.95	11.17	16.27	11.82
CC-9	23.65	3.75	16.56	2.23	0.37	6.95	11.45	16.62	12.16
CC-9A	24.50	3.70	17.15	2.23	0.36	6.95	11.35	16.52	12.02
CC-10	24.90	8.55	17.43	2.23	0.34	6.90	11.70	16.83	13.31
CC-10A	24.50	8.10	17.15	2.22	0.33	6.90	10.59	15.70	10.95
CC-11	23.70	8.91	16.59	2.25	0.33	6.95	11.56	16.77	12.11
CC-11A	23.00	7.58	16.10	2.18	0.33	6.90	10.15	15.16	10.33
CC-12	22.30	5.33	15.96	2.08	0.26	6.70	8.12	12.77	8.94
CC-12A	22.30	4.23	15.96	2.07	0.19	6.50	6.15	10.70	7.01
CC-13	21.40	2.55	14.93	1.94	0.12	6.40	3.94	3.08	4.82
CC-13A	21.40	2.00	14.93	1.97	0.09	6.30	2.50	6.64	3.95

$$qc = \frac{cN_c}{FS} + Df ; FS = 3$$

TABLA "C". ANALISIS DE CAPACIDAD DE CARGA.

APOYO	COHESION (Ton/m <sup>2</sup> )	Nc	Df (Ton/m <sup>2</sup> )	cNc (Ton/m <sup>2</sup> )	Fb
CC-5A	-	-	-	-	-
CC-6	2.07	6.60	5.12	13.66	2.23
CC-6A	2.08	6.70	7.82	13.94	1.73
CC-7	2.20	6.80	9.39	14.96	1.59
CC-7A	2.20	6.95	11.09	15.29	1.38
CC-7B	2.24	7.00	12.22	15.68	1.28
CC-8	2.20	6.95	10.83	15.29	1.41
CC-8A	2.20	6.95	11.17	15.29	1.37
CC-9	2.23	6.95	11.45	15.50	1.35
CC-9A	2.23	6.95	11.35	15.50	1.37
CC-10	2.23	6.90	11.70	15.39	1.32
CC-10A	2.22	6.90	10.59	15.32	1.45
CC-11	2.25	6.95	11.56	15.64	1.35
CC-11A	2.18	6.90	10.15	15.04	1.48
CC-12	2.08	6.70	8.12	13.94	1.72
CC-12A	2.07	6.60	6.15	13.66	2.22
CC-13	-	-	-	-	-
CC-13A	-	-	-	-	-

TABLA "D". CALCULO DE FALLA POR EL FONDO.

CALCULO DE EXPANSIONES INMEDIATAS.

PROFUNDIDAD MAXIMA DE EXCAVACION = 9.35 m.

APOYO CC-7B

SONDEO CC-8 WAF. = 2.00

$$e = q R \frac{(1 - u^2)}{E} I_f$$

Datos:

$$q = 0.295 \text{ Kg/cm}^2$$

$$R = 1285 \text{ cm.}$$

$$L = 2160 \text{ cm.}$$

$$u = 0.4$$

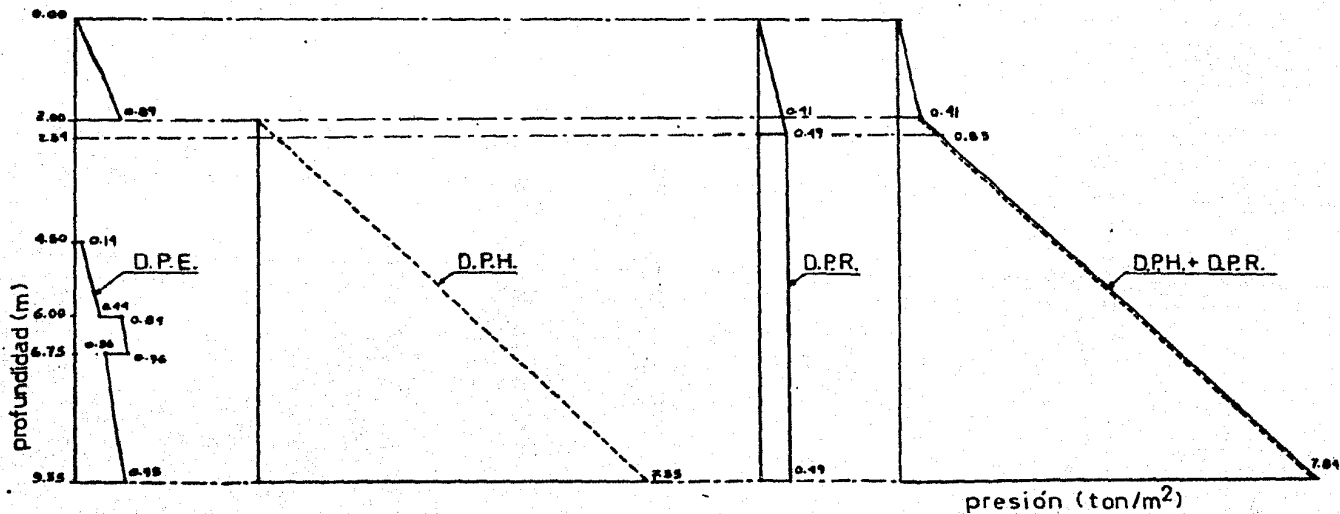
$$E = 60.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Para } L/R = 2160/1285 = 1.63 \quad I_f = 1.40$$

