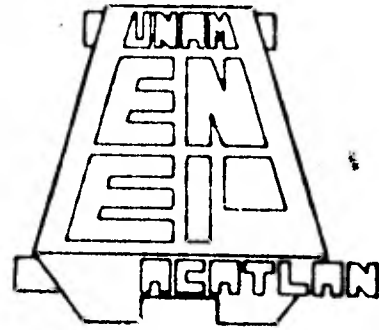


Universidad Nacional Autónoma de México

Escuela Nacional de Estudios Profesionales ACATLAN



Aplicación de la geotecnia en el cruce de la línea 3 del metro con Viaducto Miguel Alemán



ENEP ACATLAN
DEPTO. DE IDENTIFICACION
Y TITULOS

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
I N G E N I E R O C I V I L
P R E S E N T A N

Antonio Barragán Monterrubio
Alejandro Rosas Laguna



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 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.

I N D I C E

	Pag.
CAPITULO I	
Antecedentes	1
CAPITULO II	
Problemática y Objetivo del Estudio	11
CAPITULO III	
Características de la Estructura	19
CAPITULO IV	
Características del Subsuelo en la Zona del Cruce	27
CAPITULO V	
Condiciones Hidráulicas y Tratamiento del Subsuelo	36
CAPITULO VI	
Instrumentación	75
CAPITULO VII	
Procedimiento Constructivo	90
CAPITULO VIII	
Conclusiones	111

CAPITULO I

CAPITULO I

ANTECEDENTES

El Area Metropolitana de la Ciudad de México se encuentra en camino de convertirse en la concentración urbana más grande del mundo.

En lo que se refiere al transporte urbano, el diagnóstico de la situación actual entraña una preocupante desigualdad social, que afecta sobre todo a las clases económicamente débiles, que viven en la tensión y la angustia para lograr su transportación.

Apenas en las últimas administraciones se ha entendido cabalmente este problema. A partir de 1977, las autoridades del Departamento del Distrito Federal, a través de la Comisión de Vialidad de Transporte Urbano (COVITUR), elaboraron el Plan Rector de Vialidad y Transporte y el Plan Maestro del Metro, con el propósito de cambiar radicalmente la situación señalada, impulsando al transporte colectivo y especialmente al metro. Así se decidió la ampliación de la línea 3, que comunica a la zona central con las zonas norte y sur de la ciudad, donde el automóvil y el transporte colectivo de superficie son insuficientes.

La línea 3 del metro anteriormente cruzaba la ciudad de norte a sur, principiando en el conjunto habitacional de Tlaltelolco, hasta terminar a la altura del Hospital General. Su longitud inicial impedía su máxima utilización.

Con su ampliación se pretendió lograr los siguientes objetivos:

a) De tránsito

- dar servicio a una zona congestionada, eliminando gran parte de los transportes superficiales y por consiguiente los problemas de congestionamiento, así como servir a los estratos de bajos ingresos principalmente.
- intercomunicar los centros de actividades principales, tales como escuelas, comercios, industrias y centros de salud.
- permitir a los usuarios un ahorro de tiempo por medio de rutas e interconexiones múltiples mediante el conocimiento de las líneas de desvío.
- evitar la entrada de autobuses foráneos y suburbanos al centro de la ciudad.

b) De operación

En lo que a este punto se refiere, la ampliación debió:

- obtener el mayor número de pasajeros, dependiendo de su correcta localización, identificando las corrientes establecidas de tránsito masivo de pasajeros.
- conseguir una velocidad comercial alta, mediante el mínimo de curvas y estaciones.
- Asegurar el servicio con mínimos gastos de explotación.
- Coordinarse con los transportes superficiales, permitien-

do la reestructuración progresiva de los transportes de superficie.

c) De costo

Desde el punto de vista económico, la ampliación contempló:

- un financiamiento que permitiera hacer la inversión de acuerdo a sus posibilidades presupuestales anuales.
- con un presupuesto lógico, darle influencia dentro del mejoramiento del transporte.
- el monto de la inversión correspondiente a los puntos difíciles de la línea.

d) De construcción

En lo que a construcción se refiere se debió analizar:

- las molestias que representan los desvíos de tránsito durante la construcción.
- que el trabajo de la ampliación de la línea, no perjudicara definitivamente a las vías rápidas existentes.
- un trazo planeado, con visión al futuro desarrollo que lógicamente tendrá el metro.
- las posibilidades físicas para la construcción de las estructuras.

e) De geotecnia

Referente a las condiciones y características del suelo donde se realizó la obra, se consideró necesario adecuar la estructura a las condiciones encontradas en el suelo del lugar.

- que las alteraciones del subsuelo, necesarias para la construcción de la estructura, no ocasionaran daños a las edificaciones vecinas existentes.
- conocer a priori el comportamiento del subsuelo mediante las pruebas y estudios necesarios.

Como se puede apreciar, la realización de la ampliación de la línea 3 del metro, presentó diversos problemas y cada uno de ellos, con un grado de dificultad bastante considerable, lo que implicaría un estudio minucioso y detallado de cada uno de ellos, para alcanzar la mejor solución posible. El propósito del presente trabajo es analizar los problemas de carácter geotécnico que en particular se tuvieron y conclusiones a que se llegó en cada caso.

Uno de los problemas más importantes que al respecto hubo necesidad de resolver, fue el ocasionado por el hecho de desplantar la estructura en cuestión a un nivel inferior al freático, lo cual es común en la zona del lago. Para ello se requirió abatir el nivel piezométrico inicial de tal manera que el decremento de presión de poro inducida (U) en todo momento se mantuviera arriba del mínimo requerido para mantener seca la excavación.

Esta situación fue necesario mantenerla durante el tiempo que duró la excavación. El procedimiento aplicado consistió en modificar la tendencia natural del flujo de agua hacia la excavación mediante un sistema de bombeo profundo por electrósmosis, con lo cual se invirtió la dirección de las filtraciones en las zonas próximas a los taludes y en el fondo de la excavación.

Una vez colada la losa de cimentación, la intensidad inicial del bombeo establecido, se redujo paulatinamente tomando la precaución de que en todo momento el peso de la estructura superara la resultante de la subpresión, esto en atención a evitar la posibilidad que existe en cimentaciones compensadas del peligro de flotación, el cual puede presentarse aún después de terminada la obra, si no se tiene cuidado de verificar que la fuerza de subpresión sea menor que la suma de fuerzas que se oponen a ella, esto incluso durante la vida útil de la obra.

Las ventajas del procedimiento de bombeo y control del nivel freático elegido, son las de reducir tanto el tiempo necesario para lograr cierto abatimiento piezométrico, como las expansiones en el fondo de la excavación e incrementar con ello la resistencia al esfuerzo cortante del suelo sujeto al flujo electrosmótico.

Para estimar la subpresión, se tomó en cuenta que las condiciones piezométricas pueden variar con el tiempo y que en la Ciudad de México, los actuales niveles piezométricos inferiores a los hidrostáticos, de-

bido al bombeo en los acuíferos profundos, pueden recuperarse si dicho bombeo se suspende o reduce en toda la ciudad o localmente.

Las fuerzas que se oponen a la flotación son, además del peso propio de la estructura, las cargas actuantes directamente sobre ella y la fricción de los muros laterales del cajón con el suelo, pero conviene recordar que esta última puede reducirse y aún desaparecer por concepto de excavaciones vecinas u otra causa. En nuestro caso se consideró nula esta adherencia y así cualquier valor de ella contribuirá a la seguridad contra la flotación.

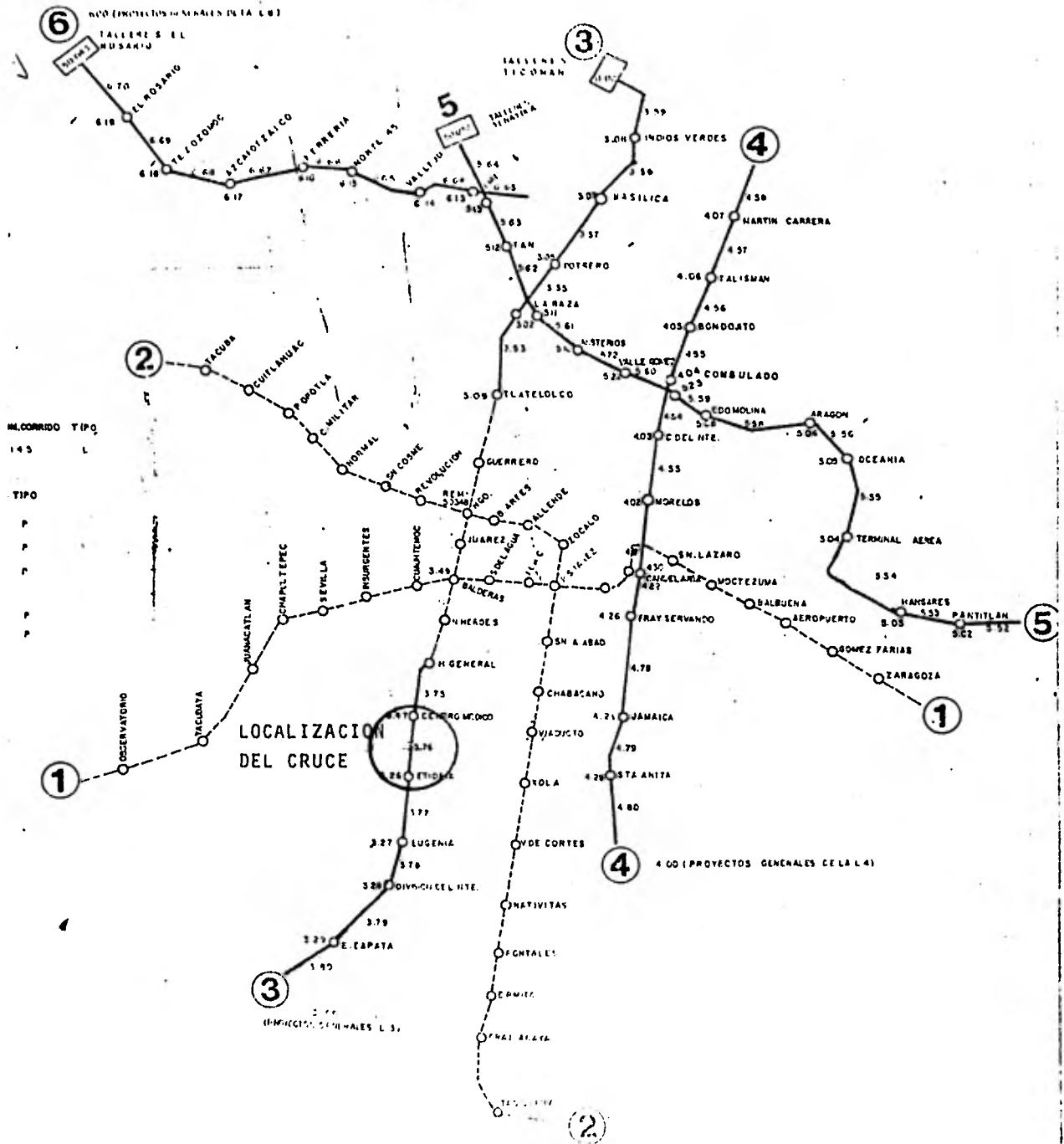
Para efectuar la excavación en el cruce se tuvo que cortar un estrato de suelo de alta permeabilidad, lo cual ocasionó un programa de bombeo prolongado, en adición al ademe que hubo de realizarse, el cual se efectuó mediante tablestacas o muros colados en sitio, junto con los muros pantalla y las losas inferiores de viaducto y acueducto, complementados con inyecciones de impermeabilización y de consolidación, para facilitar el procedimiento de construcción.

El estudio del problema en el cruce de la ampliación de la línea 3 Sur del metro con el Viaducto Miguel Alemán, presenta, desde el punto de vista de mecánica de suelos, características singulares, que difieren bastante de las características que al respecto presentó el resto de la ampliación; todo lo anterior motivó a los responsables del presente trabajo a desarrollarlo como tema de tesis, con el propósito fundamental

de recoger y analizar, como antes se indicó, aquellos problemas de carácter geotécnico que en esta obra se tuvieron, estudiando las posibilidades de solución contempladas y las conclusiones a que se llegó.

En la figura anexa y en la tabla siguiente se muestra la localización del cruce y dimensiones de la ampliación.

AMPLIACION Y NUEVAS LINEAS DEL STC - METRO



LINEA	L O N G I T U D					NUMERO DE ESTACIONES
	ACTUAL	DE AMPLIACION			TOTAL	
		ELEVACION	SUPERFICIE	SUBTOTAL		
1	16.99					19
2	18.82					22
3	5.71					7
3 NORTE			3.27	2.18	5.45	4
3 SUR				5.20	5.20	5
4		10.37			10.37	10
5		2.99	8.65	2.61	14.25	12
6				8.32	8.32	7
TOTAL	41.52	13.36	11.92	18.31	43.54	86
NUMERO TOTAL DE KILOMETROS = 85.06 KM = 1 + 3						

CAPITULO II

CAPITULO II

PROBLEMATICA Y OBJETIVO DEL ESTUDIO

La obra en estudio como ya se indicó se localiza en la intersección de la ampliación de la línea 3 del metro, cadenamientos 11+210.215 y 11+243.990, con el Viaducto Miguel Alemán.

Como antes se comentó, la realización de dicha obra propuesta para el cruce presentó una variedad de problemas de origen geotécnico entre los que destacan los asentamientos y expansiones relativas entre la obra y las estructuras adyacentes, control de infiltraciones durante la construcción y la estimación de solicitaciones inducidas por el subsuelo inmediato a las estructuras provisionales y definitivas que hubo necesidad de construir.

El análisis de tales problemas, así como la información que sirvió de base para la solución de los mismos, fue elegido como tema de tesis por los responsables del presente trabajo con el propósito de definir la problemática del estudio.

A continuación se describen de manera simplificada los principales problemas encontrados que se analizan en este trabajo, así como las alternativas de solución estudiadas y la evaluación que de estas se efectuó desde los diferentes puntos de vista considerados para la selección de

aquella que se juzgó resolvería el problema de la forma más conveniente.

1.- Asentamientos y expansiones

Para la construcción de la obra fue necesario excavar bajo la estructura existente, con lo que se alivió el suelo de apoyo de una presión considerable, lo que ocasionó la expansión volumétrica de las arcillas al ser liberadas de cargas preactuantes ya que como se sabe, la disminución de los esfuerzos efectivos provoca la expansión, siempre que el suelo pueda tomar agua y haya tiempo para el desarrollo del fenómeno.

Para restringir la magnitud de las deformaciones se proyectó una estructura con losas y muros de grandes espesores de concreto de baja resistencia, evitando con esto que la diferencia de presiones entre la descarga debida a la excavación y la carga transmitida por el cajón fuera mayor a 2 ton/m^2 , logrando de esta manera una expansión de magnitud compatible con la flexibilidad de los elementos de la estructura del cruce.

Adicionalmente se consideró que debido al proceso de consolidación, cuando la carga de la estructura la hayan tomado las partículas sólidas, se originaría por el reacomodo de ellas, un asentamiento que contrarrestaría las expansiones provocando el movimiento final que tendrá lugar en la zona.

2.- Infiltraciones

Debido a la presencia de un estrato de arena de gran espesor, ocurrieron filtraciones excesivas hacia la excavación a través de los espacios no confinados entre muros de viaducto y acueducto y entre muros de viaducto y muros pantalla, en donde no se pudieron colar muros milán. Así también y debido al nivel de aguas freáticas tan superficial como el encontrado y para prever la aparición de filtraciones considerables de agua hacia la zona de trabajo, se optó por aislar la zona colocando tablestacas constituidas por muros de concreto colados en sitio, sobre el perímetro de la zona en estudio y abatir el nivel de aguas freáticas mediante el bombeo electrosmótico, logrando con esto mayor eficiencia y seguridad en el procedimiento constructivo.

3.- Excavaciones

La colocación de estos muros tablestacas así como la excavación del túnel, implicaron la necesidad de construir zanjas con taludes verticales y casi verticales respectivamente.

En ambos casos se debieron tomar en cuenta medidas para su estabilización artificial, lo cual se logró de las siguientes formas:

- a) En las zanjas para los muros tablestaca se logró mediante lodo bentonítico estabilizador.
- b) En la excavación del túnel se logró la estabilidad mediante el mejoramiento de las propiedades mecánicas del suelo, con una inyección de consolidación e impermeabilización. Más adelante en un capítulo de este trabajo se detallan dichos procedimientos.
- c) La excavación del túnel debió de seguir un procedimiento que no presentara riesgo alguno en la estabilidad de los taludes y por este motivo hubo de realizarse de manera discontinua, con taludes máximos de 1:1 y con pequeños descansos horizontales que actuaron como bermas, contribuyendo en la estabilidad de la excavación con la disminución de la altura del talud ya que su influencia es determinante para la estabilidad de taludes en suelos cohesivos como el que tenemos en la zona de trabajo.
- d) Puesto que la sustitución del peso del suelo excavado por carga de la estructura no se lleva a efecto instantáneamente, se plantean problemas de deformación en las paredes y en el fondo de la excavación. Contra la deformación de las paredes se diseñó un troquelamiento capaz de contrarrestar el empuje del terreno sobre los muros tablestaca.

De acuerdo al procedimiento constructivo, la ejecución de la estructura se hizo a base de muros de concreto colados

en sitio que sirven durante la excavación y construcción como contención de la masa del suelo para dos condiciones: Condición inicial.- El empuje del suelo más el empuje hidrostático a medida que la excavación avanza provocan que los muros tiendan a girar hacia dentro de ella sobre un eje imaginario, desarrollando el empuje activo de Rankine, creando la necesidad de apuntalar los muros.

Condición final.- Aquí se supuso que el suelo empujaría en su estado de reposo, debido a que en esta fase los muros están restringidos de cualquier desplazamiento lateral.

La posible falla del fondo de la excavación fue otro de los aspectos importantes considerados en el estudio, ésta se produce cuando la arcilla subyacente a la excavación no tenga la resistencia suficiente para soportar los esfuerzos de corte debidos al desequilibrio entre el interior y el exterior de la excavación. La resistencia al corte baja por las expansiones que se producen al descargar el suelo.

En cuanto a la revisión contra falla de fondo, se llegó a la conclusión de que el criterio de Skempton es confiable, para dar un factor de seguridad contra el bufamiento del fondo de la excavación a corto plazo.

Otro de los problemas que presentó la construcción del cruce fue el análisis de capacidad de carga admisible del terreno subyacente al

nivel de desplante, esto es, el esfuerzo que proporciona el cimiento al terreno en que se apoya, de manera que el comportamiento del cimiento resulte adecuado a la función de la estructura.

Para este cálculo se necesitó conocer las propiedades mecánicas del subsuelo y en base a éstas calcular la capacidad de carga a la falla, adecuándola al proyecto mediante un factor de seguridad apropiado, el cual depende de la homogeneidad del material existente en la zona y de la importancia de la obra.

Para el desarrollo del presente estudio, éste se dividió en ocho capítulos de los cuales en los dos primeros, como ya se vió, se describen los antecedentes que dieron origen a la ampliación de la línea 3 del metro, así como la problemática general de orden geotécnico considerada en el trabajo, el objetivo del mismo y la forma en que éste se desarrollará.

En el Capítulo III se describen las características principales de la estructura en funcionamiento, así como las que tendrá la nueva estructura que se construyó para el cruce del metro bajo la ya existente.

Capítulo IV. Aquí se describen y analizan las propiedades mecánicas y físicas más representativas del subsuelo en la zona de estudio.

El capítulo V trata lo referente a los asentamientos y expansiones re-

lativos, provocados por el cambio de cargas y esfuerzos actuantes en el subsuelo ocasionados por la obra, así como también la influencia que las variaciones del nivel de aguas freáticas (NAF) tuvieron en la magnitud de dichos asentamientos y expansiones y el procedimiento adoptado para manejar y controlar el agua, para que no obstaculizara la ejecución de la obra.

Como es sabido, la instrumentación se ha hecho necesaria actualmente en la ejecución de obras de ingeniería de magnitud importante, ya que coadyuva a aclarar las incertidumbres que la teoría deja y a la obtención de propiedades representativas del subsuelo, pues mediante ella se obtiene la información necesaria y suficiente para poder constatar la veracidad de dichas teorías y la eficacia del procedimiento constructivo establecido, o en su defecto, permite efectuar los ajustes que en estos casos sean necesarios. Este aspecto es tratado en el Capítulo VI.

Capítulo VII. Trata sobre el procedimiento constructivo adoptado para la realización de la obra, describiendo el orden de ejecución de todas y cada una de las actividades que hubo necesidad de desarrollar, para la construcción del cajón.

En el último capítulo se sintetizan y resumen las conclusiones obtenidas durante el desarrollo de cada uno de los capítulos del trabajo.

CAPITULO III

CAPITULO III

CARACTERISTICAS DE LA ESTRUCTURA

Del estudio realizado sobre los posibles tipos de estructura para alojar las vías del tren subterráneo, en lo referente a evaluación técnica, costo y tiempo de ejecución, se llegó a la conclusión de que para solucionar en forma adecuada el problema que nos ocupa, la obra debía de ejecutarse mediante vía subterránea en su alternativa de cajón.

El cajón consiste en un ducto de sección rectangular desplantado a una profundidad mínima, diseñado bajo el principio de la cimentación compensada o flotante y cuya rasante guarda el mayor paralelismo posible con el perfil del terreno.

Esta alternativa se consideró la más adecuada y compatible con las posibilidades físicas del cruce y el subsuelo de la zona donde se encuentra el tramo localizado.

La sección transversal típica de la estructura del cajón tiene las medidas interiores necesarias que cumplen con los requerimientos mínimos de espacio para el paso de los carros.

El ancho de la sección en tramo recto es de 6.90 m, que equivale a dos anchos de carro de 2.50 m cada uno, un espacio entre ellos de 0.40 m y dos espacios laterales de 0.75 m cada uno.