$$e = 0.295 (1285) \frac{(1 - 0.4^2)}{60.0} (1.40)$$

$$e = 7.43 \text{ cm.}$$

TABLA "E". CALCULO DE EXPANSIONES INMEDIATAS.



### DISTRIBUCION DE PRESIONES

SIMBOLOGIA:

DP: distribución de presiones

E: efectivas

H: hidrostáticas

R: redistribuidas

Figura N°11

## V Procedimiento constructivo general.

En este capítulo se describe en forma general el procedimiento de excavación y construcción de la estructura que constituye el Entronque Inguarán-Consulado.

La excavación y construcción de la estructura se realizó a cielo abierto y por etapas; cada etapa de excavación limitada perimetralmente por una estructura de contención constituida por muros de concreto armado colados en sitio (tablestacas), excepto en las etapas - de los extremos de las rampas, donde las excavaciones - se realizaron a cielo abierto limitadas por taludes laterales y de avance.

La excavación y construcción de cada una de las etapas se realizó partiendo de los extremos de las rampas hasta encontrarse en el centro de las mismas, de acuerdo a la secuencia indicada en la figura No. 12.

I) La construcción de la estructura de contención se efectuó de acuerdo al siguiente procedimiento:

a) Construcción de brocales.

Los brocales tienen la finalidad de retener - los rellenos sueltos superficiales y de servir de guía a las herramientas de excavación de los muros de contención. Para construir estos brocales se excavó primero la parte superior de las zanjas donde se alojarán los - muros, hasta una profundidad promedio de 1.50 m.; para colar las ramas verticales o faldones del brocal se colocó la cimbra de tal manera que la de un lado se apo-



yara contra la del otro por medio de puntales; las ramas horizontales de los brocales son pequeñas losas sobre - las cuales se podrán roar las máquinas de excavación y se construyeron con un ancho de 50 cm.

Una vez contruidos los brocales se colocaron compuertas de madera para aislar los tramos de zanja correspondientes a la longitud del tablero de muro que se va a construir; a continuación cada tramo aislado se relleno con lodo bentonítico hasta alcanzar un nivel de 50 cm. abajo del borde superior del brocal, nivel que se - mantuvo durante la excavación y colado del tablero.

b) Excavación de las zanjas, introducción de - las perrillas de armado y colado de los muros de contención.

Aislados los tramos de zanjas que se van a - construir se procedió a la excavación de los mismos hasta el nivel de desplante de los muros por medio de un - cucharón de almeja guiado, con objeto de garantizar el alineamiento y la verticalidad de las paredes de la excavación.

Las excavaciones de las zanjas se hicieron en forma alternada, solamente hasta que el concreto del tablero contiguo hubo alcanzado el fraguado inicial se excavó la zanja intermedia.

Cuando se concluyó la excavación de la zanja - y se verificó la profundidad de la misma, se introdujo - la parrilla de refuerzo haciéndola descender por medio -

de una gufa y tomando las debidas precauciones con respecto a la verticalidad, el alineamiento y la profundidad.

Después de colocada, centrada y nivelada la parrilla se coló el tablero por medio de trompas de colado, el extremo inferior de la trompa, o boca de descarga, siempre se mantuvo ahogada en el concreto para evitar que éste se contaminara. A medida que se fue colando el tablero el lodo bentonítico se fue desalojando hacia el tablero vecino o succionando con una bomba de lodos.