La sección del cajón tiene una altura de 5.20 m, la cual da cabida a los requerimientos exigidos por el tren.

El tramo considerado en estudio difiere de los tramos adyacentes, en lo siguiente:

- a) Su construcción no fue a cielo abierto, por existir en su trazo una estructura en funcionamiento, que es la del viaducto y acueducto.
- b) En el colado de muros en sitio o muros milán no se utilizaron brocales como es común en los tramos adyacentes, pues en vez de ellos se realizaron ranuras sobre las losas de viaducto y acueducto, las cuales cumplen la misma función de asegurar la verticalidad en el colado de los muros milán.
- c) Para la construcción del cajón de los tramos contiguos, se determinó la sobrecompensación tomando en cuenta el volumen del suelo excavado contra el peso de la estructura a construir, la plantilla y el relleno. En cambio para nuestro caso particular se consideró además el peso de la estructura interferida, lo que provocó que la sobrecompensación sea menor.
- d) Las dimensiones interiores del cajón aumentan en este tramo a una sección de 9.00 m de ancho por 5.35 m de altura, como se puede observar en la fig. III-1

Tomando en cuenta lo expuesto, puede decirse que la estructura en cuestión sale un poco del concepto "cajón" para considerarse un "túnel".

Por esta razón, de aquí en adelante, el tramo motivo de este trabajo lo denominaremos "túnel", para diferenciarlo de los tramos adyacentes, fig. III.1.

Características principales del túnel:

- 1.- Es una estructura que trabaja como un marco cerrado, cuya flexibilidad está dada por la relación longitud a peralte, la cual resulta demasiado elevada.
- 2.- La longitud del tramo en cuestión es de 33.775 m, con una sección en el cajón de 9.00 m de ancho por 5.35 m de altura, tomando en cuenta el bombeo que se le da a la losa de piso en su eje longitudinal, fig . III.1
- 3.- La estructura consta de una losa de piso, con un peralte de 1.50 m en su parte central (eje), y 1.35 en sus extremos, debido al bombeo antes mencionado. La losa está desplantada sobre una plantilla de concreto pobre de 10 cm de espesor, que tiene la finalidad de cubrir las irregularidades del muro tablestaca y del terreno de apoyo de la losa.
- 4.- Dos muros estructurales colados monolíticamente con la losa de piso que tiene un espesor de 1.00 y apoyados lateralmente

en los muros milán, entre los cuales existe la plantilla de 10 cm de espesor, continua desde la losa de piso, como puede verse en la fig . III.1 .

- 5.- La losa de techo es la continuación de los muros estructurales y de la losa de piso, para formar junto con ellos un marco cerrado, además en sus dimensiones es simétrica con respecto al centro del túnel y su eje de simetría es el eje longitudinal de acueducto.
- 6.- El peralte de la losa superior de la estructura del cajón del metro tiene un espesor constante de 3.10 m a lo largo de 6.60 m en la parte central del "túnel", contando con una tableta prefabricada en la parte inferior. La losa continúa desde los muros de viaducto hacia los extremos del túnel variando linealmente, con un peralte de 1.95 m a 1.45 m, como puede verse en la figura III.1 .
- 7.- El cajón tiene como techo la tableta antes mencionada, que está hecha de concreto pretensado y está apoyada sobre los muros estructurales y colocadas antes del colado de la losa superior del cajón.
- 8.- El muro tablestaca o muro milán, que sirvió para contener las paredes de la excavación, tiene un espesor de 0.60 m y una altura de 12.90 m en el acueducto, la cual varía linealmente de 11.75 m a 11.25 m de altura, desde el muro de

viaducto contiguo al muro de acueducto hacia los extremos del "túnel".

- 9.- En la unión de acueducto y viaducto quedaron espacios entre ellos de 1.16 m y 1.27 m en los cuales no se pudieron colar muros tablestaca por la imposibilidad de demoler los muros de acueducto y viaducto, lo que hubiera ocasionado que las losas superiores de la estructura perdieran apoyo; estos espacios permitieron el flujo de agua hacia el interior del "túnel" en el momento de la excavación.
- 10.- La estructura existente en su parte superior tiene una ligera pendiente del centro hacia los extremos del tramo, pudiendo notarse que lo que existe es una especie de contraflecha en su parte central, que es precisamente en el acueducto, ésto se debe a la expansión que ha sufrido el terreno puesto que la estructura de viaducto y acueducto fue construida como sobrecompensada.
- 11.- El concreto que se utilizó en la construcción fue de resistencia baja, con el objeto principal de compensar el peso del suelo excavado, dándole grandes espesores a las losas y a los muros del cajón.

Las solicitaciones que se consideraron para el análisis del trabajo de la estructura durante la construcción de la misma y vida útil, fueron los empujes de tierra e hidrostáticos, el peso de la estructura y los

rellenos, esto en cuanto al análisis con cargas verticales permanentes.

Para condiciones de funcionamiento, el efecto de los empujes resultó menos desfavorable que durante la construcción. Como carga viva se consideró la sobrecarga ocasionada por tránsito paralelo y transversal a la línea de un camión H20-S16.

Para condiciones de funcionamiento de la estructura se consideraron cargas muertas y vivas de acuerdo con el reglamento de construcciones del Distrito Federal en los casos previstos por dicho reglamento; cuando esto no fue posible, como por ejemplo el caso del tránsito de vehículos sobre el cajón de la línea, fue necesario recurrir a otras especificaciones.

En cuanto a las cargas accidentales como los efectos sísmicos, fueron motivo de estudios especiales. En dirección a la línea se consideró que no era necesario tomarlos en cuenta pues el cajón tiene la suficiente flexibilidad para absorberlos.

En dirección transversal a la línea se hizo un análisis sísmico simplificado, considerando al marco cerrado con una fuerza cortante provocada por el sismo aplicada en su cabezal.

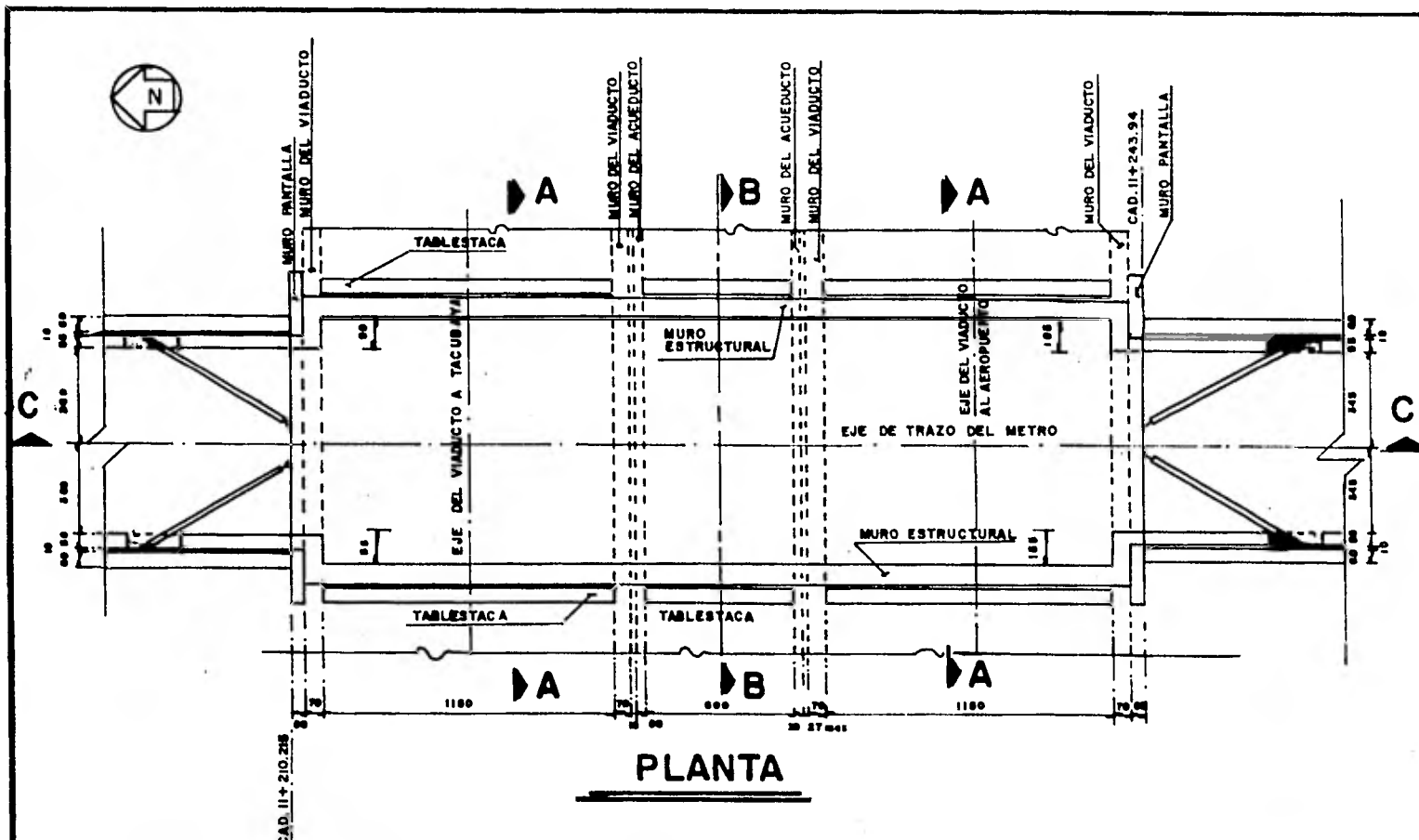
Los métodos utilizados para resolver el marco fueron los tradicionales, como el CROSS, el KANI y el BOWMAN.

Para el caso en estudio se supuso un comportamiento elástico. Para realizar el estudio de hundimientos diferenciales en el sentido longitudinal de la línea, se analizó el cajón como una viga sobre soportes elásticos, calculada la rigidez de estos con los datos proporcionados por el estudio de mecánica de suelos.

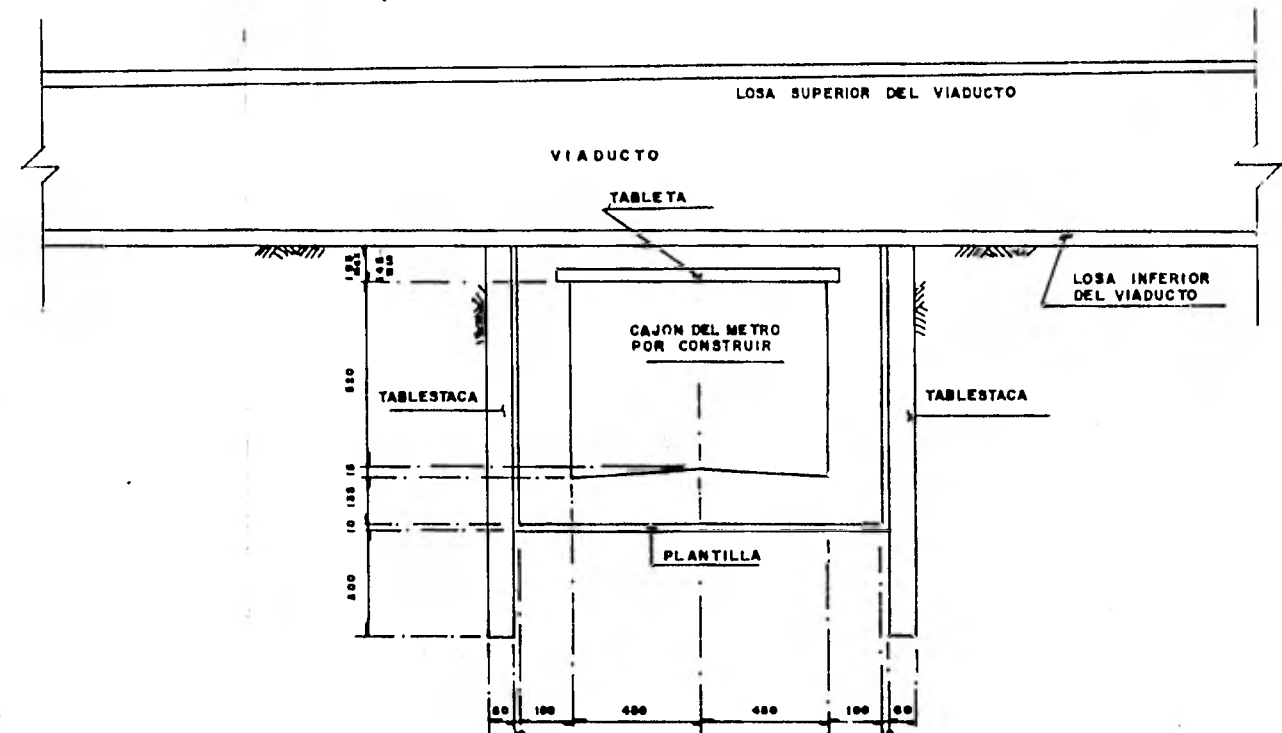
El diseño de los elementos de concreto reforzado se hizo de acuerdo con la teoría de diseño al límite plástico, esto es multiplicando los elementos mecánicos obtenidos en los análisis elásticos por un factor de carga variable según la importancia y probabilidad de que ocurriese una falla bajo determinada sollicitación y comparando ese valor con la resistencia última del miembro en cuestión, calculada con las fórmulas propuestas por el Reglamento del Distrito Federal.

Los factores de carga comunmente empleados fueron de 1.70 para cargas permanentes y de 1.40 para la combinación de cargas permanentes más accidentales, con un factor adicional de 1.20 para aquellos elementos que pueden fallar a compresión.

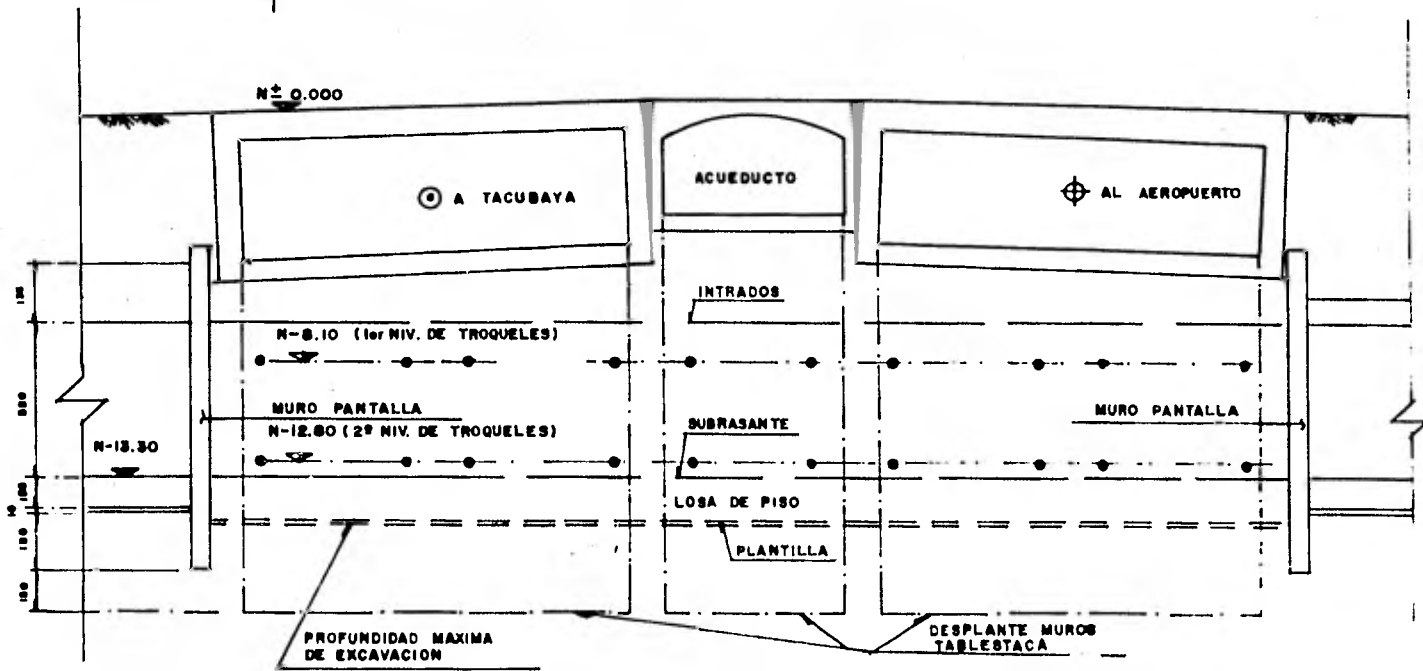
Además de estos factores, el cálculo de la resistencia de los miembros se hizo reduciendo las dimensiones y resistencias de los materiales, como recomienda el citado reglamento.



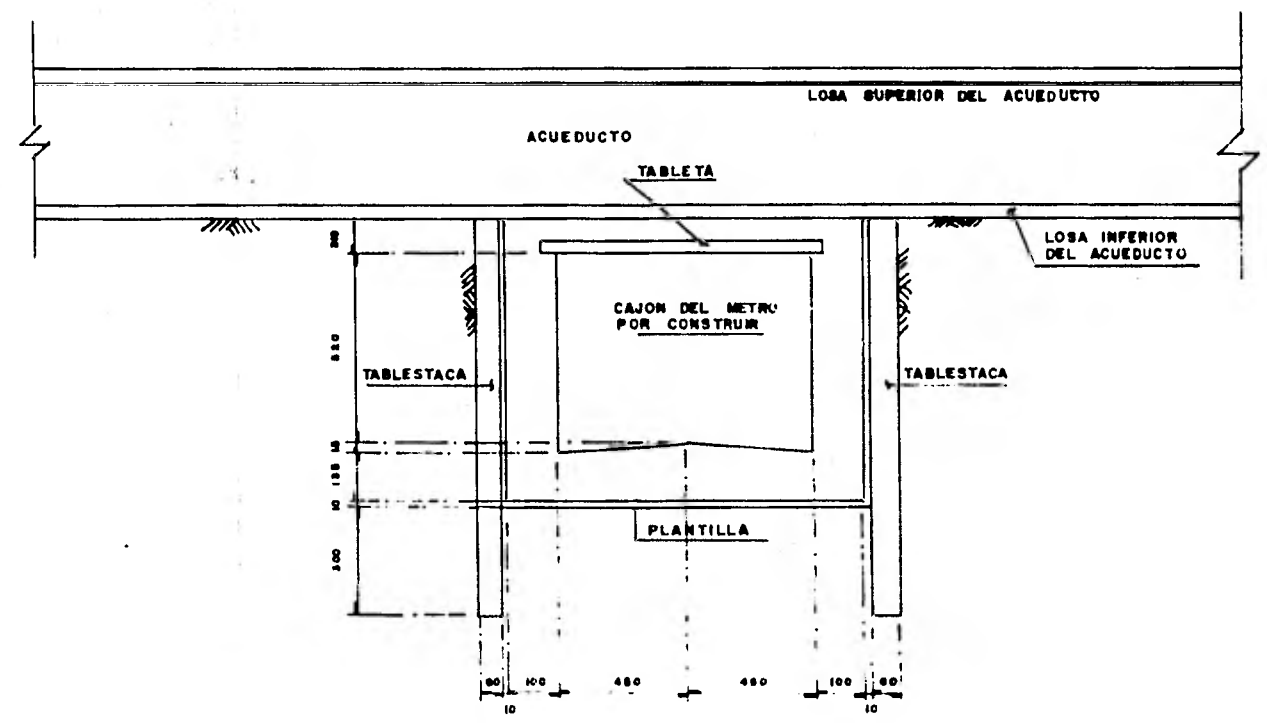
PLANTA



CORTE A-A



**CORTE C-C
POSICION DE TROQUELES**



CORTE B-B

FIGURA III-1

	U N A M
	E N E P
ACATLAN	
ALEJANDRO ROSAS LAGUNA	
ANTONIO BARRAGAN MONTEERRUBIO	
TESIS PROFESIONAL	

CAPITULO IV

CAPITULO IV

CARACTERISTICAS DEL SUBSUELO EN LA ZONA DEL CRUCE

A) Localización del cruce

De acuerdo con la zonificación estratigráfica realizada por Marsal y Mazari, el Valle de México se divide en:

- a. zona de lomas
- b. zona de transición
- c. zona de lago
 - c.1 zona muy alterada por los efectos de sobrecarga y bombeo
 - c.2 zona poco alterada por los efectos de sobrecarga y bombeo.

Por lo que toca al cruce en estudio, este se encuentra localizado en la parte de la zona de lago que no ha sufrido consolidaciones de importancia, debido a que no fue antes cargada con construcciones antiguas, presentando una mayor homogeneidad en sus propiedades mecánicas. Con el propósito de confirmar lo antes expuesto, así como de conocer las propiedades índice y mecánicas de los materiales del subsuelo que subyacen e interactúan con la estructura en cuestión, se programó un estudio de mecánica de suelos, el cual se efectuó de la siguiente manera:

1. Trabajos de campo

Los trabajos de campo encaminados a obtener la información necesaria consistieron fundamentalmente en la exploración del subsuelo en la zona estudiada, mediante la ejecución de tres sondeos de tipo mixto, en los cuales se obtuvieron tanto muestras inalteradas como alteradas. Las primeras se obtuvieron siempre que la consistencia del subsuelo lo permitió, hincando a presión tubos muestreadores de pared delgada tipo Shelby, y cuando la consistencia del subsuelo no hizo posible el hincado de esos tubos, se utilizó el barril doble giratorio tipo Denison introducido a presión y rotación.

Con el tubo de pared delgada se obtuvieron muestras de 9 cm de diámetro interior y con el barril giratorio las muestras fueron de 10 cm de diámetro interior.

Las muestras alteradas se extrajeron hincando a percusión tubos muestreadores de pared gruesa, con diámetro interno de 3.5 cm y diámetro exterior de 5.0 cm. Simultáneamente a cada muestreo alterado se llevó a cabo una prueba de penetración normal.

En todos los sondeos el avance y rimado de la perforación se hizo con broca tricónica, y en la estabilización y limpieza de las mismas se empleó lodo bentonítico. (Perfiles anexos)

2. Pruebas de laboratorio

En el laboratorio las muestras obtenidas de los sondeos descritos fueron sometidas a las pruebas índice siguientes:

- Clasificación visual y al tacto
- Contenido natural de agua
- Granulometría
- Límites de consistencia

En cuanto a las propiedades mecánicas, estas se realizaron a las muestras inalteradas constituidas en la mayoría de los casos por suelos finos plásticos, en este caso se efectuaron las siguientes pruebas:

- Torcómetro
- Compresión simple
- Compresión triaxial rápida
- Compresión triaxial lenta
- Consolidación unidimensional
- Esfuerzo-deformación
- Determinación del peso volumétrico

3. Estratigrafía

Con base en los sondeos y pruebas antes mencionadas, se definió la secuencia estratigráfica del subsuelo de la zona explorada, la cual

se describe a continuación:

Manto superficial.- La estructura que constituye el viaducto ocupa los primeros 6.15 m de profundidad. De 6.15 m a 6.80 m de profundidad se encontró material de relleno muy compacto compuesto por desperdicios de construcciones antiguas.

Subyaciendo a la anterior y hasta 9.50 m de profundidad apareció una capa de arena mezclada con limo y gravilla.

Inferiormente entre 9.50 m y 12.20 m se encontró un estrato formado por un limo poco arcilloso de color café oscuro, el cual contiene una lente de grava con arena gruesa y media del mismo color. El contenido natural de agua de esta capa es aproximadamente de 25% con un peso volumétrico natural de 1.65 T/m^3 y un ángulo de fricción interna que varía de 16° a 37° . De la prueba sometida a compresión simple se obtuvo una resistencia promedio de 1 kg/cm^2 .

Bajo los estratos anteriores se encontró un limo con arcilla y arena de color gris verdoso oscuro, cuyo contenido de finos va de 90% al 100% y su humedad natural es de 70%.

Formación arcillosa superior.- Entre 14.00 m y 31.10 m se encontró una sucesión de estratos grandes de arcilla de color gris verdoso con intercalaciones de capas de pequeño espesor de limos de color gris. El contenido de agua de esta formación alcanza un 200% de promedio, aún cuando en algunos puntos aumenta hasta 375%.

Las arcillas que constituyen esta formación son inorgánicas, de alta plasticidad, con una resistencia promedio a la compresión simple de 2.5 kg/cm^2 y un peso volumétrico natural de 1.6 T/m^3 .

Primera capa dura.- La primera capa dura se localizó a la profundidad de 31.10 m con un espesor de 2.10 m, constituida por un limo color gris verde claro poco arenoso, con resistencia al corte con torcómetro de 1.2 kg/cm^2 y un contenido natural de agua de 75%.

Formación arcillosa inferior.- De 33.20 a 43.80 m se muestreó arcilla gris verdosa oscura con lentes de vidrio volcánico, cuyo contenido de agua es de 100% de alta plasticidad, resistencia al corte con torcómetro de 0.8 kg/cm^2 .

Depósitos profundos.- A la profundidad de 43.80 m se descubrió arena de color gris verdoso claro, con un contenido natural de agua medio de 40% y un porcentaje de finos de 48% siendo estos últimos, limos.

De las pruebas de laboratorio se deduce que se trata de un suelo normalmente consolidado. Fig. IV-2.

El nivel de aguas freáticas se encontró a una profundidad de 2.00 a partir del terreno natural.

P R O P I E D A D E S

ESTRATO No.	PROFUNDIDAD (m)	ESPESOR (m)	CLASIF. SUCS.	NAT T/m ³	W (%)	C T/m ²	∅ (o)
1	6.15 - 6.80	0.65	RELLENO	1.92	20	2	25
2	6.80 - 9.50	2.70	SM	1.60	25	2	25
3	9.50 - 12.20	2.70	ML	1.47	75	2	25
4	12.20 - 14.00	1.80	SM	1.32	60	2	25
5	14.00 - 14.90	0.90	CH	1.20	210	3	0
5	14.90 - 18.00	3.10	CH	1.20	210	3	0
6	18.00 - 18.20	0.20	ML	1.60	100	3	0
7	18.20 - 21.00	2.80	CH	1.20	260	3	0
8	21.00 - 21.40	0.40	ML	1.60	50	3	0
9	21.40 - 26.50	5.10	CH	1.20	150	3	0
10	26.50 - 27.30	0.80	ML	1.60	125	3	0
11	27.30 - 31.10	3.80	CH	1.20	220	3	0
12	31.10 - 33.20	2.10	ML	1.60		3	0
13	33.20 - 43.80	10.60	CH	1.20		3	0
14	43.80		S	1.60		3	20

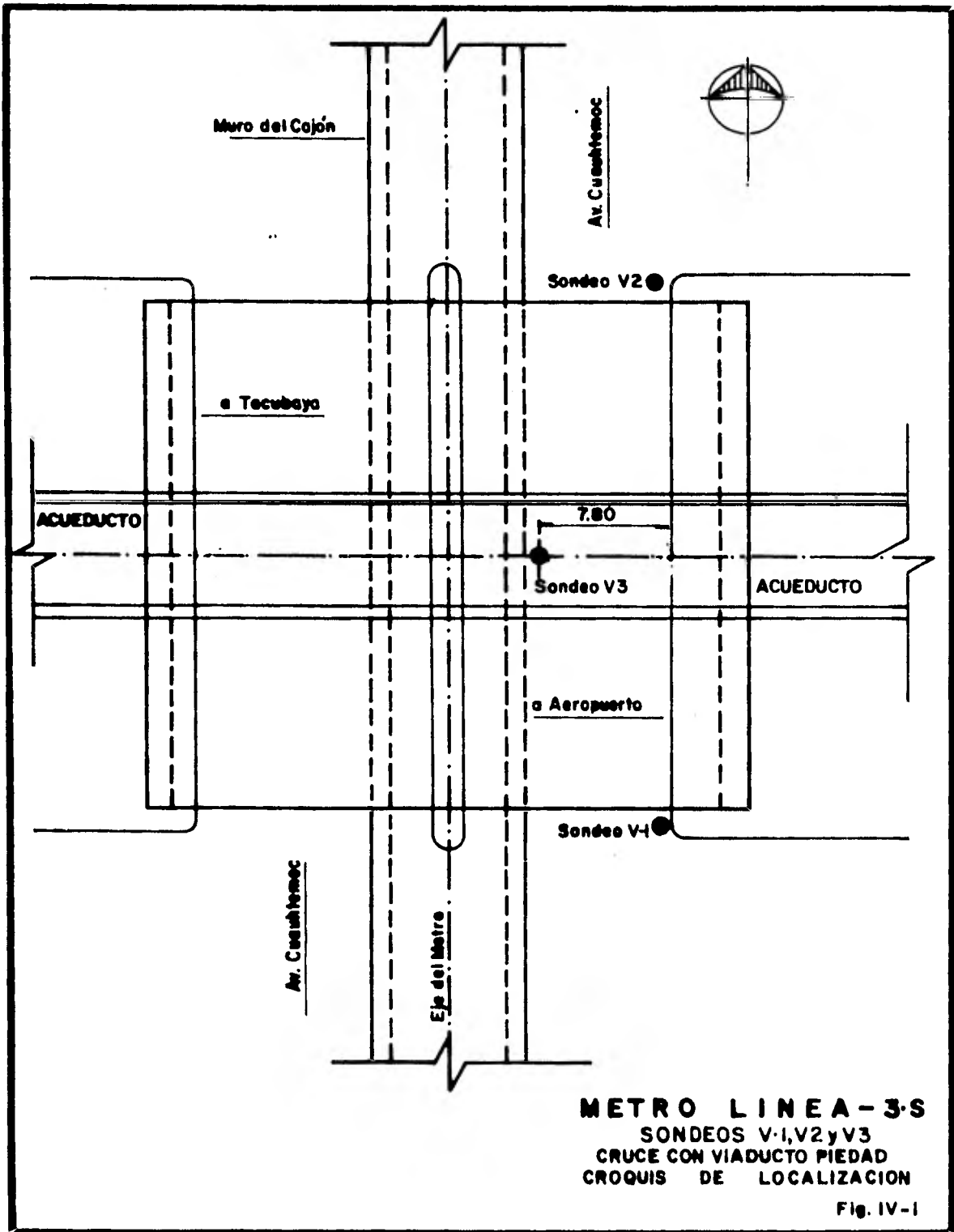
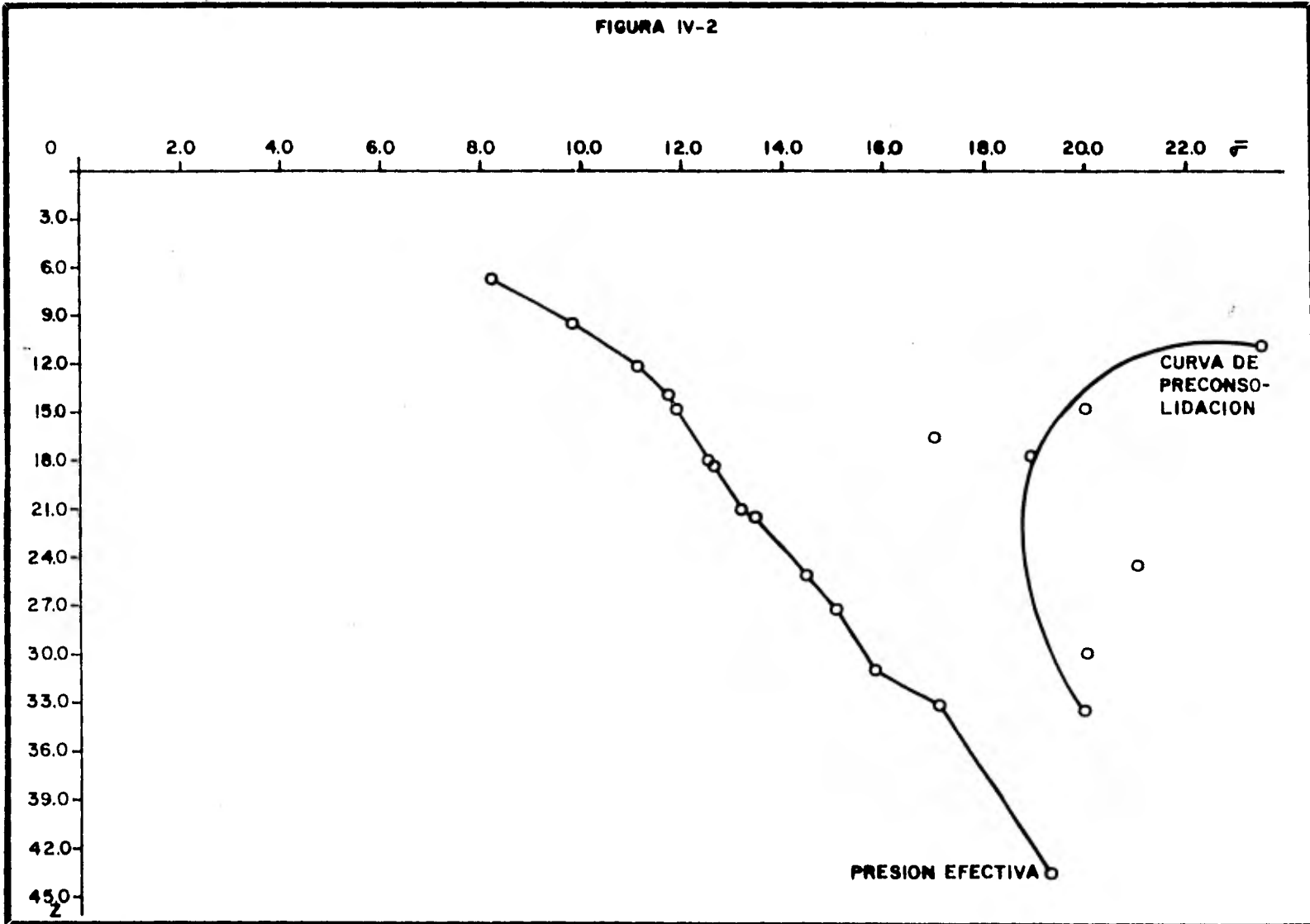
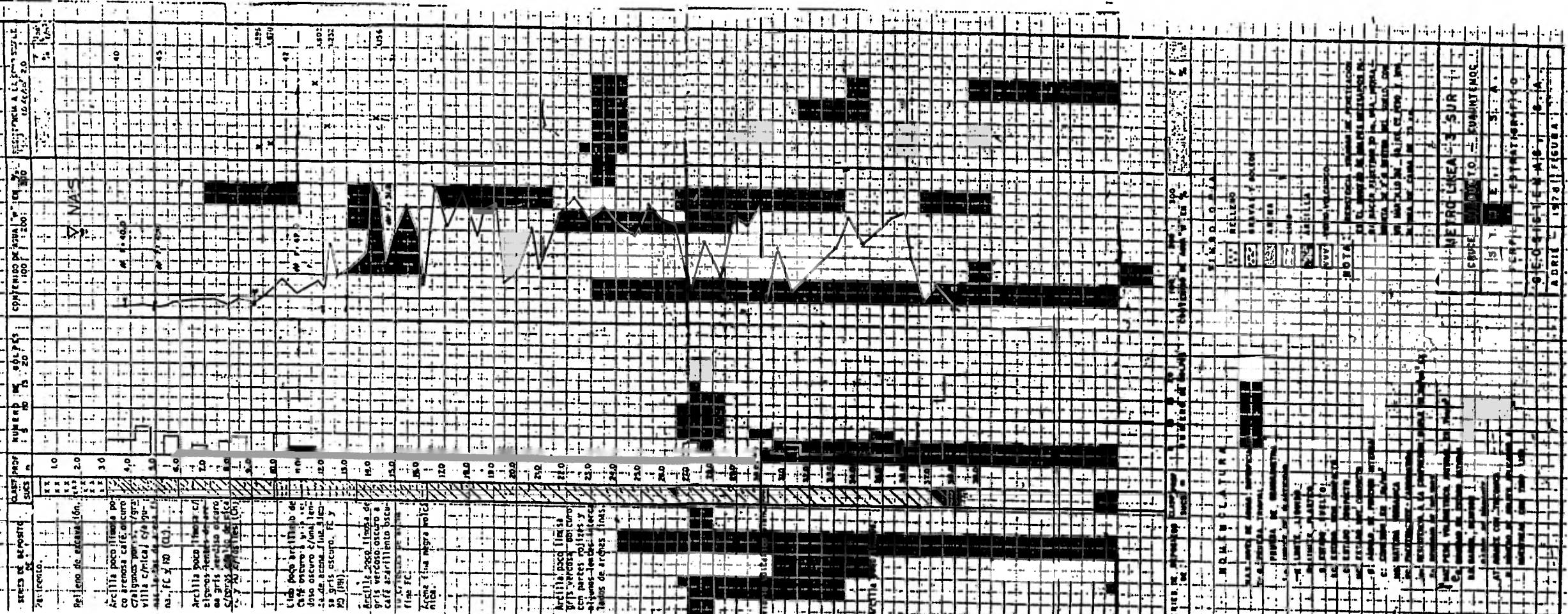


FIGURA IV-2



1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30 31 32 33 34 35 36 37 38 39 40 41 42 43 44 45 46 47 48 49 50 51 52 53 54 55 56 57 58 59 60 61 62 63 64 65 66 67 68 69 70 71 72 73 74 75 76 77 78 79 80 81 82 83 84 85 86 87 88 89 90 91 92 93 94 95 96 97 98 99 100

SONDEO V-1
CRUCE METRO-VIADUCTO
Elevación 57.44



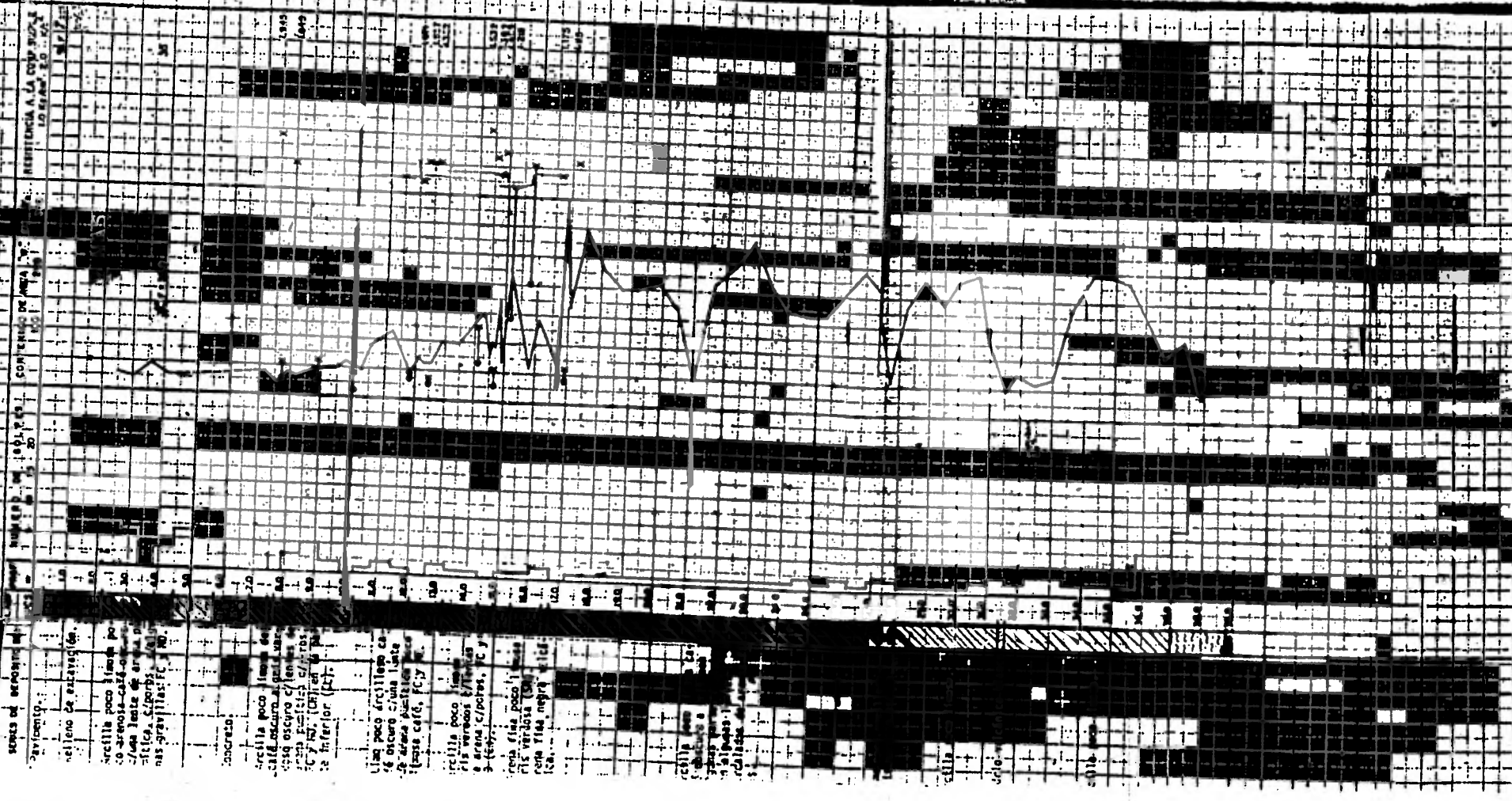
Sección de apoyo	Distancia entre secciones	Cantidad de concreto	Cantidad de acero	Observaciones																																																																																															
1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0	11.0	12.0	13.0	14.0	15.0	16.0	17.0	18.0	19.0	20.0	21.0	22.0	23.0	24.0	25.0	26.0	27.0	28.0	29.0	30.0	31.0	32.0	33.0	34.0	35.0	36.0	37.0	38.0	39.0	40.0	41.0	42.0	43.0	44.0	45.0	46.0	47.0	48.0	49.0	50.0	51.0	52.0	53.0	54.0	55.0	56.0	57.0	58.0	59.0	60.0	61.0	62.0	63.0	64.0	65.0	66.0	67.0	68.0	69.0	70.0	71.0	72.0	73.0	74.0	75.0	76.0	77.0	78.0	79.0	80.0	81.0	82.0	83.0	84.0	85.0	86.0	87.0	88.0	89.0	90.0	91.0	92.0	93.0	94.0	95.0	96.0	97.0	98.0	99.0	100.0