## II) Abatimiento del nivel de aguas freáticas.

Una vez efectuado el colado de los muros de contención y antes de iniciar la excavación de la etapa correspondiente se procedió a abatir el nivel de aguas freáticas, con el fin de controlar las fuerzas de filtración y poder realizar las excavaciones en seco. Para llevar a cabo dicho abatimiento se instalaron pozos de bombeo en cada etapa, según la distribución que se muestra en la figura No. 13 y de acuerdo a lo que se indica a continuación :

a) Se efectuaron perforaciones de 30 cm. de diámetro hasta 4.00 m. por abajo de la profundidad máxima de excavación correspondiente a cada etapa, utilizando una broca tricónica; con el fin de evitar que las paredes de las mismas se cerraran, se llenaron de agua hasta revosar.

b) Realizadas las perforaciones se ademaron - utilizando tubos de fierro de 4" de diámetro; los cuales se ranuraron con el fin de que el agua penetrara - libremente en su interior.

c) Entre las paredes del pozo y las del ademe se colocó un filtro de arena gruesa y grava fina, lavándose y cribándose previamente a su colocación para eliminar todos los materiales finos que pudiera contener y que podrían obstruir el filtro durante su funcionamiento.

d) Para evitar que el filtro pasara al interior del ademe, se colocó alrededor de éste una malla del número 8.

e) Las bombas que se emplearon para la extracción del agua del interior del pozo fueron de pozo profundo del tipo eyector de 1" x 1 1/4" y se operaron a una presión de 5 Kg/cm<sup>2</sup>.

III) La excavación y construcción de cada etapa se realizó de acuerdo al siguiente procedimiento:

a) Construida la estructura de contención correspondiente a la etapa por atacar, se bombeó antes del inicio de las excavaciones durante un tiempo de 3 días - en todos los pozos de bombeo instalados en dicha etapa.

b) Se excavó en forma continua desde el nivel del terreno natural hasta descubrir el punto de aplicación del 1er. nivel de puntales y se procedió inmediatamente a colocarlo. Estos puntales se colocaron por -

paredes, separados una distancia de 50 cm. a ambos lados de la junta de construcción entre tableros. El tipo y número de puntales, así como los niveles de apuntalamiento se determinaron en base al diseño estructural de los muros de contención, las figuras 14 y 15 muestran la distribución de los mismos.

c) Se excavó hasta descubrir el punto de aplicación del 2o. nivel de puntales y se procedió inmediatamente a colocarlo, de acuerdo a lo mencionado en el inciso anterior.

d) Siguiendo el mismo criterio, se excavó y se colocó el 3o. y último nivel de puntales.

e) Se alcanzó la máxima profundidad de excavación correspondiente e inmediatamente se coló la plantilla de concreto pobre especificada, con el fin de lograr un fraguado rápido se le añadió un aditivo acelerante.

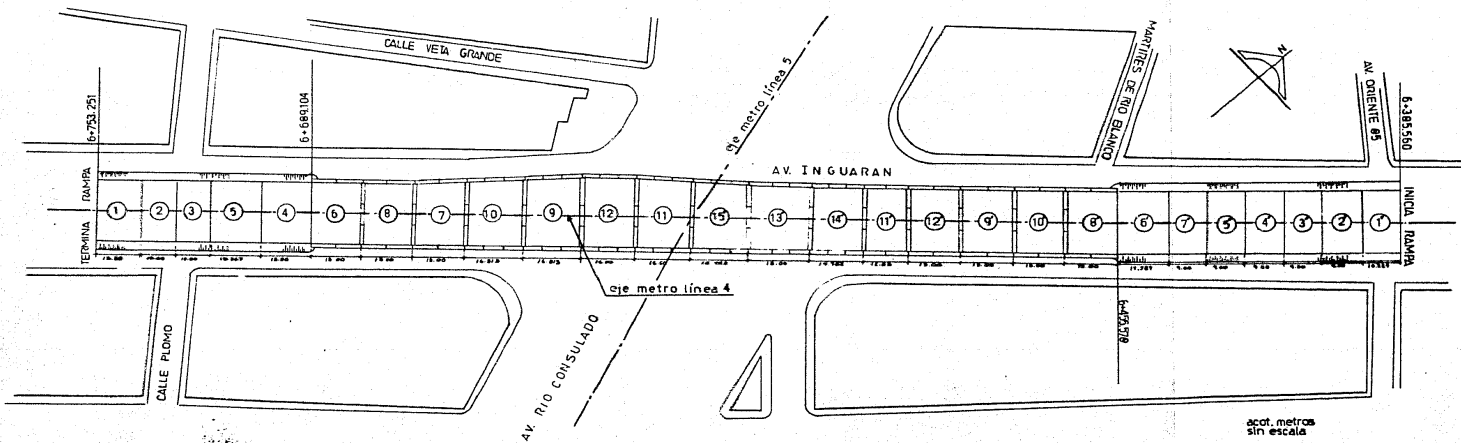
f) Una vez colada la plantilla se colocó el armado y se realizó el colado de la losa de fondo, dejando las preparaciones necesarias para la liga estructural con los muros interiores y laterales y con las columnas de apoyo de la superestructura de la línea 4.