LEYENDA

- 1.0: Arcilla poco limosa
- 1.5: Con arena y carbón
- 2.0: Con arena y carbón
- 2.5: Con arena y carbón
- 3.0: Con arena y carbón
- 3.5: Con arena y carbón
- 4.0: Con arena y carbón
- 4.5: Con arena y carbón
- 5.0: Con arena y carbón
- 5.5: Con arena y carbón
- 6.0: Con arena y carbón
- 6.5: Con arena y carbón
- 7.0: Con arena y carbón
- 7.5: Con arena y carbón
- 8.0: Con arena y carbón
- 8.5: Con arena y carbón
- 9.0: Con arena y carbón
- 9.5: Con arena y carbón
- 10.0: Con arena y carbón
- 10.5: Con arena y carbón
- 11.0: Con arena y carbón
- 11.5: Con arena y carbón
- 12.0: Con arena y carbón
- 12.5: Con arena y carbón
- 13.0: Con arena y carbón
- 13.5: Con arena y carbón
- 14.0: Con arena y carbón
- 14.5: Con arena y carbón
- 15.0: Con arena y carbón
- 15.5: Con arena y carbón
- 16.0: Con arena y carbón
- 16.5: Con arena y carbón
- 17.0: Con arena y carbón
- 17.5: Con arena y carbón
- 18.0: Con arena y carbón
- 18.5: Con arena y carbón
- 19.0: Con arena y carbón
- 19.5: Con arena y carbón
- 20.0: Con arena y carbón
- 20.5: Con arena y carbón
- 21.0: Con arena y carbón
- 21.5: Con arena y carbón
- 22.0: Con arena y carbón
- 22.5: Con arena y carbón
- 23.0: Con arena y carbón
- 23.5: Con arena y carbón
- 24.0: Con arena y carbón
- 24.5: Con arena y carbón
- 25.0: Con arena y carbón
- 25.5: Con arena y carbón
- 26.0: Con arena y carbón
- 26.5: Con arena y carbón
- 27.0: Con arena y carbón
- 27.5: Con arena y carbón
- 28.0: Con arena y carbón
- 28.5: Con arena y carbón
- 29.0: Con arena y carbón
- 29.5: Con arena y carbón
- 30.0: Con arena y carbón
- 30.5: Con arena y carbón
- 31.0: Con arena y carbón
- 31.5: Con arena y carbón
- 32.0: Con arena y carbón
- 32.5: Con arena y carbón
- 33.0: Con arena y carbón
- 33.5: Con arena y carbón
- 34.0: Con arena y carbón
- 34.5: Con arena y carbón
- 35.0: Con arena y carbón
- 35.5: Con arena y carbón
- 36.0: Con arena y carbón
- 36.5: Con arena y carbón
- 37.0: Con arena y carbón
- 37.5: Con arena y carbón
- 38.0: Con arena y carbón
- 38.5: Con arena y carbón
- 39.0: Con arena y carbón
- 39.5: Con arena y carbón
- 40.0: Con arena y carbón
- 40.5: Con arena y carbón
- 41.0: Con arena y carbón
- 41.5: Con arena y carbón
- 42.0: Con arena y carbón
- 42.5: Con arena y carbón
- 43.0: Con arena y carbón
- 43.5: Con arena y carbón
- 44.0: Con arena y carbón
- 44.5: Con arena y carbón
- 45.0: Con arena y carbón
- 45.5: Con arena y carbón
- 46.0: Con arena y carbón
- 46.5: Con arena y carbón
- 47.0: Con arena y carbón
- 47.5: Con arena y carbón
- 48.0: Con arena y carbón
- 48.5: Con arena y carbón
- 49.0: Con arena y carbón
- 49.5: Con arena y carbón
- 50.0: Con arena y carbón
- 50.5: Con arena y carbón
- 51.0: Con arena y carbón
- 51.5: Con arena y carbón
- 52.0: Con arena y carbón
- 52.5: Con arena y carbón
- 53.0: Con arena y carbón
- 53.5: Con arena y carbón
- 54.0: Con arena y carbón
- 54.5: Con arena y carbón
- 55.0: Con arena y carbón
- 55.5: Con arena y carbón
- 56.0: Con arena y carbón
- 56.5: Con arena y carbón
- 57.0: Con arena y carbón
- 57.5: Con arena y carbón
- 58.0: Con arena y carbón
- 58.5: Con arena y carbón
- 59.0: Con arena y carbón
- 59.5: Con arena y carbón
- 60.0: Con arena y carbón
- 60.5: Con arena y carbón
- 61.0: Con arena y carbón
- 61.5: Con arena y carbón
- 62.0: Con arena y carbón
- 62.5: Con arena y carbón
- 63.0: Con arena y carbón
- 63.5: Con arena y carbón
- 64.0: Con arena y carbón
- 64.5: Con arena y carbón
- 65.0: Con arena y carbón
- 65.5: Con arena y carbón
- 66.0: Con arena y carbón
- 66.5: Con arena y carbón
- 67.0: Con arena y carbón
- 67.5: Con arena y carbón
- 68.0: Con arena y carbón
- 68.5: Con arena y carbón
- 69.0: Con arena y carbón
- 69.5: Con arena y carbón
- 70.0: Con arena y carbón
- 70.5: Con arena y carbón
- 71.0: Con arena y carbón
- 71.5: Con arena y carbón
- 72.0: Con arena y carbón
- 72.5: Con arena y carbón
- 73.0: Con arena y carbón
- 73.5: Con arena y carbón
- 74.0: Con arena y carbón
- 74.5: Con arena y carbón
- 75.0: Con arena y carbón
- 75.5: Con arena y carbón
- 76.0: Con arena y carbón
- 76.5: Con arena y carbón
- 77.0: Con arena y carbón
- 77.5: Con arena y carbón
- 78.0: Con arena y carbón
- 78.5: Con arena y carbón
- 79.0: Con arena y carbón
- 79.5: Con arena y carbón
- 80.0: Con arena y carbón
- 80.5: Con arena y carbón
- 81.0: Con arena y carbón
- 81.5: Con arena y carbón
- 82.0: Con arena y carbón
- 82.5: Con arena y carbón
- 83.0: Con arena y carbón
- 83.5: Con arena y carbón
- 84.0: Con arena y carbón
- 84.5: Con arena y carbón
- 85.0: Con arena y carbón
- 85.5: Con arena y carbón
- 86.0: Con arena y carbón
- 86.5: Con arena y carbón
- 87.0: Con arena y carbón
- 87.5: Con arena y carbón
- 88.0: Con arena y carbón
- 88.5: Con arena y carbón
- 89.0: Con arena y carbón
- 89.5: Con arena y carbón
- 90.0: Con arena y carbón
- 90.5: Con arena y carbón
- 91.0: Con arena y carbón
- 91.5: Con arena y carbón
- 92.0: Con arena y carbón
- 92.5: Con arena y carbón
- 93.0: Con arena y carbón
- 93.5: Con arena y carbón
- 94.0: Con arena y carbón
- 94.5: Con arena y carbón
- 95.0: Con arena y carbón
- 95.5: Con arena y carbón
- 96.0: Con arena y carbón
- 96.5: Con arena y carbón
- 97.0: Con arena y carbón
- 97.5: Con arena y carbón
- 98.0: Con arena y carbón
- 98.5: Con arena y carbón
- 99.0: Con arena y carbón
- 99.5: Con arena y carbón
- 100.0: Con arena y carbón

SEGUIR DE SEGUIR...
MATERIA...
NOTA: ...
METRO LINEA SUR...
ABRIL 1978

SONDEO V-2
CRUCE METRO VADICIA
ELEVACION 37.15



Series of aerostatic log

Carbonyl

relleno de excavación

arcilla poco limosa
de arenosa-cara
/ una lente de
siltica, 4/5 por
mas gravillas FC 1/2

concreto

arcilla poco limosa
de oscuro a gris
oscuro o negro
con finos de
FC 1/2 (D) superior
e inferior (D)

limo poco arcilloso de
de oscuro a una lente
de arena frías
limosa café, FC 1/2

arcilla poco limosa
de arena / limosa
y arena / arena, FC 1/2

arena fina, poco limosa
FC 1/2 variable con
una fina arena / siltica

ca...

ca...

ca...

ca...

ca...

ca...

ca...

ca...

ca...

ca...

ca...

ca...

ca...

ca...

ca...

ca...

ca...

ca...

ca...

ca...

ca...

ca...

ca...

ca...

ca...

ca...

ca...

ca...

ca...

ca...

ca...

NOMENCLATURA

...

...

...

...

...

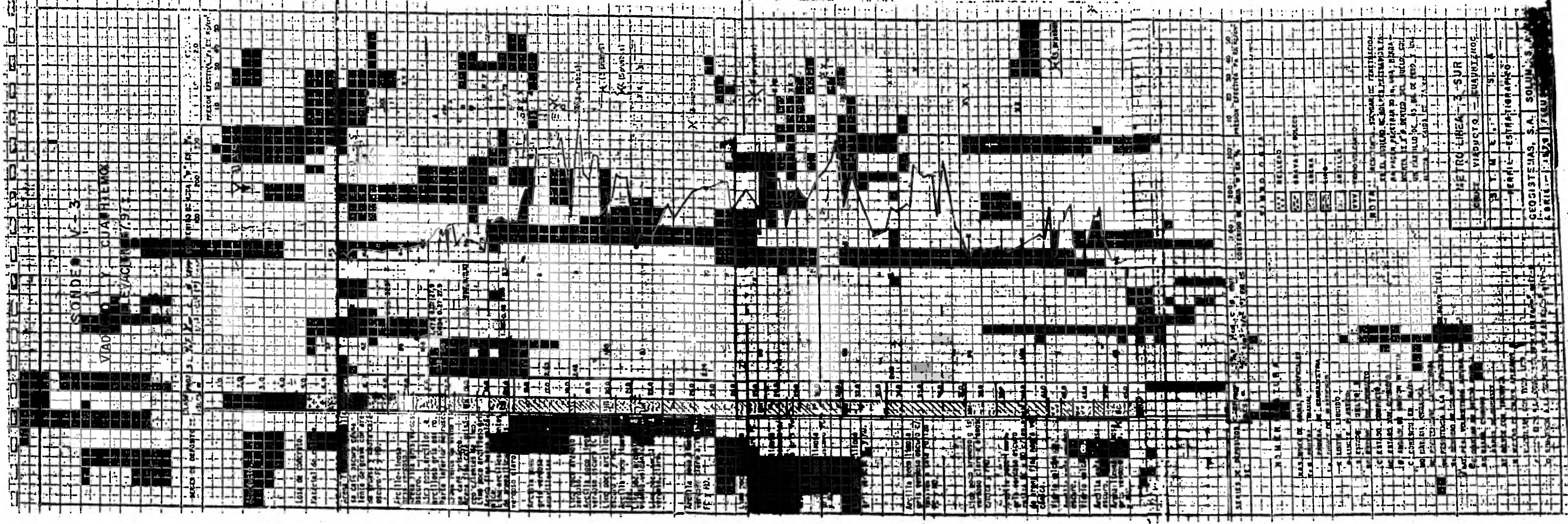
...

...

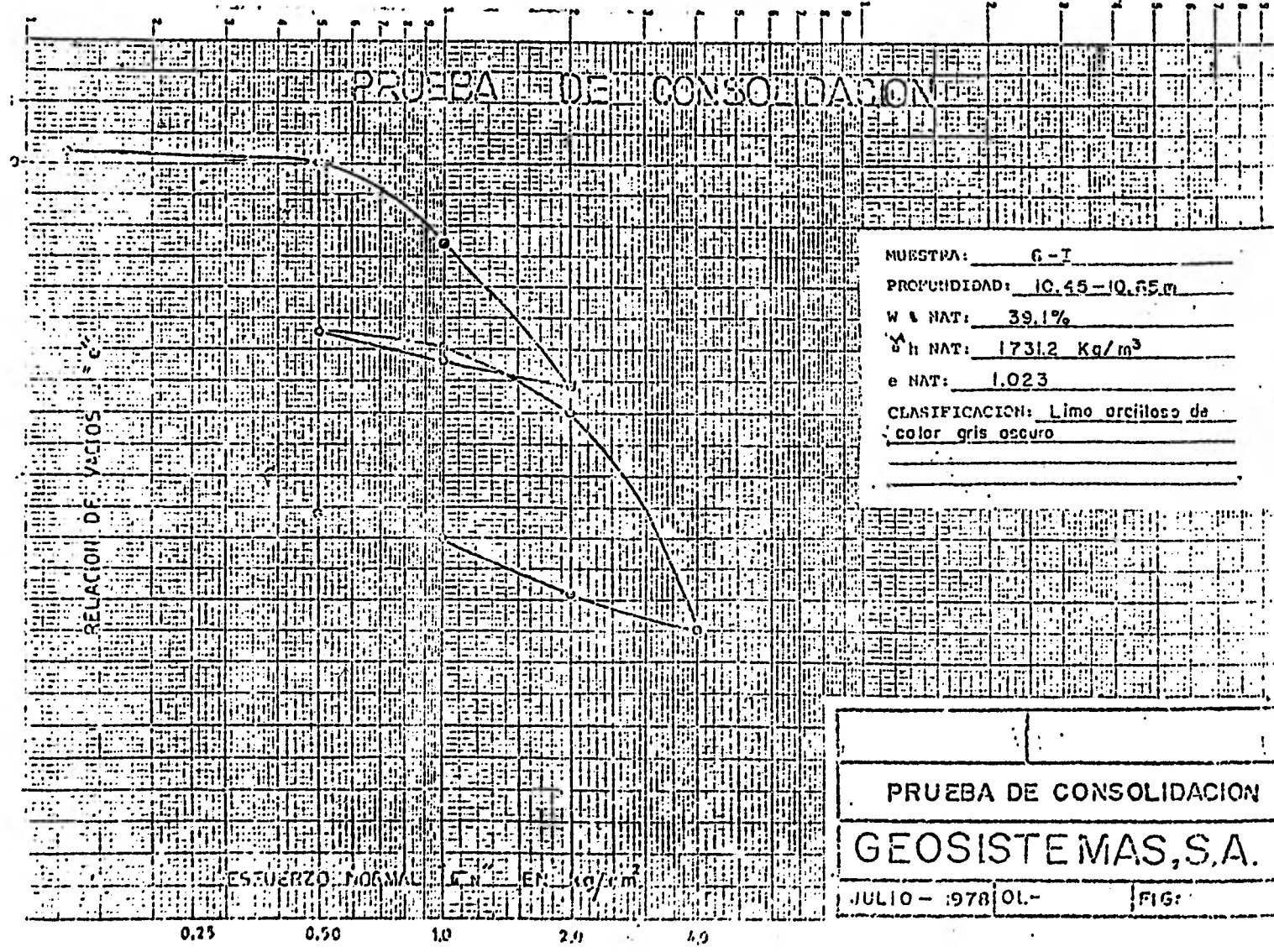
...

...

...



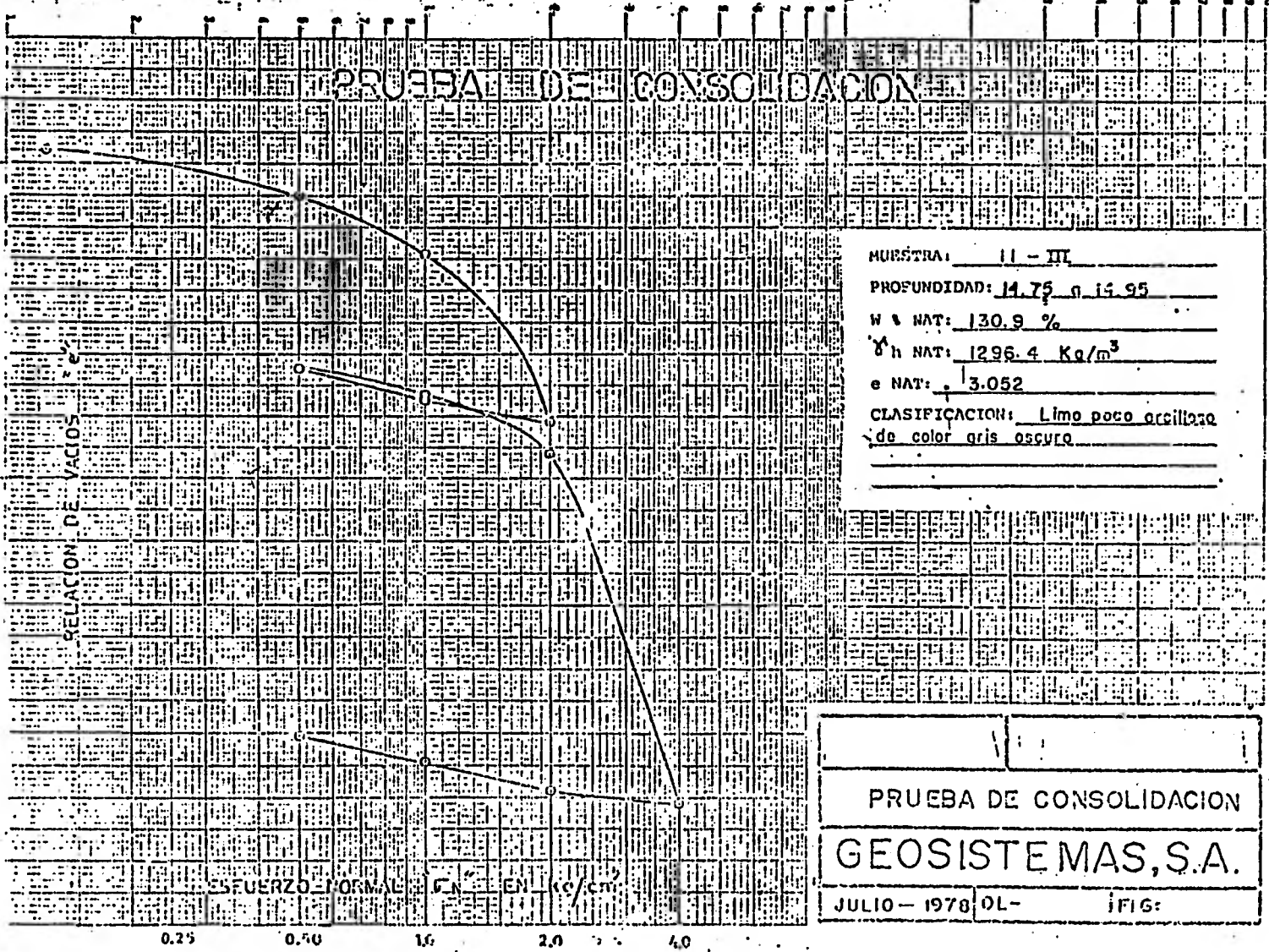
PRUEBA DE CONSOLIDACION



MUESTRA: G-7
PROFUNDIDAD: 10.45-10.65m
W NAT: 39.1%
γ_s NAT: 1731.2 Kg/m³
e NAT: 1.023
CLASIFICACION: Limo arcilloso de
color gris oscuro

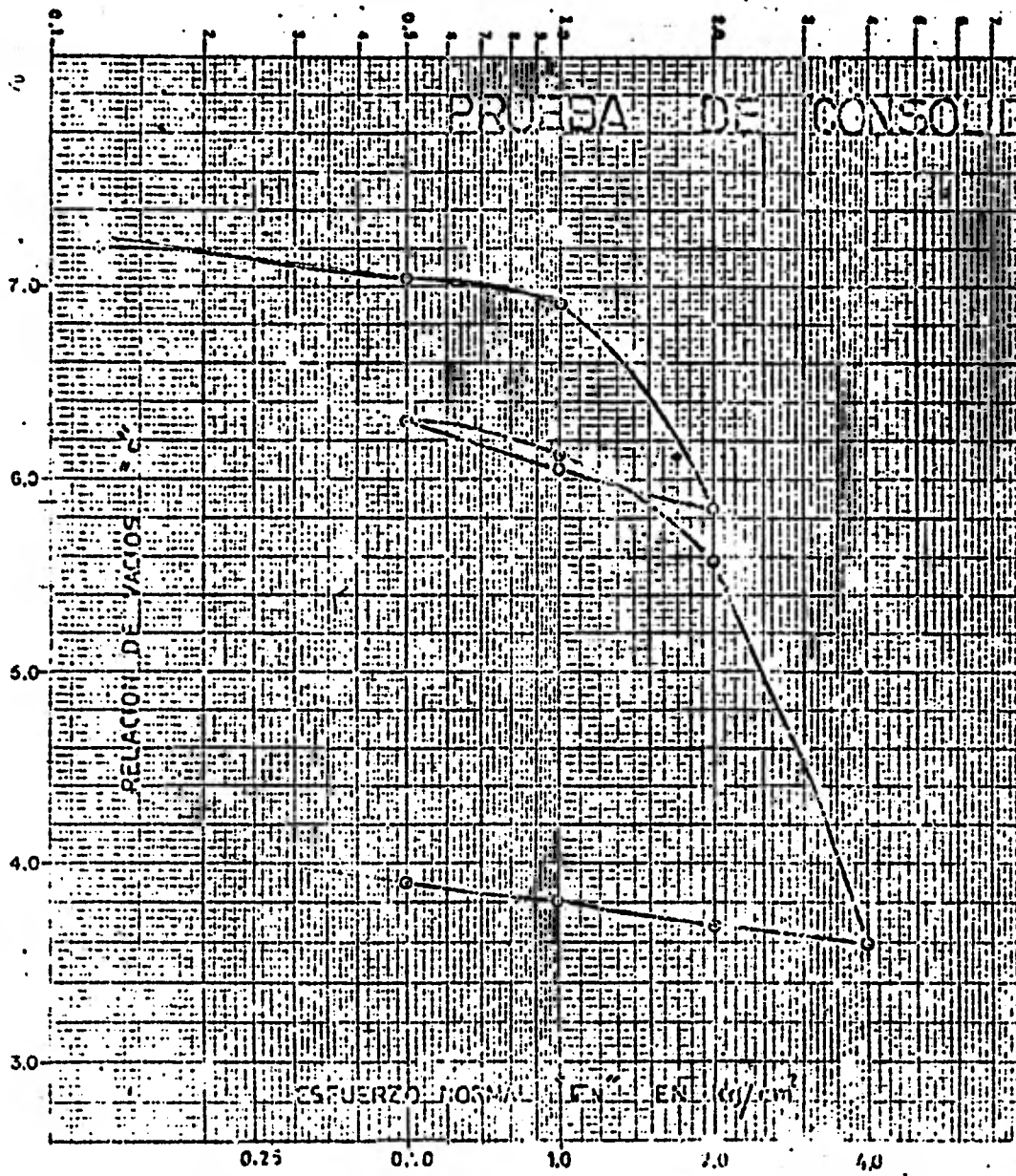
PRUEBA DE CONSOLIDACION
GEOSISTEMAS, S.A.
JULIO - 1978 OL- FIG:

PRUEBA DE CONSOLIDACION



MUESTRA: 11 - III
 PROFUNDIDAD: 14.75 a 15.95
 W % NAT: 130.9 %
 γ_h NAT: 1296.4 Kg/m³
 e NAT: 3.052
 CLASIFICACION: Limo poco arcilloso
de color gris oscuro

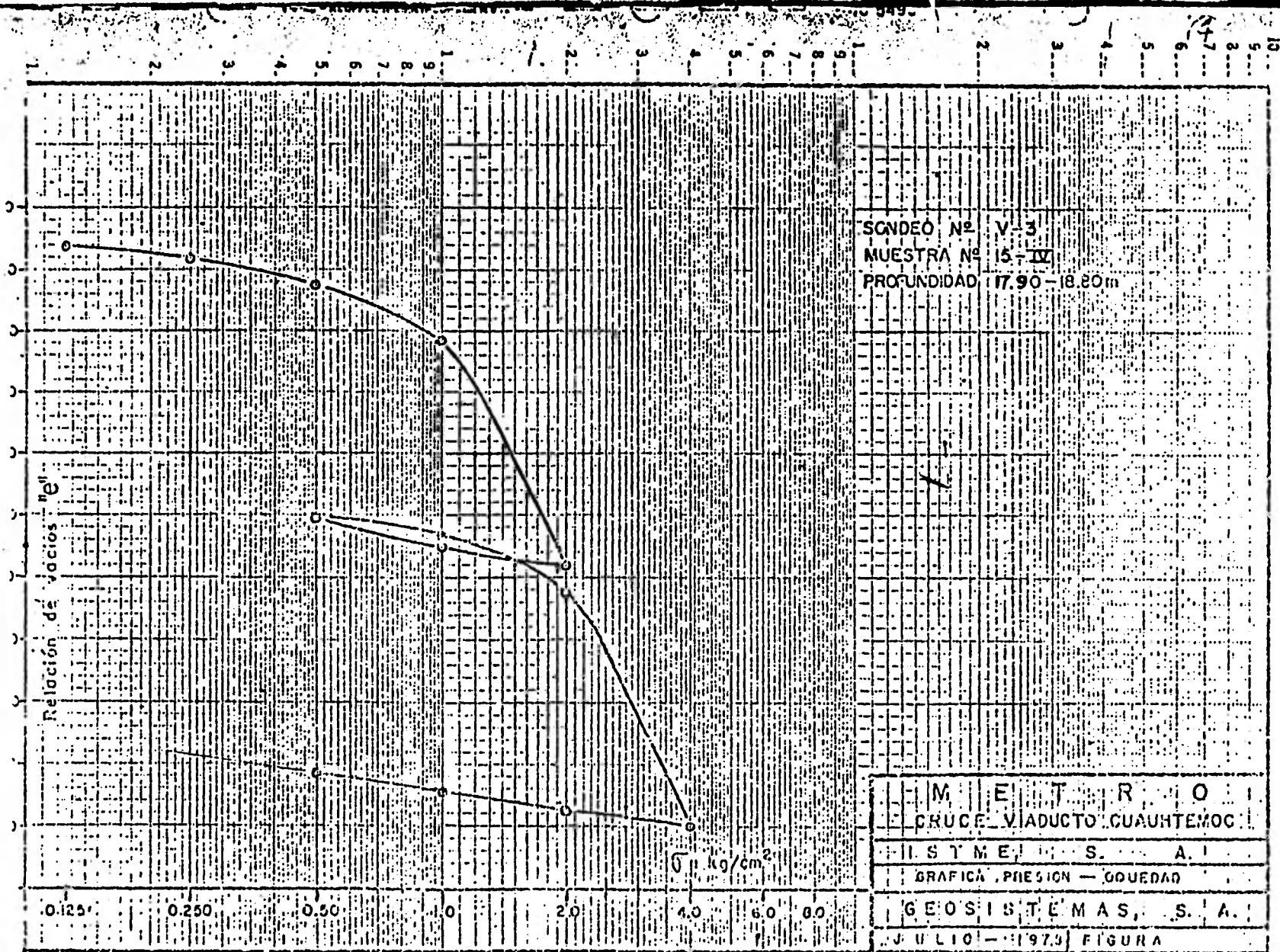
PRUEBA DE CONSOLIDACION
 GEOSISTEMAS, S.A.
 JULIO - 1978 OL- IFIG:



PRUEBA DE CONSOLIDACION

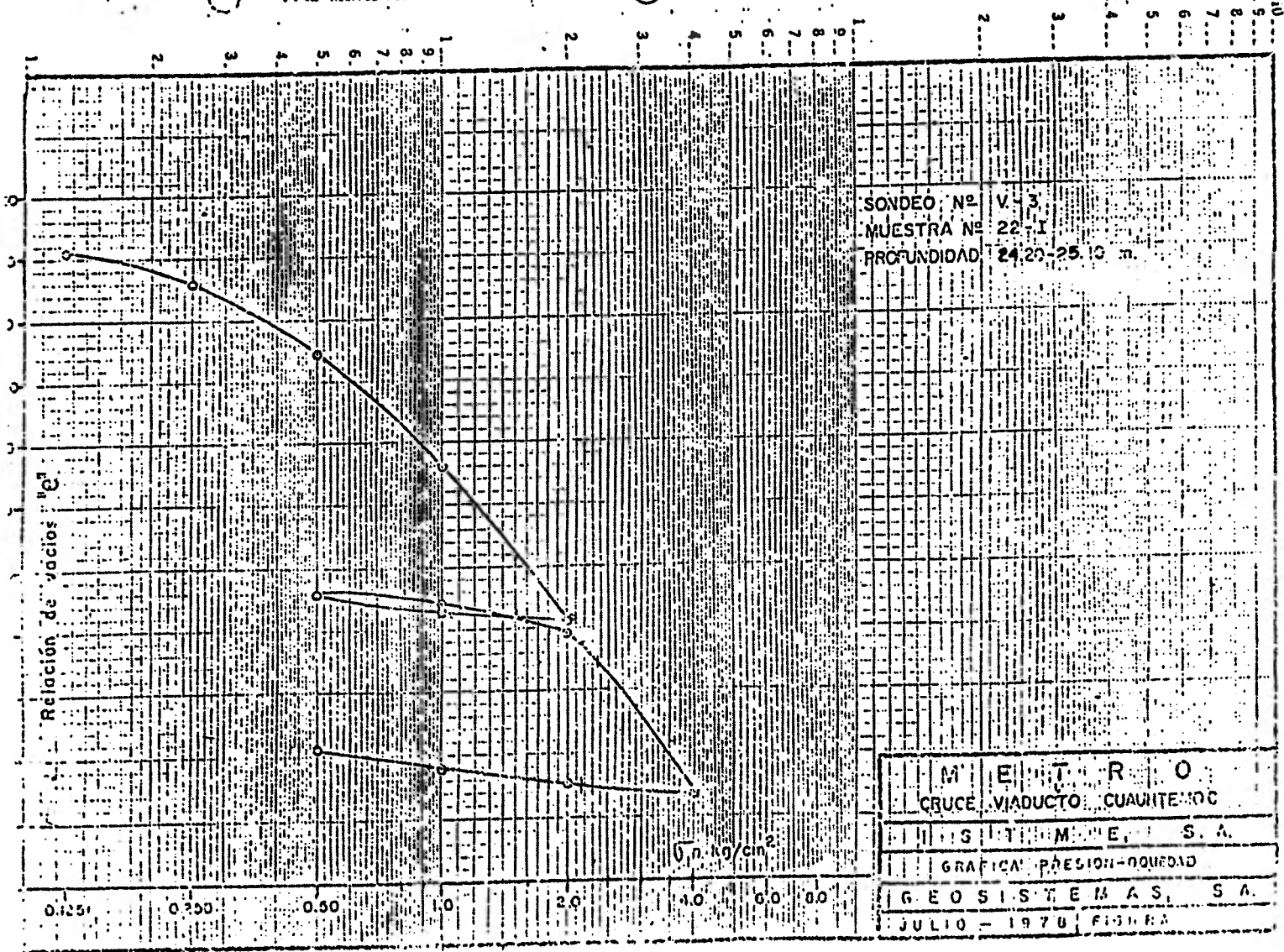
MUESTRA: 13-II
PROFUNDIDAD: 16.45 - 16.65
W % NAT: 326.6
 γ_h NAT: 1135.8 Kg/m³
e NAT: 7.210
CLASIFICACION: Arcilla poco limosa
de color gris verdoso

PRUEBA DE CONSOLIDACION		
GEOSISTEMAS, S.A.		
JULIO - 1978	OL-	FIG:



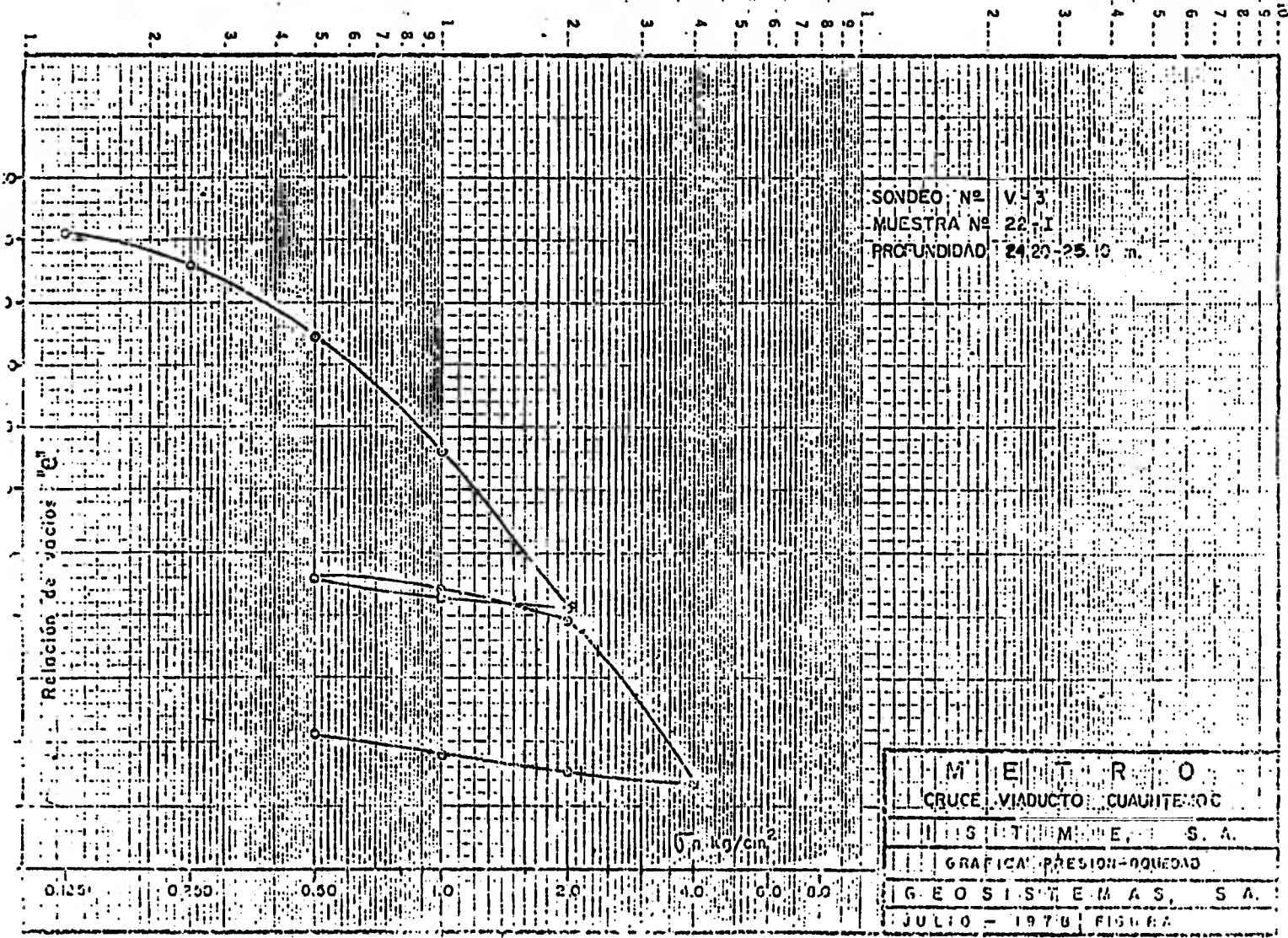
SONDEO N° V-3
 MUESTRA N° 15-IV
 PROFUNDIDAD 17.90 - 18.20m

M E T R O
 CRUCE VIADUCTO CUAUHEMOC
 I S T M E S . A .
 GRAFICA PRESION - GUEDAD
 GEOSISTEMAS, S. A.
 JULIO - 1973 FIGURA



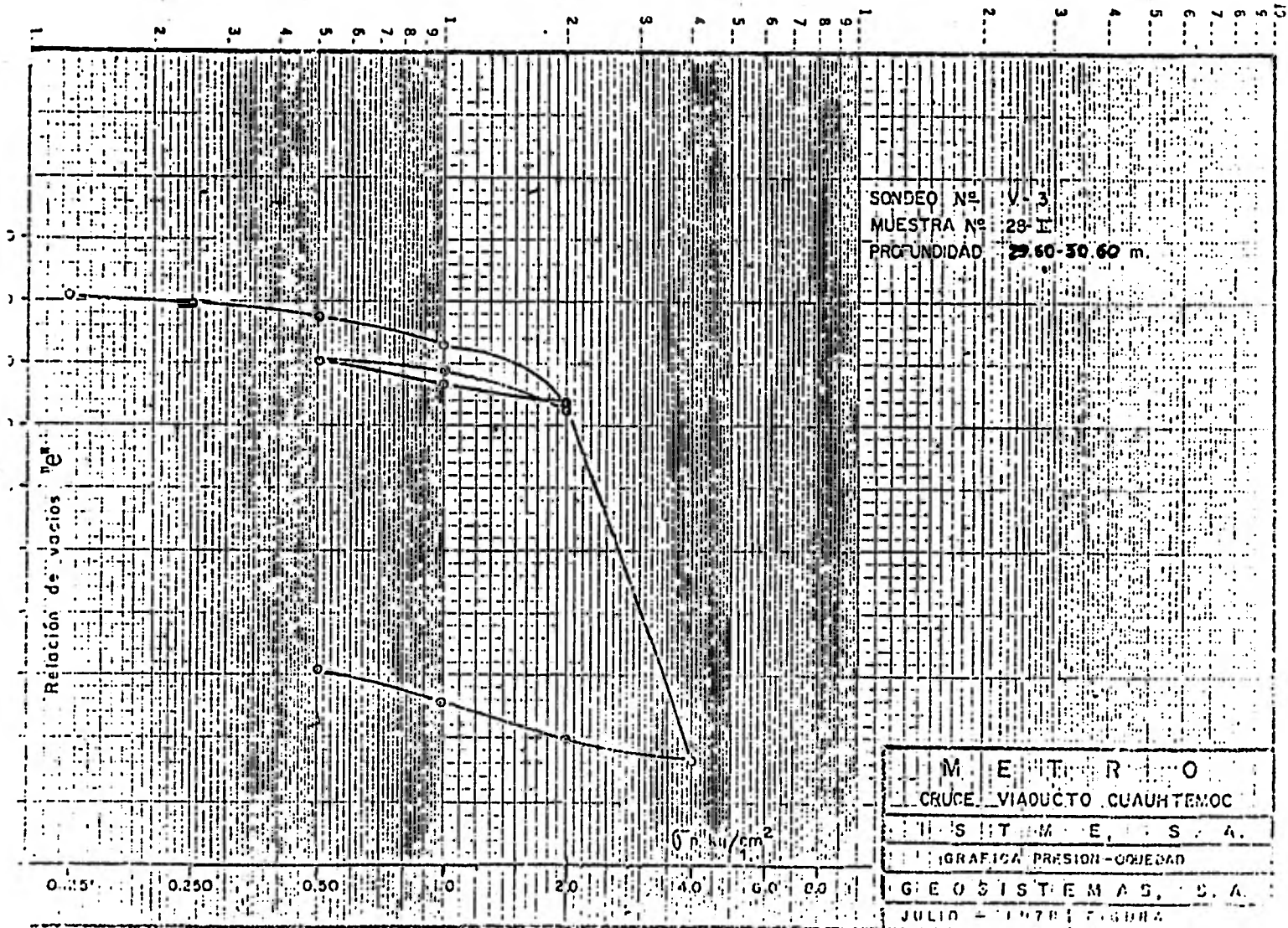
SONDEO N° V-3
 MUESTRA N° 22-I
 PROFUNDIDAD 24.20-25.10 m.

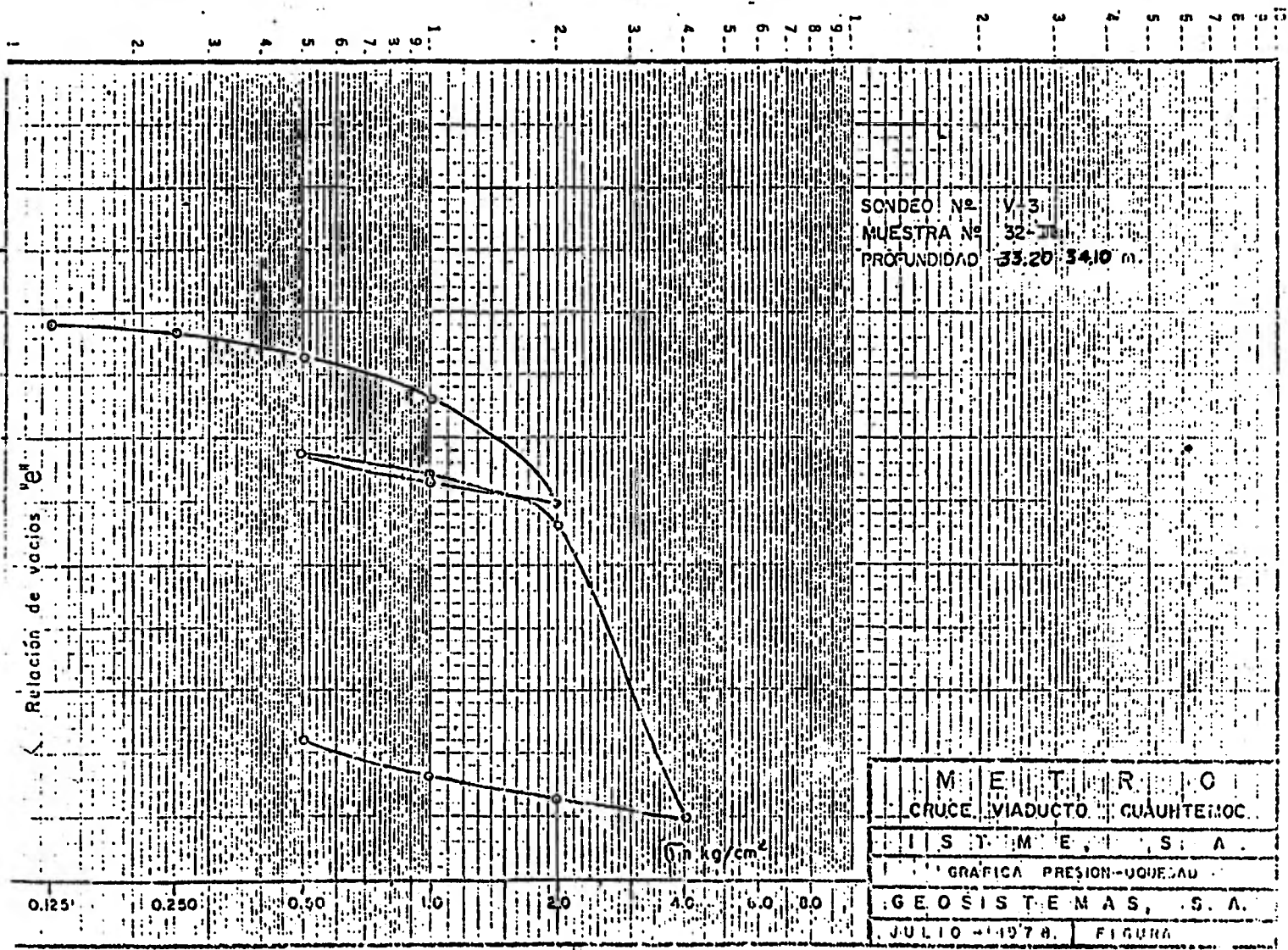
M E T R O
 CRUCE VIADUCTO CUAUTEMOC
 S I S T E M A S S. A.
 GRAFICA PRESION-QUEJADA
 G E O S I S T E M A S S. A.
 JULIO - 1978 FIGURA



SONDEO N° V43
 MUESTRA N° 22-I
 PROFUNDIDAD 24.20-25.10 m.