g) Colada la losa de fondo se suspendió el bombeo y se retiraron el 2o. y 3er. niveles de puntales para colocar el armado cimbrar y colar los muros interiores y laterales así como la columna de la línea 4.

h) Una vez que los muros interiores alcanza-

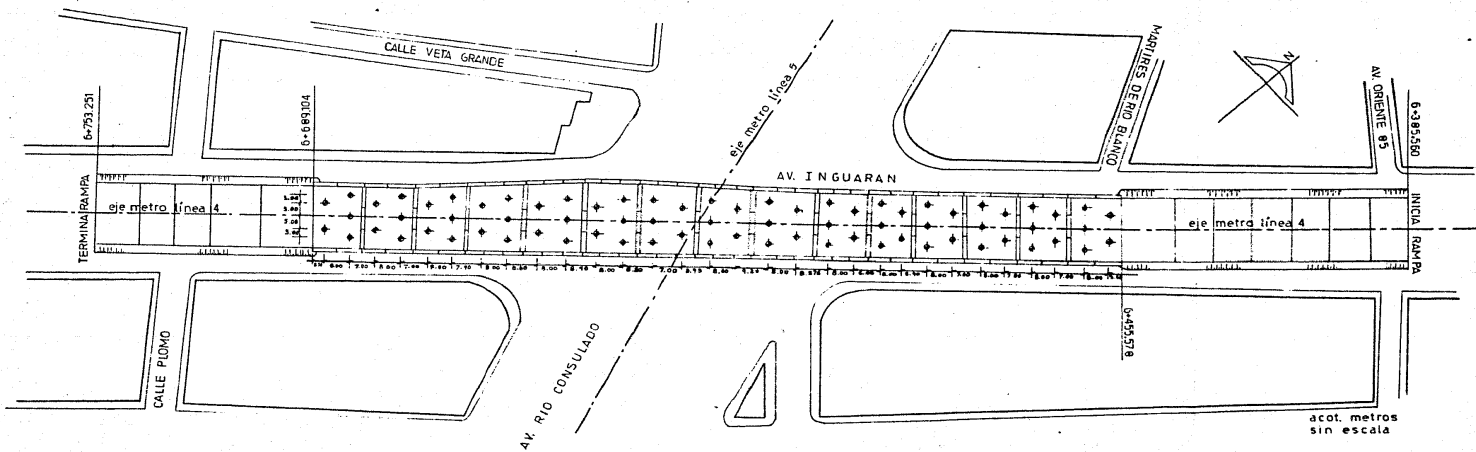
ron por lo menos el 75% de resistencia se colocó el lastre entre los muros, utilizando concreto pobre con un peso volumétrico de 2.20 Ton/m<sup>3</sup>.

i) Se retiró el 1er. nivel de puntales y en las etapas fuera de la zona del cruce, se armaron cimbraron y colaron las trabes de la superestructura del tramo elevado de la línea 4, evento que se realizó en la zona del cruce después de la construcción de la losa de techo.