M E T R O
 CRUCE VIADUCTO CUAUHTEMOC
 INSTITUTO M. E. S. A.
 GRAFICA PRESION-QUEBRADA
 GEOSISTEMAS, S. A.
 JULIO - 1976 FIGURA

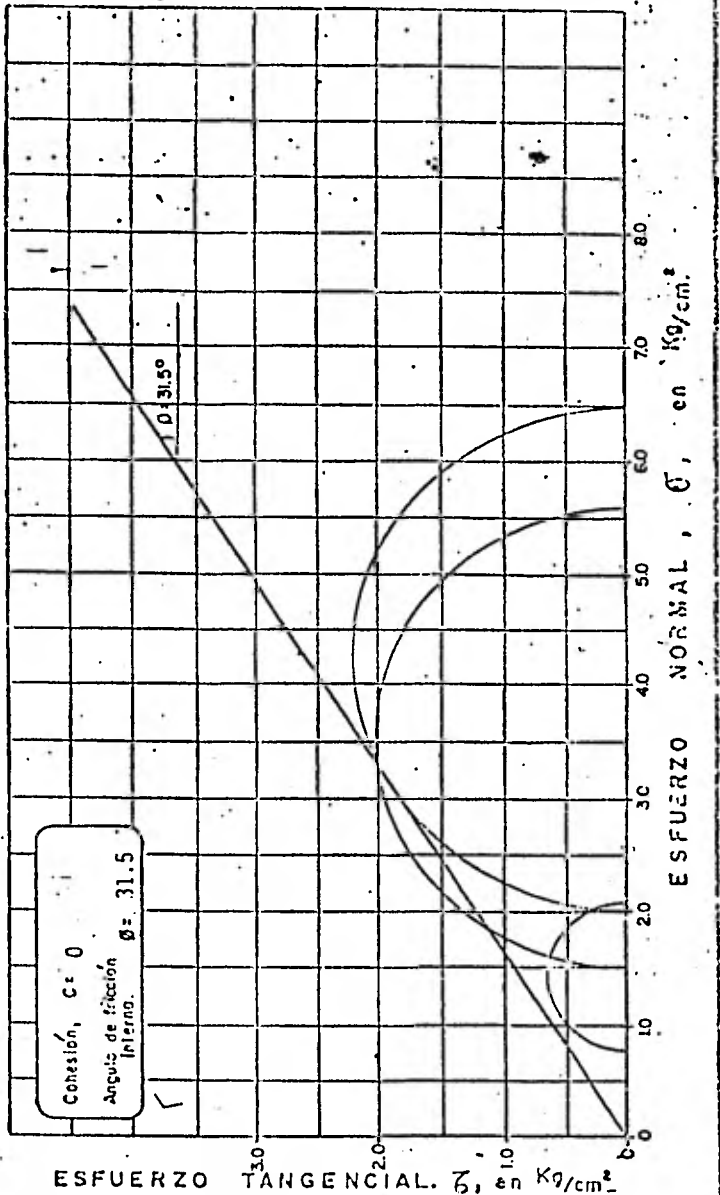




SONDEO N° V-3
 MUESTRA N° 32-III
 PROFUNDIDAD 33.20 34.10 m.

M E T R O
 CRUCE VIADUCTO GUATEMOC
 S T M E S A
 GRAFICA PRESION-QUEVEDAD
 GEOSISTEMAS, S. A.
 JULIO - 1978. FIGURA

POZO	MUESTRA	CONTENIDO DE AGUA		LIMITE LIQUIDO	INDICE PLASTICO	DENSIDAD DE SOLIDOS	PESO VOLUMETRICO NATURAL	ESFUERZO PRINCIPAL EN LA FALLA		CLASIFICACION	OBSERVACIONES
		NATURAL	FINAL					MEJOR	MAJOR		
Nº	m.	%	%	%	IP	G _s	Ten/m ³	Kg/cm ²	Kg/cm ²		
N-V-3.	2-1									Arena fina arcillosa café grisceo con gravillas y gravas hasta 1ª material poco compacto. (SC)	
	6.90	31.50	29.57	20.4	5.9	--	1.97	0.75	2.11		
	a							1.50	5.58		
	7.50							2.00	6.46		



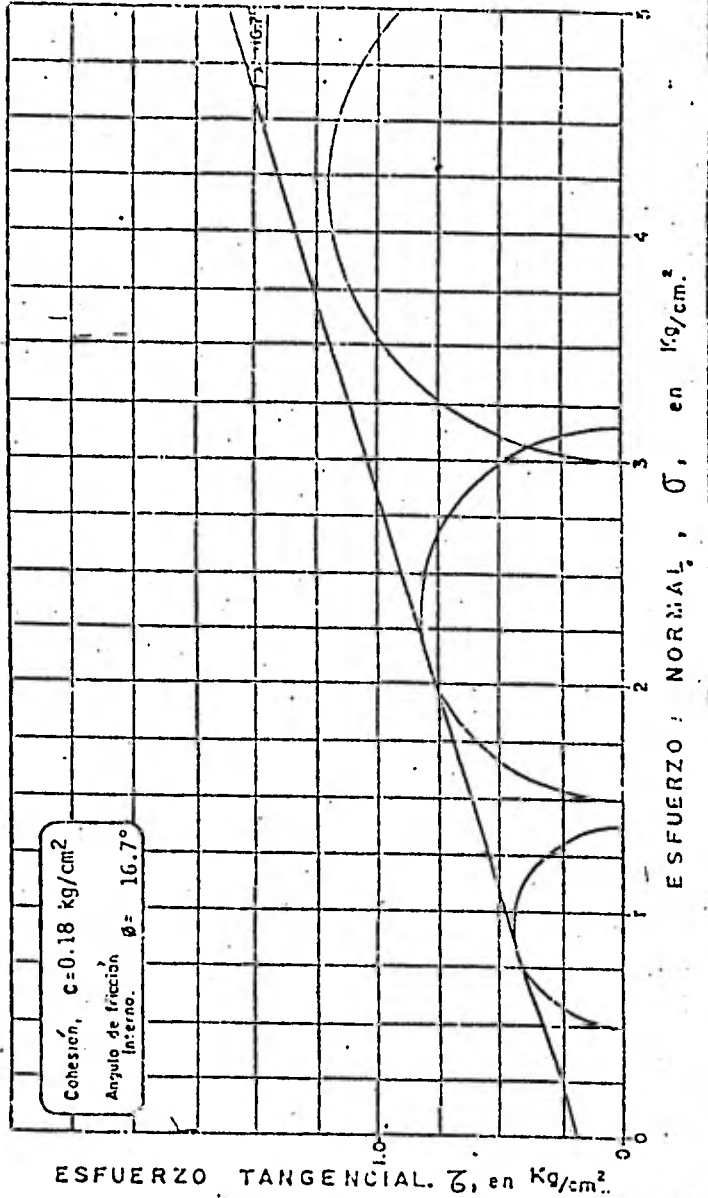
M E T R O

CRUCE VIADUCTO - CUAUHTEMOC

I S T M E , S . A .

RESULTADOS DE LA PRUEBA TRIAXIAL

POZO	MUESTRA PROF	CONTENIDO DE AGUA		LIMITE LIQUIDO	INDICE PLASTICO	DENSIDAD DE SOLIDOS	PESO VOLUMETRICO NATURAL	ESFUERZO PRINCIPAL EN LA FALLA		CLASIFICACION	OBSERVACIONES
		NATURAL	FINAL					Menor	Mayor		
Nº	m.	w _i	w _f	LL	IP	G _s	h	σ ₃	σ ₁		
N-V-5	2-1	43.9	47.1	43.5	22.0		1.707	0.5	1.38	Arcilla con arena fina, café grisáceo con raíces en descomposición, con mica y lente de arena fina. FC, MO. (CL)	
	7.90							1.50	3.15		
	8.10							3.00	5.40		



M E T R O

CRUCE VIADUCTO - CUAUHTEMOC

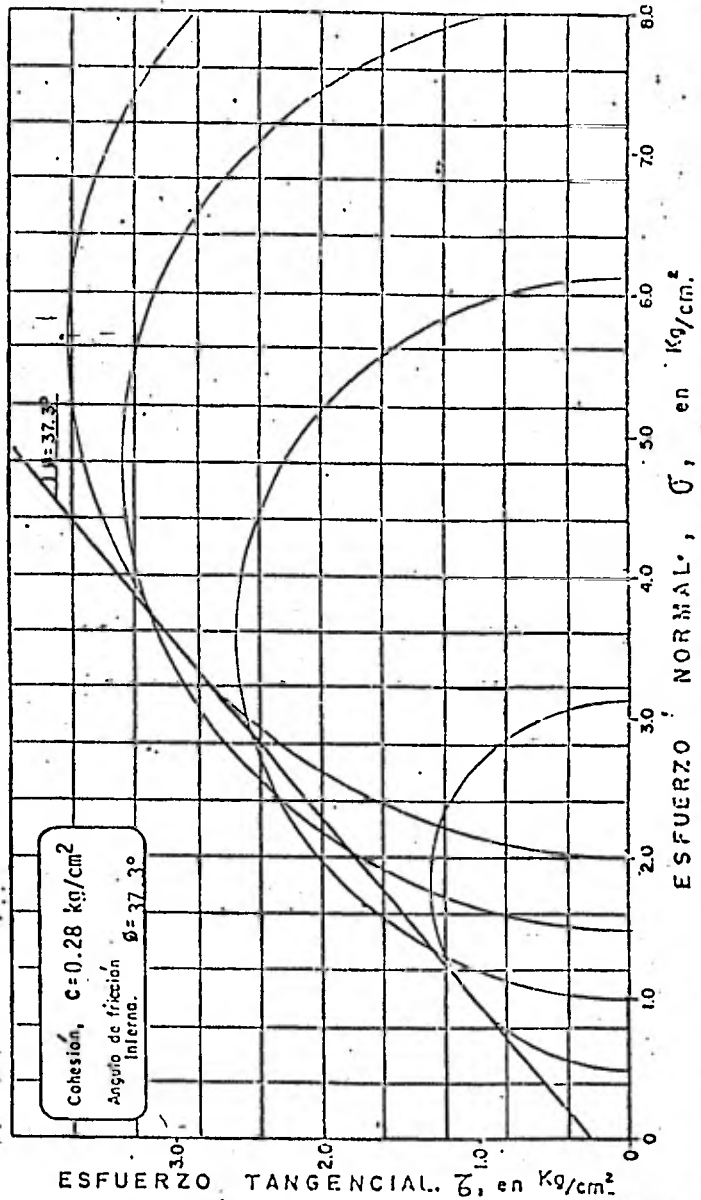
I S T M E , S . A .

RESULTADOS DE LA PRUEBA TRIAXIAL

G E O S I S T E M A S , S . A .

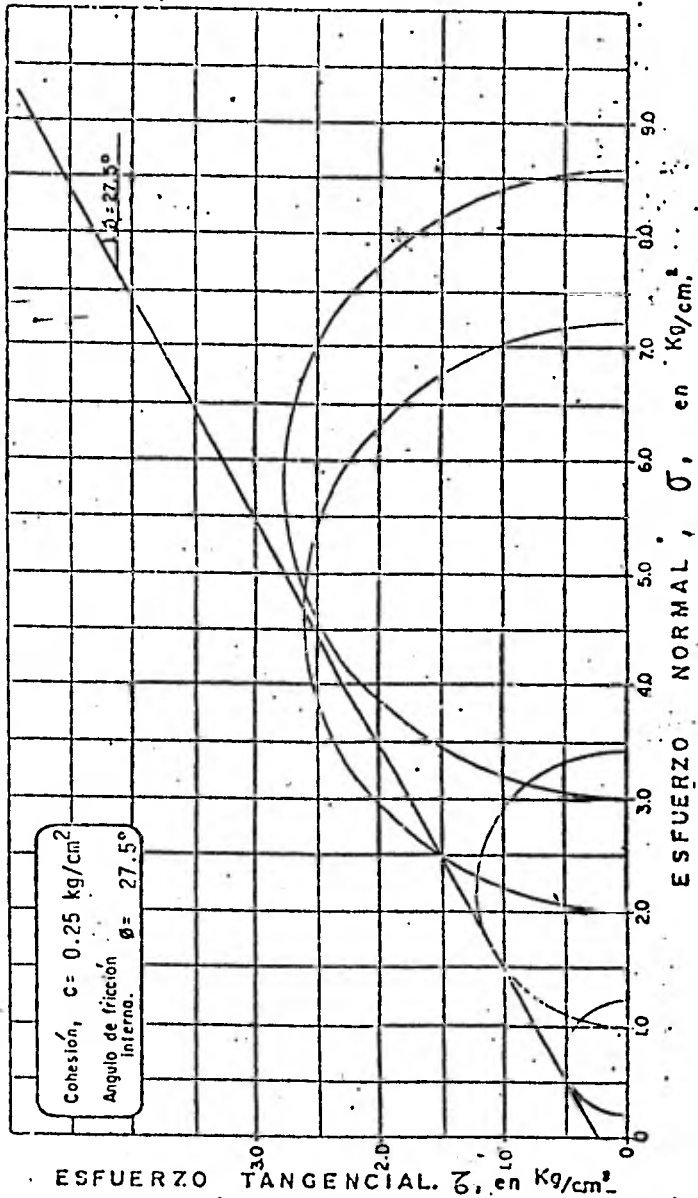
JULIO . 1978 | FIGURA

POZO	MUESTRA PROF.	CONTENIDO DE AGUA		LÍMITE LÍQUIDO	ÍNDICE PLÁSTICO	DENSIDAD DE SÓLIDOS	PESO VOLUMÉTRICO NATURAL	ESFUERZO PRINCIPAL EN LA FALLA		CLASIFICACION	OBSERVACIONES
		NATURAL	FINAL					Menor	Mayor		
Nº	m.	%	%	LE	Ip	Gs	Ton/m ³	Kg/cm ²	Kg/cm ²		
	4-11							0.50	3.14	Arena fina poco arcillosa café grisáceo con mica y algunas coque dades, con una lente de limo arenoso, material frágil.	
	8.40	27.1	29.4	--	--	--	1.925	1.00	6.12		
								1.50	8.15		
	9.30							2.00	9.36		
N-V-3	a										



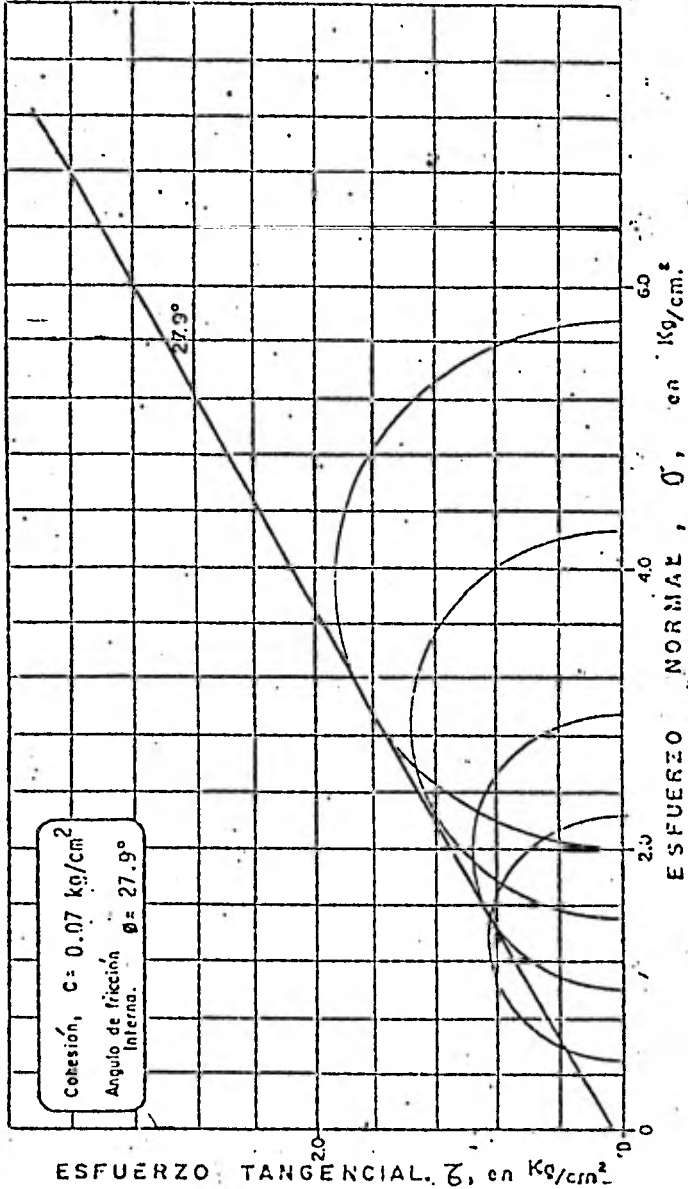
M E T R O
 CRUCE VIADUCTO - CUAUHTEMOC
 I S T M E, S. A.
 RESULTADOS DE LA PRUEBA TRIAXIAL
 G E O S I S T E M A S, S. A.

POZO	MUESTRA PROF.	CONTENIDO DE AGUA		LIMITE LIQUIDO	INDICE PLASTICO	DENSIDAD DE SOLIDOS	PESO VOLUMETRICO NATURAL	ESFUERZO PRINCIPAL EN LA FALLA		CLASIFICACION	OBSERVACIONES
		NATURAL	FINAL					MEJOR	MAYOR		
Nº	m.	w _l	w _f	L.L.	I _p	G _s	h	σ ₃	σ ₁		
	5-1										
	9.85	39.0	36.05	42.5	18.3		1.796	0.20	1.28	Arcilla con arena fina gris oscura, con mica, con oquedades, material compacto con focos carbonatos. FC, NO. (CL).	
	10.10							1.00	3.44		
								2.00	7.28		
								3.00	8.64		



M E T R O
 CRUCE VIADUCTO - CUAUHEMOC
 I S T M E , S . A .
 RESULTADOS DE LA PRUEBA TRIAXIAL
 G E O S I S T E M A S , S . A .
 JULIO 1978 FIGURA

POZO	MUESTRA PROE	CONTENIDO DE AGUA		LIMITE LIQUIDO	INDICE PLASTICO	DENSIDAD DE SOLIDOS	PESO VOLUMÉ- TRICO NATURAL	ESFUERZO PRIN- CIPAL EN LA FALLA		CLASIFICACION	OBSERVACIONES
		NATURAL	FINAL					MEJOR	MAJOR		
Nº	m.	ω/1	%	LL	IP	γ _s	h	Kg/cm ²	σ ₁		
	7-1										
N-V-3	11.15	74.5	73.0	75.1	23.8	2.398	1.477	0.50	2.24	Limo poco arcilloso; negrusco, con algunos grumos duros de limo y arena fina, con fósiles, equidados de raíces, poco compacto. FC (Mit)	
	11.35							1.00	2.96		
								1.50	4.28		
								2.00	5.80		



M E T R O

CRUCE VIADUCTO - CUAUHTEMOC

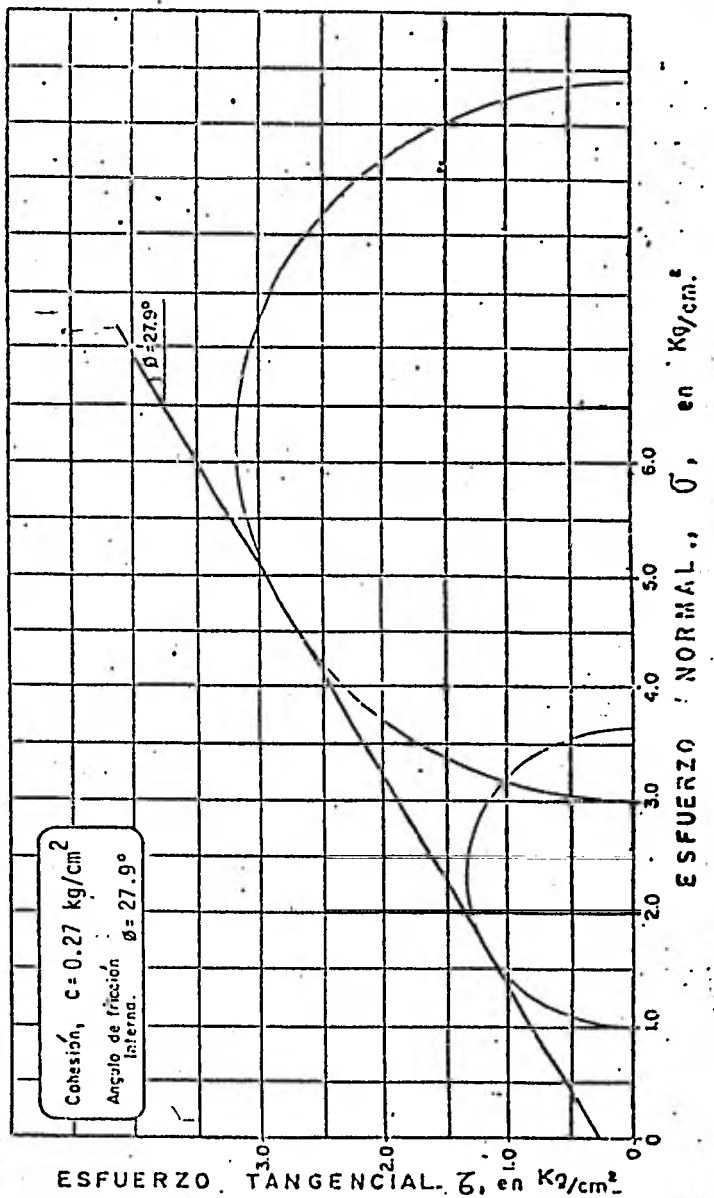
I S T M E , S . A .

RESULTADOS DE PRUEBA TRIAXIAL

G E O S I S T E M A S , S . A .

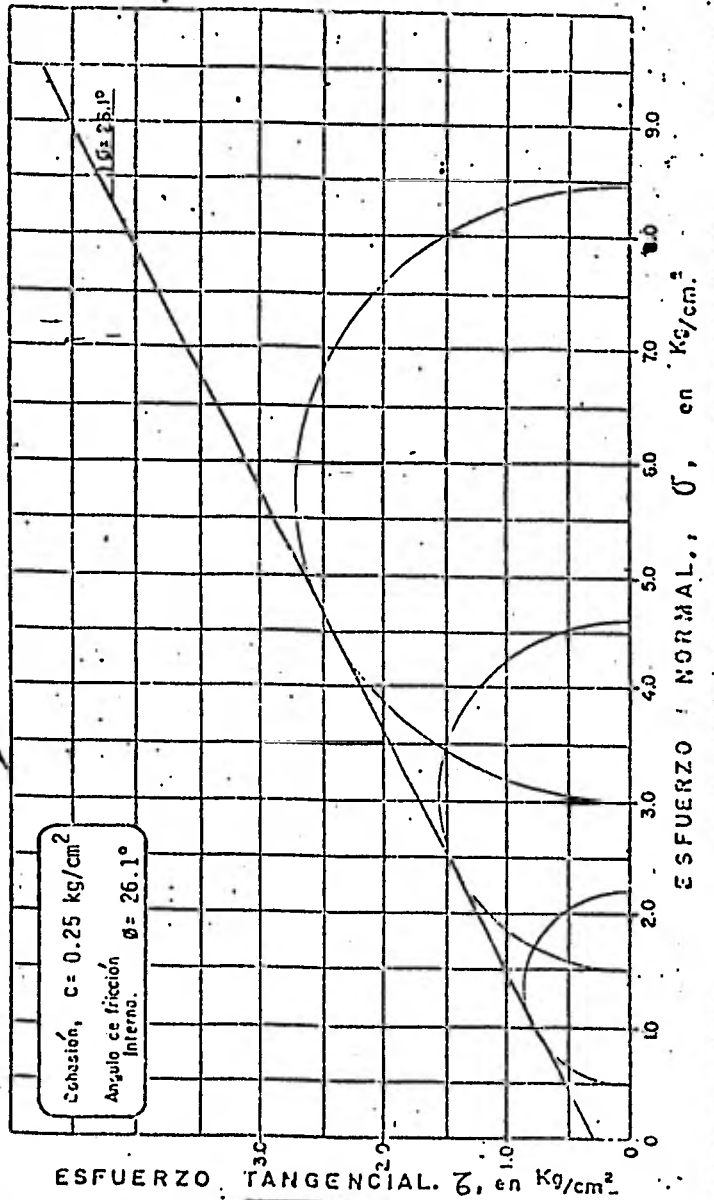
JULIO 1978 FIGURA

POZO	Nº	CONTENIDO DE AGUA		LÍMITE LÍQUIDO	ÍNDICE PLÁSTICO	DENSIDAD DE SÓLIDOS	PESO VOLUMÉTRICO NATURAL	ESFUERZO PRINCIPAL EN LA FALLA		OBSERVACIONES
		NATURAL	FINAL					MEJOR	MAYOR	
	m.	%	%	%	Ip	γs	Ton/m ³	kg/cm ²	kg/cm ²	
	7-11	62.7	51.8	75.1	23.8	2.398	1.434	1	3.65	Limo con arena fina con bolsas de vidrio volcánico, oquedades fósiles, material frágil. FC (MH).
	11.35							3	9.40	
M-V-3	a									
	11.55									



M E T R O
 CRUCE VIADUCTO - CUAUHEMOC
 I S T M E , S . A .
 RESULTADOS DE LA PRUEBA TRIAXIAL
 G E O S I S T E M A S , S . A .

POZO	MUESTRA PRDF.	CONTENIDO DE AGUA		LIMITE LIQUIDO	INDICE PLASTICO	DENSIDAD DE SOLIDOS	PESO VOLUMETRICO NATURAL	ESFUERZO PRINCIPAL EN LA FALLA		CLASIFICACION	OBSERVACIONES
		NATURAL	FINAL					MEJOR	MAYOR		
Nº	m.	W1	W2	LE	Ip	Gs	h	σ_3	σ_1		
N-V-5	8-1									Limo poco arcilloso con arena fina, fósiles, algunos pedruzcos de mica y carbonatos, material poco compacto con onguedades.F.C.	
	11.90	125.5	117.67	73.2	31.9		1.341	0.50	2.17		
	a							1.50	4.60		
	12.10							3.00	8.50		



M E T R O

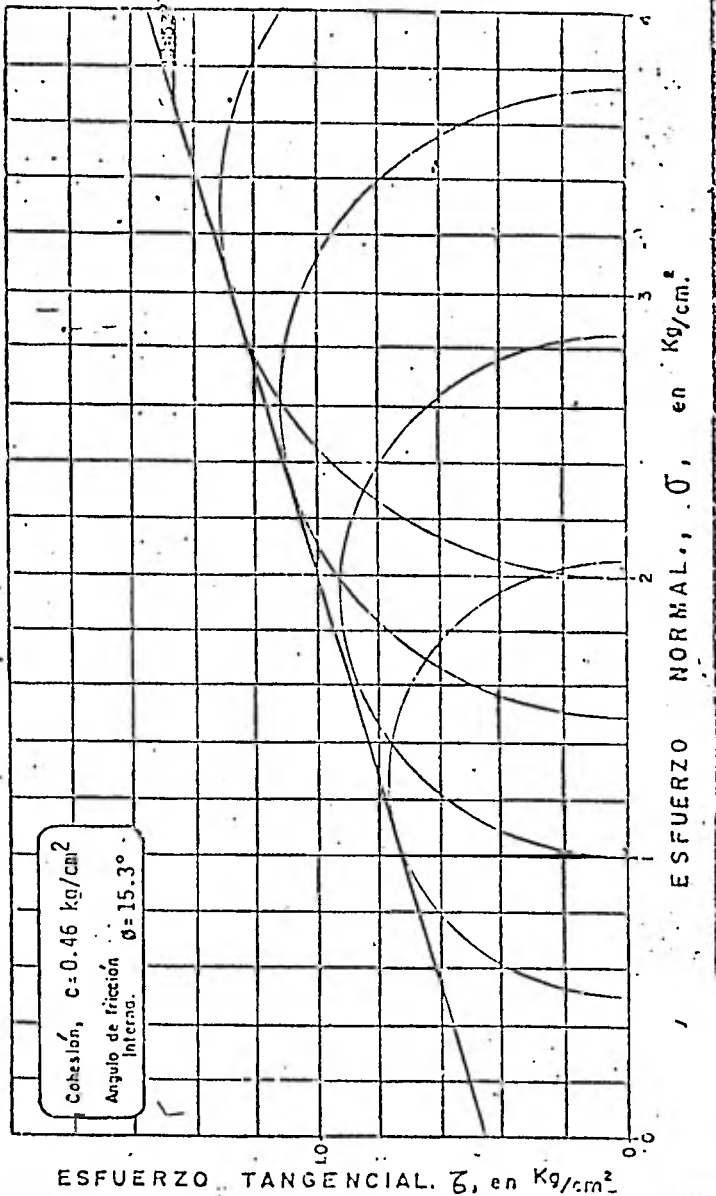
CRUCE VIADUCTO - CUAUHTEMOC

I S T M E, S. A.

RESULTADOS DE LA PRUEBA TRIAXIAL

G E O S I S T E M A S, S. A.

POZO	MUESTRA PROF.	CONTENIDO DE AGUA		LÍMITE LÍQUIDO	ÍNDICE PLÁSTICO	DENSIDAD DE SÓLIDOS	PESO VOLUMÉTRICO NATURAL	ESFUERZO PRINCIPAL EN LA FALLA		CLASIFICACION	OBSERVACIONES	
		NATURAL	FINAL					Menor σ_3	Mayor σ_1			
	m.	%	%	%	Ip	Gs	h	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Arcilla poco limosa gris verdoso con fósiles, oquedades, raíces material compacto. FC (CH)		
	11-11											
	14.30	102.6	104.38	50.8	24.4	2.395	1.320	0.5	2.05			
	15.20							1.0	2.88			
	a							1.5	3.73			
								2.0	4.61			



M E T R O
 CRUCE VIADUCTO - CUAUHTEMOC
 I S T M E , S . A .
 RESULTADOS DE LA PRUEBA TRIAXIAL
 G E O S I S T E M A S , S . A .

CAPITULO V

CONDICIONES HIDRAULICAS Y TRATAMIENTO DEL SUBSUELO

En lo que sigue se describen las consideraciones adoptadas, así como las teorías aplicadas para la resolución de los diferentes problemas mencionados.

Asimismo y en atención a los problemas originados por el suelo circundante a la estructura que nos ocupa y la interacción entre tales elementos, tanto en la etapa de construcción como en su vida útil, hubo necesidad de revisar en forma especial lo siguiente :

1) Movimientos Verticales

- Como el suelo de apoyo está constituido por arcillas de alta compresibilidad, se requirió hacer un análisis detallado de los probables asentamientos o expansiones del terreno, lo cual originó que el diseño de la cimentación del cruce quedara de manera importante regida por la magnitud de los movimientos verticales que presentaría el terreno sin llegar a poner en peligro la estabilidad de la estructura

2) Empujes

- El comportamiento del muro tablestaca ante los empujes de tierra que provoca la excavación.

3) Capacidad de Carga

- La capacidad de carga al nivel de desplante y la posibilidad de falla de fondo debido a la descompresión que sufre el terreno por la excavación.

4) Infiltraciones

- El problema de infiltraciones hacia la zona de trabajo a través de los huecos dejados entre la unión de muros de acueducto y viaducto, en los que no pudieron colarse los muros tablestaca . Situación provocada por el hecho de que la excavación interesó un estrato de arena de espesor importante y a que el nivel de aguas freáticas aparece en esta zona casi superficial, motivando un tratamiento de impermeabilización del suelo así como la realización del abatimiento del N.A.F., mediante pozos de bombeo con la finalidad de ejecutar la construcción en seco.

El capítulo se desarrolla en tres temas :

- 1) Interaccion Suelo- Estructura
- 2) Tratamiento del Sub-Suelo
- 3) Manejo del Agua

1. Interacción Suelo -Estructura

En este apartado como ya se mencionó se trataron los siguientes subtemas :

- 1.1 Movimientos verticales inducidos por la estructura
- 1.2 Empujes de Tierra
- 1.3 Capacidad de Carga y Falla de Fondo

1.1 De acuerdo con las características que presenta el subsuelo en la zona del cruce, deducidas del estudio de Mecánica de Suelos al respecto realizado, encontró que en general los estratos subyacentes al nivel de desplante de la estructura en cuestión son de alta compresibilidad y baja resistencia al corte, con la presencia además de un nivel de aguas muy superficial. Esto conjuntado con el sistema de cimentación por

compensación adoptado, originó el problema de que la descarga producida por la excavación requerida para alojar la estructura de sección normal, resultaba mayor que la carga que transmitiría dicha estructura con lo cual se tendría una cimentación sobrecompensada, que requeriría una estructura de dimensiones especiales con espesores de muros y losas mayores que los considerados para el cajón estandar, para con é^llo garantizar un comportamiento satisfactorio del conjunto suelo-estructura.

Para una situación de sobrecompensación en arcillas de la ciudad de México, se ha observado que al paso del tiempo la estructura tiende a emerger con respecto a la superficie del terreno circundante como consecuencia de la expansión lenta que sufre la arcilla subyacente, expansión causada por la descarga que induce la excavación. En nuestro caso para evitar que estos movimientos ocasionaran daños tanto a la estructura existente como a las estructuras vecinas, fué necesario variar las dimensiones del "túnel" hasta lograr una sobrecompensación menor a 2 T/m^2 , la cual ha sido establecida como límite máximo para estos casos según investigaciones recientes hechas por especialistas de esta disciplina en nuestra ciudad.

Las Cimentaciones totalmente compensadas resultan generalmente de la necesidad de espacio subterráneo útil. EL

diseño y la construcción de este tipo de cimentación plantea problemas cuya solución requiere un conocimiento detallado del perfil estratigráfico y de las propiedades mecánicas del subsuelo hasta una profundidad tal que los incrementos de esfuerzo debidos a la construcción, sean insignificantes comparados con los que la misma induce en su nivel de desplante. Así también es imprescindible el conocer el nivel del agua freática debido a la relevancia que tiene en el comportamiento de los suelos finos.

Para el caso que nos ocupa, que es la construcción de un cajón especial denominado "túnel", la secuencia estratigráfica y la descripción de sus propiedades mecánicas quedaron descritas en el capítulo anterior. Por lo que toca al nivel de aguas freáticas, éste se localizó a 2.0 m de profundidad a partir del nivel de terreno natural, esta posición resulta intermedia entre la superficie del terreno natural y el nivel de desplante del "túnel".

Para el análisis y la estimación de las deformaciones inducidas por la descarga - carga del terreno durante la construcción, se siguió la metodología siguiente:

Condiciones iniciales de presión.- Para conocer la presión que se encontraría en el terreno antes de cualquier actividad relacionada con la construcción del "túnel", hubo nece

idad de calcular la presión inducida al terreno por la estructura que constituye a viaducto y su disipación con la profundidad (tablas V-1 y V-2). Con el cálculo anterior sumado a las presiones del terreno definidas a las diferentes profundidades se tiene la tabla V-3.

La definición de las presiones que induciría la construcción del "túnel" al suelo de apoyo , se hizo conociendo la geometría de la estructura y el peso volumétrico de sus materiales constitutivos (tabla V-4) . Así también conociendo el peso volumétrico de los diferentes estratos que se excavarían hasta el nivel máximo de excavación , se calculó el alivio de presión al mencionado nivel (tabla V-5). Haciendo la diferencia de presiones, se utilizó la gráfica de FADUM para una área rectangular uniformemente cargada, para disiparla con la profundidad (tabla V-6).

Consideraciones seguidas en el cálculo del movimiento vertical (expansión)esperado :

- a) En vista de que la estructura de viaducto no tiene una carga uniforme en los tres cuerpos que la forman, se procedió a realizar dos veces el cálculo, uno considerando el cuerpo del acueducto y otro para un cuerpo de viaducto que es igual al cuerpo de viaducto restante.

b) Se empleo la fórmula $\Delta H = mv \bar{p} H$

donde :

ΔH = Expansión en cm

mv = Coeficiente de variación volumétrico

$\Delta \bar{p}$ = Incremento de Presión

H = Espesor Compresible

c) Los parámetros de deformabilidad se obtuvieron con los datos del estudio de mecánica de suelos en donde se muestran las curvas de compresibilidad por estrato.

Con estas consideraciones se encontró la magnitud de la expansión esperada (tabla V-7)

La característica sobrecompensada de la obra nos llevó a considerar el resultado del cálculo como un comportamiento lógico del subsuelo, en vista de que la descarga por excavación fué mayor que la carga impuesta con la construcción del "túnel" y éra de suponer un levantamiento correspondiente a esta diferencia . Las magnitudes de expansión máximas nos dan un diferencial de 6.34 cm que con la flexibilidad de la estructura en conjunto , resultan fáciles de asimilar .

TABLA V-1

PRESIONES DEBIDAS AL PESO DE LA ESTRUCTURA
EXISTENTE ZONA ACUEDUCTO

Descripción	Dimensiones	Ton M2.
Carga Viva Sup.	400 kg/m ²	0.40
Pavimento	0.1 m x 2.3 T/m ³	0.23
Losa Superior	0.3 m x 2.4 T/m ³	0.69
Muros	4.4 m x 0.3m x 2.4 T/m ³ ÷ 6.82	0.93
A g u a	4.4 x 2/3m x 1.0 T/m ³	2.93
Losa Inferior	0.3 m x 2.4 T/m ³	0.72
Lastre	1.15 m x 1.92 T/m ³	2.21
Plantilla	0.1m x 2.2 T/m ³	0.22
		8.33 T/m ²

PRESIONES DEBIDAS AL PESO DE LA ESTRUCTURA
EXISTENTE ZONA VIADUCTO

Descripción	Dimensiones	Ton M2.
Carga Viva Sup.	400 kg/m ²	0.40
pavimento	0.1m x 2.3 T/m ³	0.23
Losa Superior	0.7m x 2.4 T/m ³	1.68
Muros	4.75m x 0.7m x 2.4/Tm ³ ÷ 12.98	1.23
Carga Viva Inf.	300 kg/m ²	0.30
Pavimento	0.1 m x 2.3 T/m ³	0.23
Losa Inferior	0.70 m x 2.4 T/m ³	1.68
Plantilla	0.1 m x 2.2 T/m ³	0.22
		5.97 T/m ²

TABLA V-2a.

DISIPACION DE ESFUERZOS INDUCIDOS POR LA ESTRUCTURA
EXISTENTE A PARTIR DEL (N-6.15) (ACUEDUCTO)

PROF.	P A R A M E T R O S		COEF. INF.	$W \times 4$	INCREM. ESF.
	m	n	ω	8.33T/m ²	(Tm/2)
0.325	21.31	109.37	0.250	33.32	8.33
2.00	3.41	10.26	0.248	"	8.26
4.70	1.45	7.45	0.224	"	7.46
6.95	0.98	5.03	0.202	"	6.73
8.30	6.82	4.22	0.190	"	6.33
10.50	0.66	3.40	0.163	"	5.431
11.95	0.57	2.93	0.150	"	4.998
13.45	0.51	2.60	0.130	"	4.332
15.05	0.45	2.32	0.126	"	4.198
17.8	0.38	1.97	0.106	"	3.532
20.75	0.33	1.69	0.090	"	2.999
23.05	0.29	1.52	0.084	"	2.799
26.00	0.26	1.35	0.072	"	2.399
29.00	0.23	1.21	0.064	"	2.132
31.70	0.21	1.10	0.058	"	1.932

x = 6.82 m

y = 35.00 m

TABLA V-2b

DISIPACION DE ESFUERZOS INDUCIDOS POR LA ESTRUCTURA
EXISTENTE A PARTIR DEL (N-6.15) (VIADUCTO)

PROF. (m)	P A R A M E T R O S		COEF. INF.		INCREM. ESF. (T/m ²)
	m=	n=	ω_0	ω_{ix4}	
0.325	39.94	107.69	0.25	23.88	5.97
2.00	6.49	17.50	0.25	"	5.97
4.70	2.76	7.45	0.246	"	5.87
6.95	1.87	5.04	0.238	"	5.68
8.30	1.56	4.22	0.228	"	5.44
10.30	1.26	3.40	0.216	"	5.16
11.95	1.01	2.93	0.204	"	4.87
13.45	0.97	2.60	0.198	"	4.73
15.05	0.86	2.33	0.189	"	4.51
17.80	0.73	1.97	0.173	"	4.13
20.75	0.63	1.69	0.159	"	3.80
23.05	0.56	1.52	0.148	"	3.53
26.00	0.50	1.35	0.127	"	3.03
29.00	0.45	1.21	0.114	"	2.72
31.70	0.41	1.10	0.103	"	2.46

X = 12.98 m

Y = 35.00 m

ω = 5.97 T/m²

TABLA V-3a.

CONDICIONES INICIALES DE PRESION (ACUEDUCTO)

PROF. (m)	ESPEJOR (m)	$\gamma_{nat.}$ T/M3	∇ (T/M2)	PRESION MEDIA (T/M2)	ESF. IND. EXIST. (T/M2)	PRESION TOTAL (T/M2)	PRESION HIDROST. (T/M2)	PRESION EFECTIVA (T/M2)
1	2	3	4	5	6	7	8	9
6.15	0.65	1.92	0.0	0.62	8.33	8.95	4.47	4.48
6.80	2.70	1.60	1.25	3.41	8.26	11.67	6.15	5.52
9.50	2.70	1.47	5.57	7.56	7.46	15.02	8.85	6.17
12.20	1.80	1.32	9.54	10.73	6.73	17.46	11.10	6.36
14.00	0.90	1.20	11.92	12.46	6.33	18.79	12.45	6.34
14.90	3.10	1.20	13.00	14.86	5.43	20.29	14.46	5.84
18.00	0.20	1.60	16.72	16.88	5.00	21.88	16.10	5.78
18.20	2.80	1.20	17.04	18.72	4.33	23.05	17.60	5.45
21.00	0.40	1.60	20.40	20.72	3.20	24.92	19.20	5.72
21.40	5.10	1.20	21.04	24.10	3.53	27.63	21.95	5.68
26.50	0.80	1.60	27.16	27.80	3.00	30.80	24.90	5.90
27.30	3.80	1.20	28.44	30.72	2.80	33.52	27.20	6.32
31.10	2.10	1.60	33.00	34.68	2.40	37.08	30.15	6.93
33.20	3.90	1.20	36.36	38.70	2.13	40.83	33.15	7.68
37.10	1.50	1.60	41.04	42.24	1.93	44.17	35.85	8.32

TABLA V-3a.