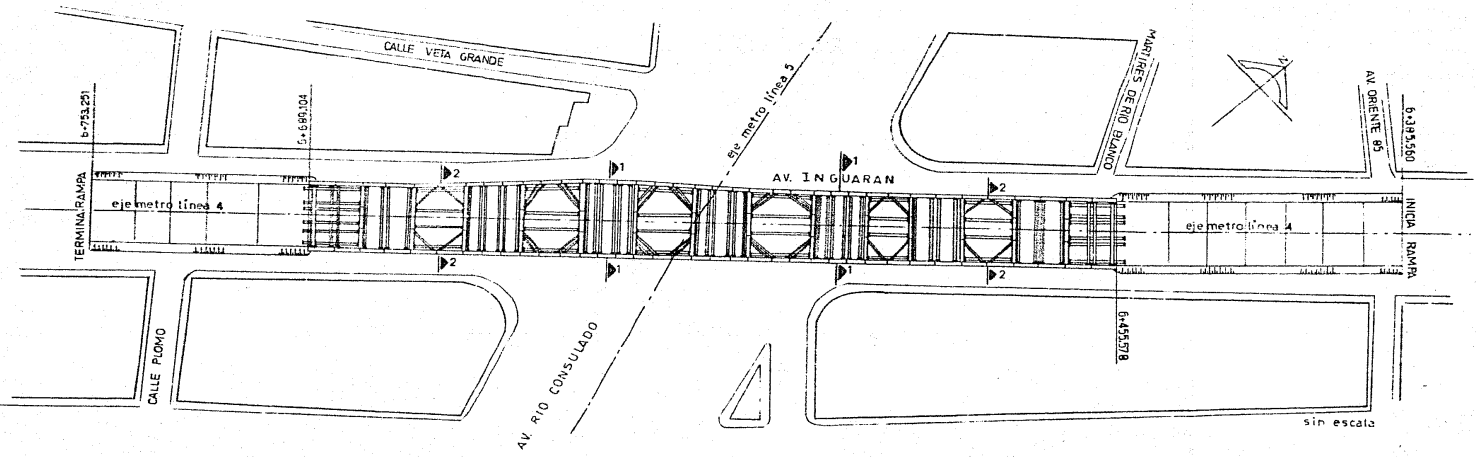
ETAPAS DE EXCAVACION

Figura NR12



SISTEMA DE BOMBEO

Figura N°13

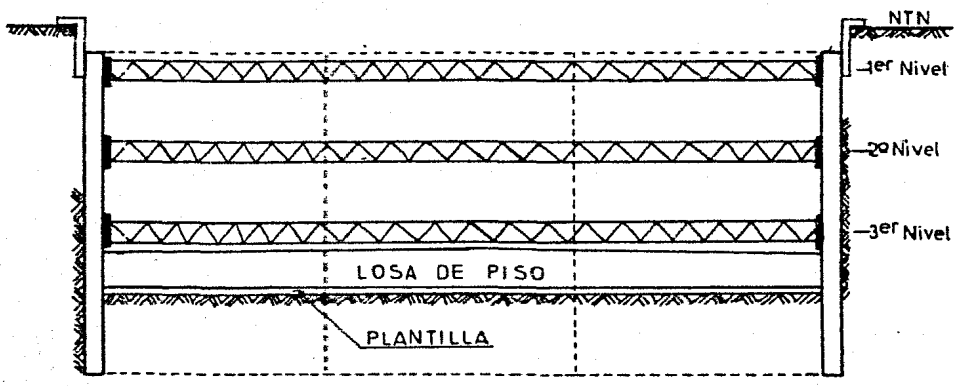


SISTEMA DE APUNTALAMIENTO

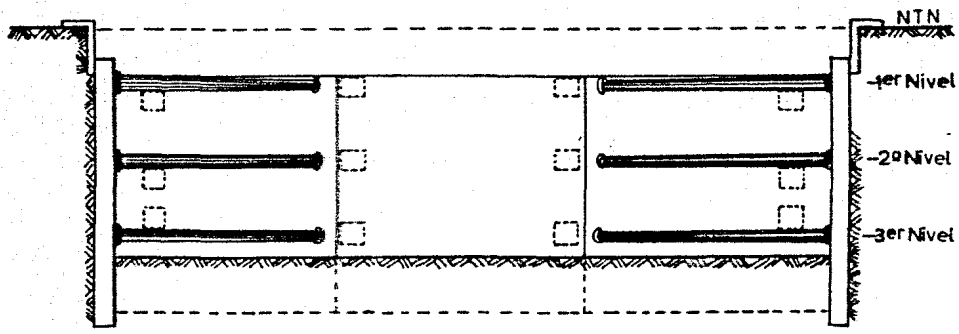
Figura Nº 14



PH



CORTE 1-1



CORTE 2-2

SISTEMA DE APUNTALAMIENTO

SIMBOLOGIA



-  Puntal tubular
-  Puntal de celosía

Figura Nº 15

## VI. Conclusiones.

Las obras de ampliación de la línea 5 del metro hacia el poniente de la ciudad, proyectada superficialmente sobre la avenida Río Consulado, hizo necesaria la construcción de pasos a desnivel sobre las avenidas que entroncan con dicha línea, entre éstos la construcción del Etronque Inguaran-Consulado cuyo proyecto incluye la solución del tramo elevado de la línea 4 del metro, la cual circulará sobre la avenida Inguarán.

Para llevar a cabo la construcción de este Etronque fue necesario efectuar los estudios de mecánica de suelos previos descritos en este trabajo, de los cuales se puede concluir lo siguiente:

a) Con referencia a la información obtenida en los estudios de campo y de laboratorio de los sondeos realizados en el lugar, se puede concluir que el subsuelo donde se ubica el Etronque corresponde a la llamada "Zona de Lago", cuyas características se resumen a continuación:

Desde el nivel del terreno natural y hasta una profundidad que varía entre 1.25 y 2.00 m. se encuentran rellenos artificiales, subyaciendo a estos rellenos se localiza el "Manto Superficial" hasta una profundidad de 4.50 m.; bajo este manto se encuentran depósitos de arcilla volcánica con fósiles altamente compresibles, denominados "Formación Arcillosa Superior", el espesor promedio de esta formación es de 26.00 m.; variando entre -

30.00 y 35.00 m. de profundidad se encuentra la "Primera Capa Dura", formada por estratos limo-arenosos, por debajo de ésta la "Formación Arcillosa Inferior", constituida a semejanza de la superior por arcillas de alta compresibilidad, su espesor medio es de 5.00 m. y por último bajo la formación anterior se localizan los denominados "Depósitos Profundos".

El nivel de aguas freáticas se encontró a 2.00 m. de profundidad según los datos registrados en la estación piezométrica.

b) De acuerdo a las características geométricas del proyecto y a la baja resistencia y alta compresibilidad de los materiales del subsuelo, se consideró como solución adecuada el utilizar la losa de piso de la estructura de la vialidad como cimentación de los apoyos del tramo elevado de la línea 4 del metro, quedando de esta manera integradas ambas estructuras; la solución de cimentación adoptada fue la que muestran las figuras Nos. 5 y 6.

c) Conforme a la magnitud de las cargas netas transmitidas por la cimentación al subsuelo y a las características de compresibilidad del mismo, se consideró que los hundimientos o deformaciones a largo plazo que experimentarán cada uno de los apoyos en que se dividirá la estructura del Entronque, son aceptables y además homogéneos a los hundimientos calculados previamente en los apoyos piloteados de los extremos de las rampas.

d) Dadas las características de resistencia al esfuerzo cortante del subsuelo sobre el que se desplantó la cimentación y según los resultados de los análisis - realizados en la tabla "C", se puede concluir que la magnitud de las presiones que se transmiten son inferiores a la capacidad de carga del subsuelo, por lo que la estructura se encuentra con la suficiente seguridad contra la falla por resistencia al esfuerzo cortante del - subsuelo.

e) En lo que se refiere a la estabilidad durante el proceso de excavación y construcción se considera que no existieron problemas de falla por el fondo, ya que de los factores de seguridad obtenidos en la tabla "D" el mínimo tiene un valor de 1.28 y corresponde a la etapa de excavación más profunda. Asimismo, el valor de la expansión inmediata o de la deformación elástica calculada en la tabla "E", para la máxima profundidad de excavación, resultó del orden de 7.40 cm. valor que se consideró aceptable de acuerdo a las dimensiones del área y la profundidad de excavación, así como a las propiedades del subsuelo. Para garantizar la - estabilidad de las paredes de la excavación y brindar - la protección adecuada a las construcciones vecinas, se determinaron la magnitud y distribución de los empujes laterales que se emplearon para el análisis y diseño de los muros de contención y del sistema de apuntalamiento; la figura No. 11 muestra la gráfica de dichos empujes.

En agosto de 1981 se terminó la construcción del Entronque, el comportamiento cualitativo de la estructura a la fecha se puede resumir de la siguiente manera:

Observando el tránsito de los vehículos sobre las vialidades, se detectan pequeños movimientos diferenciales; estos movimientos se hacen notorios a la mitad del claro libre entre apoyos y corresponde a la unión entre losas. De acuerdo a las observaciones realizadas, dichos movimientos probablemente se generaron en su mayor parte durante la construcción de la estructura y en los primeros meses posteriores a la misma.

Estos movimientos no afectan en absoluto la circulación de los trenes del metro de la línea 4, pues son absorbidos por la capa de balasto.

Haciendo una inspección sobre las construcciones vecinas, se puede concluir que no se han presentado grietas ni movimientos diferenciales entre una y otra construcción que pongan en peligro su estabilidad y funcionamiento; asimismo, en las banquetas y avenidas laterales no se observan agrietamientos que pongan de manifiesto movimientos diferenciales significativos.