CONDICIONES INICIALES DE PRESION (A C U E D U C T O)

PROF. (m)	ESPEJOR (m)	γ nat. T/M3	∇ (T/M2)	PRESION MEDIA . (T/M2)	ESF. IND. EXIST. (T/M2)	PRESION TOTAL (T/M2)	PRESION HIDROST. (T/M2)	PRESION EFECTIVA (T/M2)
1	2	3	4	5	6	7	8	9
6.15	0.65	1.92	0.0	0.62	8.33	8.95	4.47	4.48
6.80	2.70	1.60	1.25	3.41	8.26	11.67	6.15	5.52
9.50	2.70	1.47	5.57	7.56	7.46	15.02	8.85	6.17
12.20	1.80	1.32	9.54	10.73	6.73	17.46	11.10	6.36
14.00	0.90	1.20	11.92	12.46	6.33	18.79	12.45	6.34
14.90	3.10	1.20	13.00	14.86	5.43	20.29	14.46	5.84
18.00	0.20	1.60	16.72	16.88	5.00	21.88	16.10	5.78
18.20	2.80	1.20	17.04	18.72	4.33	23.05	17.60	5.45
21.00	0.40	1.60	20.40	20.72	3.20	24.92	19.20	5.72
21.40	5.10	1.20	21.04	24.10	3.53	27.63	21.95	5.68
26.50	0.80	1.60	27.16	27.80	3.00	30.80	24.90	5.90
27.30	3.80	1.20	28.44	30.72	2.80	33.52	27.20	6.32
31.10	2.10	1.60	33.00	34.68	2.40	37.08	30.15	6.93
33.20	3.90	1.20	36.36	38.70	2.13	40.83	33.15	7.68
37.10	1.50	1.60	41.04	42.24	1.93	44.17	35.85	8.32

TABLA V-3b

CONDICIONES INICIALES DE PRESION (V I A D U C T O)

PROF. m	ESPESOR m	γ (T/M3)	\bar{V} (T/m2)	PRESION MEDIA (T/m2)	ESF. IND. EXIST. (T/M2)	PRESION TOTAL (T/M2)	PRESION HIDROST. (T/M2)	PRESION EFECTIVA (T/M2)
1	2	3	4	5	6	7	8	9
6.15	0.65	1.92	0.00	0.62	5.97	6.59	4.47	2.12
6.80	2.70	1.60	1.25	3.41	5.97	9.38	6.15	3.23
9.50	2.70	1.47	5.57	7.56	5.87	13.43	8.85	4.58
12.20	1.80	1.32	9.54	10.73	5.68	16.41	11.10	5.31
14.00	1.90	1.20	11.92	12.46	5.44	17.90	12.45	5.45
14.90	3.10	1.20	13.00	14.86	5.16	20.02	14.45	5.57
18.00	0.20	1.60	16.72	16.88	4.87	21.75	16.10	5.62
18.20	2.80	1.20	17.04	18.72	4.73	23.45	17.60	5.85
21.00	0.40	1.60	20.40	20.72	4.51	25.23	19.20	6.03
21.40	5.10	1.20	21.04	24.10	4.13	28.23	21.95	6.28
26.50	0.80	1.60	27.16	27.80	3.80	31.60	24.90	6.70
17.30	3.80	1.20	16.44	30.72	3.53	34.25	27.20	7.05
31.10	2.10	1.60	33.00	34.68	3.03	37.71	30.15	7.56
33.20	3.90	1.20	36.36	38.70	2.72	41.42	33.15	8.27
37.10			41.04		2.46			

COLUMNA

- 1.- Profundidad de los límites de los estratos
- 2.- Espesor de los Estratos
- 3.- Peso volumétrico natural de los estratos
- 4.- Presión en los límites de los estratos
- 5.- Presión en los puntos medios de los estratos
- 6.- Incremento de Presión inducido por la estructura existente
- 7.- Presión total en puntos medios
- 8.- Presión hidrostática en puntos medios
- 9.- Presión efectiva incial en puntos medios

TABLA V-4

PRESIONES DEBIDAS AL CAJON EN ZONA DE ACUEDUCTO

Descripción	Dimensiones	
Losa Superior	= 3.10 x 2.40	= 7.44
Muros Estruct.	= 5.20x 2.00x 2.4 ÷ 11.20	= 2.23
Losa Inferior	= 1.42 x 2.40	= 3.41
Plantilla	= 0.10 x 2.20	= 0.22
Carga Viva	= 750 ka/cm2	= 0.75
Plantilla /muros	= 9.9 x0.1x2x2.2 ÷ 11.2	= 0.39
		<u> </u>
		$\omega_a = 14.44 \text{ T/m}^2$

PRESIONES DEBIDAS AL CAJON EN LA ZONA DE VIADUCTO

Descripción	Dimensiones	
Losa Superior	= 1.70 x 2.4	= 4.08
Muros Estruct.	= 5.20x1.0x2.x2.4 ÷ 11.20	= 2.23
Losa Inferior	= 1.42 x 2.4	= 3.41
Plantilla	= 0.10 x 2.2	= 0.22
Carga Viva	= 0.75	= 0.75
Plantilla/muros	= 8.5x0.1x2.2.2 ÷ 11.20	= 0.33, ,
		<u> </u>
		$\omega_b = 11.02 \text{ T/m}^2$

TABLA V-5

DESCARGA DEBIDA A LA EXCAVACION

Espesor del Estrato (m)	γ nat T/m3	Acueducto T/m2	Acueducto T/m2
1.15	1.92	2.21	-
0.65	1.92	1.25	1.25
2.70	1.60	4.32	4.32
2.70	1.47	3.97	3.97
1.80	1.32	2.38	2.38
0.90	1.20	1.08	1.08
		$\omega = 15.21 \frac{\text{TON}}{\text{M}^2}$	$\omega = 13.00 \frac{\text{TON}}{\text{M}^2}$

TABLA V-6a

DISIPACION DE ESFUERZOS CON LA PROFUNDIDAD A PARTIR
 DEL NIVEL N -14.90 (ACU E D U C T O) .

$$X = 11.20 \text{ M} \quad Y = 6.82 \text{ M}$$

$$W = 14.44 - 15.21 = 0.77 \text{ T/M}^2$$

PROF.	P A R A M E T R O S		COEF. INF.	$W \times 4$	$\Delta \nabla$
(M)	m	n	W_0	T/M ²	T/ M ²
	X/Z	Y/Z		0.77x 4	
1.55	7.23	4.40	0.250	3.08	0.77
3.20	3.50	2.13	0.240	"	0.74
4.70	2.38	1.45	0.220	"	0.68
6.30	1.78	1.08	0.200	"	0.62
9.05	1.24	0.75	0.166	"	0.51
12.00	0.93	0.57	0.127	"	0.40
14.30	0.78	0.48	0.109	"	0.33
17.25	0.65	0.40	0.085	"	0.26
20.25	0.55	0.34	0.064	"	0.20
22.95	0.49	0.30	0.055	"	0.17

TABLA V-6b

DISIPACION DE ESFUERZOS CON LA PROFUNDIDAD A PARTIR
DEL NIVEL N- 14.90 (V I A D U C T O)

$$X = 11.20M \quad Y = 12.96 M$$

$$W : 11.02 - 13.00 = -1.98 T/M2$$

PROF. m	P A R A M E T R O S		COEF. INF. W_0	$W \times 4$ T/M2 1.98x4	$\Delta \bar{v}$ T/M2
	m	n			
	X/Z	X/Z			
1.55	7.23	8.37	0.250	7.92	1.98
3.20	3.50	4.06	0.248	"	1.96
4.70	2.38	2.76	0.240	"	1.90
6.30	1.78	2.06	0.230	"	1.82
9.05	1.24	1.43	0.207	"	1.64
12.00	0.93	1.08	0.172	"	1.36
14.30	0.78	0.91	0.152	"	1.20
17.25	0.65	0.75	0.128	"	1.01
20.25	0.55	0.64	0.105	"	0.83
22.95	0.49	0.55	0.090	"	0.71

TABLA V-7a

EXPANSION ESTIMADA EN ZONA DE ACUEDUCTO

PROF.. (m)	ESPEJOR (cm)	\bar{V}_0 kg/cm ²	Δ kg/cm ²	\bar{V}_1 kg/cm ²	\bar{e}	e	Δe	a_v cm ² /kg	m_v cm ² /kg		ΔH (cm)
14.90	310	0.584	0.77	0.507	3.88	3.890	0.010	0.130	0.27	-	0.64
18.00	20	0.578	0.74	0.504	-	-	-	-	-	-	-
18.20	280	0.545	0.68	0.477	2.465	2.470	0.005	0.073	0.021	+	0.40
21.00	40	0.572	0.62	0.510	-	-	-	-	-	-	-
21.40	510	0.568	0.51	0.517	2.705	2.710	0.005	0.098	0.026	+	0.68
26.50	80	0.590	0.40	0.550	-	-	-	-	-	-	-
27.30	380	0.632	0.33	0.599	0.992	0.996	0.004	0.121	0.061	-	0.76
31.10	210	0.693	0.26	0.667	-	-	-	-	-	-	-
33.20	390	0.768	0.20	0.748	0.476	0.477	0.001	0.050	0.034	-	0.26
37.10	150	0.832	0.17	0.815	-	-	-	-	-	-	-
38.60											
											2.74

TABLA V -7b
EXPANSION ESTIMADA EN ZONA DE VIADUCTO

Prof. (m)	Espesor (cm)	\bar{V}_0 ka/cm2	$\Delta \bar{V}$ ka/cm2	\bar{V}_1 ka/cm2	e	e	Δe	av cm2/ka	mv cm2/ka	ΔH (cm)
14.90	310	0.557	0.198	0.359	3.89	3.94	0.05	0.252	0.051	3.13
18.00	120	0.562	0.196	0.366	-	-	-	-	-	-
18.20	280	0.585	0.190	0.395	2.46	2.48	0.02	0.105	0.030	1.60
21.00	40	0.603	0.182	0.421	-	-	-	-	-	-
21.40	510	0.628	0.164	0.464	2.71	2.724	0.014	0.085	0.023	1.92
26.50	80	0.670	0.136	0.534	-	-	-	-	-	-
27.30	380	0.705	0.120	0.585	0.984	0.99	0.006	0.050	0.025	1.14
31.10	210	0.756	0.101	0.655	-	-	-	-	-	-
33.20	390	0.827	0.083	0.744	0.485	0.490	0.005	0.060	0.040	1.29
37.10	150	0.071	-	-	-	-	-	-	-	-
38.60										9.08

CALCULO DE EXPANSIONES

- \bar{V}_o Presión inicial en puntos medios
- $\Delta \bar{V}$ Incremento de presión inducido por la construcción
- \bar{V}_i Presión final en puntos medios
- $$\bar{V}_o + \Delta \bar{V} = \bar{V}_i$$
- e_o Relación de vacíos correspondiente a \bar{V}_o
- e_i Relación de vacíos correspondiente a \bar{V}_i
- Δe Incremento de relación de vacíos
- a_v Coeficiente de compresibilidad
- $$a_v = \Delta e / \Delta \bar{V}$$
- m_v Coeficiente variación volumétrica
- $$m_v = a_v / (1 + e_o)$$
- H Magnitud del desplazamiento vertical según Terzaghi $\Delta H = m_v \times \Delta \bar{V} \times H$

CALCULO DEL TIEMPO EN QUE SE PRESENTARA EL 95% DEL
MOVIMIENTO VERTICAL ESTIMADO (A C U E D U C T O).

H (cm)	H ² (cm ²)	mv (cm ² /kg)	Cv (cm ² /seg)	U %	T	t (seg)
310	96100	0.027	0.037	95	1.127	2'927,154
280	78400	0.021	0.048	"	"	1'840,766
510	260100	0.026	0.038	"	"	7'714,018
380	144400	0.061	0.016	"	"	10'171,175
390	152100	0.034	0.029	"	"	5'910,920

NOTAS :

$$k = 10^{-6} \text{ cm/seg (CONSTANTE)}$$

$$\gamma_w = 10^{-3} \text{ kg/cm}^3 \text{ (CONSTANTE)}$$

$$Cv = \frac{k}{mv \gamma_w}$$

$$t = \frac{TH^2}{Cv}$$

CALCULO DEL TIEMPO EN QUE SE PRESENTARA EL 95% DEL
MOVIMIENTO VERTICAL ESTIMADO (V I A D U C T O).

H (cm)	H ² (cm ²)	mv (cm ² /kg)	Cv (cm ² /seg)	U %	T	t seg.
310	96100	0.051	0.020	95	1.127	5'415,235
280	78400	0.030	0.033	"	"	2'677,479
510	260100	0.023	0.043	"	"	6'817,039
380	144400	0.025	0.040	"	"	4'068,470
390	152100	0.040	0.025	"	"	6'856,668

NOTAS :

$$k = 10^{-6} \text{ cm/seg} \quad (\text{CONSTANTE})$$

$$\gamma_w = 10^{-3} \text{ kg/cm}^3 \quad (\text{CONSTANTE})$$

$$Cv = \frac{k}{\gamma_w \cdot mv}$$

$$t = \frac{TH^2}{Cv}$$

1.2- Empujes de Tierra

De acuerdo al procedimiento constructivo del "túnel" constituido por muros colados en sitio que sirvieron : primero como elemento de contención durante la excavación , y después como parte integral de la estructura; fué necesario analizar para las dos condiciones los empujes que el terreno induciría sobre los muros.

Condición Inicial

Correspondiente a la etapa de excavación del suelo que se encontraba entre los dos muros milan, el análisis consideró tanto el empuje del suelo como el hidrostático y el de sobre carga que representa la estructura de Viaducto,

Para la estimación de los empujes se utilizó la teoría clásica de los estados de equilibrio plástico de Rankine, quien considera que conforme avanza la excavación los muros tienden a girar hacia ella sobre un eje imaginario localizado en su base. Con base en lo anterior se calculó el valor total del empuje y con ello la carga que tomarían los puntales de acodalamiento y el muro.

El análisis del empuje en la condición final , es decir al concluir la construcción de la obra se consideraron : el em-

puje del suelo, el hidrostático y el de la sobrecarga .
Pero en este caso se utilizó el coeficiente de empuje del
suelo en reposo debido a que el cajón estructural restringi-
ría cualquier desplazamiento lateral de los muros.

Para los fines de este trabajo sólo se incluyen los cálculos
de la primera situación comentada.

EMPUJE DE TIERRA

D A T O S

H = 12.90 mt	c = 2.0 Ton/m ²	K _a = 0.406
H ₁ = 3.00 mt	φ = 25°	K _p = 2.464
h = 4.50 mt	γ = 1.5 Ton/m ³	γ' = γ - γ _w
h ₁ = 5.70 mt	q = 8.33 Ton/m ²	γ' = 0.5 Ton/m ³

S O L U C I O N :

$$k_a = \frac{1}{N\phi} = \text{tg}^2 (45^\circ - \phi/2)$$

$$k_p = N\phi = \text{tg}^2 (45^\circ + \phi/2)$$

$$K_a = \text{tg}^2 (45^\circ - 12.5^\circ) = 0.406$$

$$K_p = \text{tg}^2 (45^\circ + 12.5^\circ) = 2.464$$

a) Empuje Activo

Presión Activa

$$p_a = p_s + p_{w1} + p_{w2} + p_q$$

$$p_s = K_a \gamma' H - 2c \quad k_a$$

$$p_s = 0.406 \times 0.5 \times 12.9 - 2 \times 2 \quad 0.406 = 2.619 - 2.549 = 0.07 \text{ T/m}^2$$

$$p_{w1} = \gamma' w h = 1 \times 4.50 = 4.5 \text{ Ton/m}^2$$

$$p_{w2} = \gamma' w h_1 = 1 \times 5.70 = 5.70 \text{ Ton/m}^2$$

$$p_q = K_a q = 0.406 \times 8.33 = 3.382 \text{ Ton/m}^2$$

Empuje

$$E_s = \frac{0.07 \times 12.9}{2} = 0.45 \text{ Ton/m}$$

$$E_{w1} = \frac{4.5 \times 4.5}{2} = 10.13 \text{ Ton/m}$$

$$E_{w2} = \frac{5.7 \times 5.7}{2} = 16.25 \text{ Ton/m}$$

$$E_q = 3.38 \times 12.90 = 43.6 \text{ Ton/m}$$

$$E_a = 70.48 \text{ Ton/m}$$

b) Empuje Pasivo

Presión Pasiva

$$P_p = K_p \gamma H_1 + 2c \sqrt{k_p}$$

$$P_p = 2.464 \times 1.5 \times 3.0 + 2 \times 2 \sqrt{2.464}$$

$$P_p = 11.09 + 6.28$$

$$P_p = 17.37 \text{ Ton/m}^2$$

Empuje Pasivo

$$E_p = 35.48 \text{ T/m}$$

Empuje Total

$$E_t = E_a - E_p = 70.43 - 35.48 =$$

$$E_t = 34.95 \text{ Ton/m}$$

El empuje obtenido será soportado por dos puntales :

$$ET = 34.95 \text{ Ton/m} \div 2 \text{ puntales}$$

$$\text{Puntal} = \frac{34.95}{2} = 17.5 \text{ Ton/m}$$

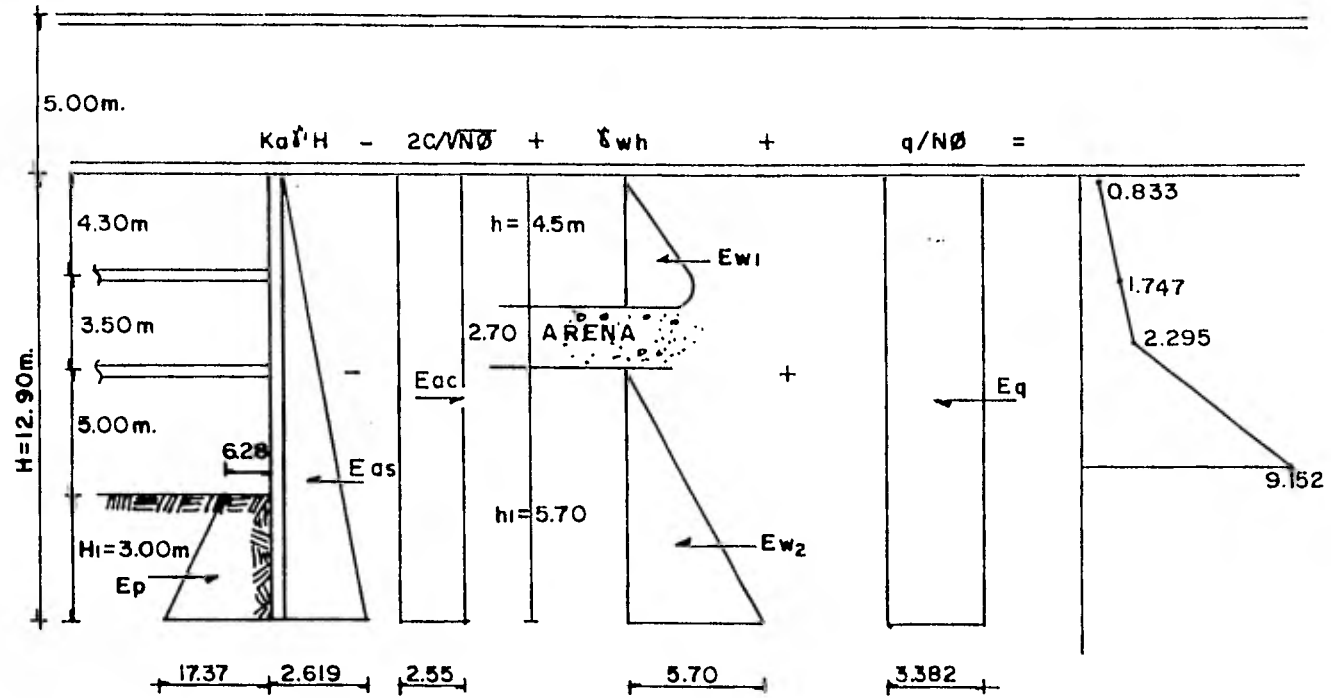
$$P1 = 17.5 \text{ Ton}$$

$$P2 = 17.5 \text{ Ton}$$

$$\text{Precarga} = 40 \text{ Ton}$$

$$FS = \frac{\text{Precarga}}{p} = \frac{40}{17.5} = 2.29$$

$$FS = 2.29 > 2.00$$



DIAGRAMAS DE PRESIONES

1.3- Capacidad de Carga

Para determinar la capacidad de carga del subsuelo al nivel de desplante de la estructura que nos ocupa, se analizaron las características físicas tanto del suelo subyacente como del confinante, con el propósito de ver cual de las teorías que al respecto se han desarrollado resultaba más conveniente.

En nuestro caso se determinó la capacidad de carga empleando las propiedades promedio del material de apoyo y de acuerdo al criterio de SKEMPTON

$$q_u = C N_c + \gamma D_f + q$$

Donde :

q_u = Capacidad de Carga a la Falla

C = Cohesión

N_c = Factor Adimensional que depende de la relación D/B

γ = Peso Volumétrico Promedio

D_f = Profundidad de Desplante

q = Sobrecarga

Sustituyendo valores

$$q_u = 3 (7.5) + 1.5 (8.75) + 8.33 = 43.96 \text{ T/m}^2$$

$$q_a = q_u / 3 = 14.65 \text{ T/m}^2$$

$$14.65 > 14.44$$

Aplicando un factor de seguridad de 3 y como la cimentación es sobrecompensada estamos dentro de la máxima seguridad contra falla por capacidad de carga, dado que el cimiento transmitirá al suelo un esfuerzo menor al que soportaba antes de la realización de la obra.

Falla de Fondo.-

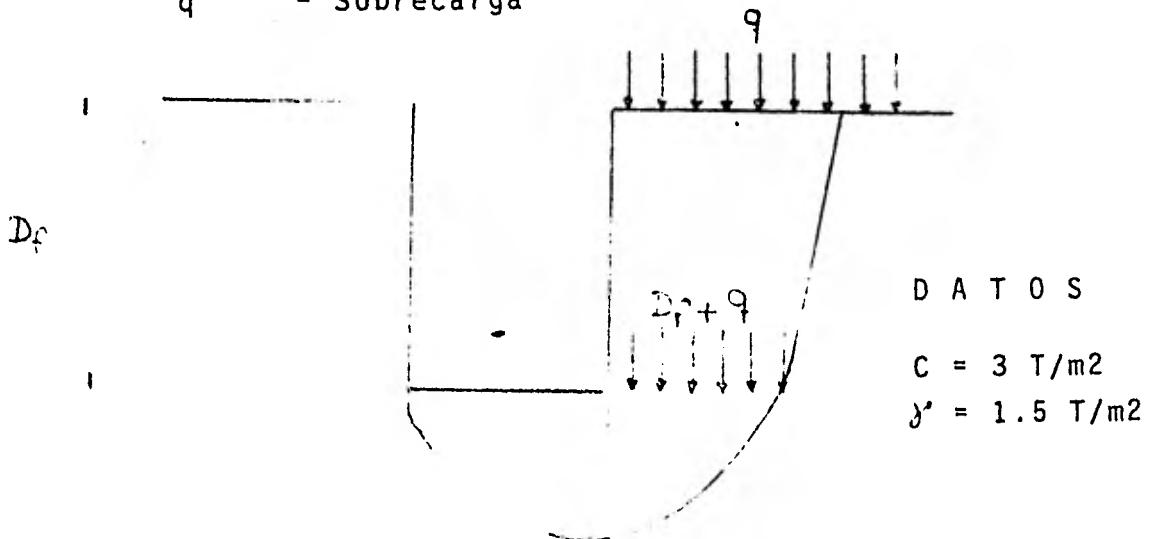
Otro aspecto que se consideró de fundamental importancia fué el análisis de una posible falla de fondo, la cual se produce cuando la carga vertical en el exterior de una excavación vence la resistencia al corte del suelo provocando un levantamiento súbito del fondo de la misma con el consecuente hundimiento en las zonas vecinas, Fué necesario abatir el N.A.F. dentro de la excavación previamente al inicio de la misma ya que de no existir abatimiento , durante el avance de la excavación se crearían en su fondo fuerzas de filtración ascendentes que podrían disminuir la presión por peso propio, situación desfavorable para la estabilidad del bloque de suelo comprendido entre el fondo de la excavación y los muros milan.

Respecto a los movimientos del fondo de la excavación debió eliminarse la posibilidad de falla por cortante y se consideró el procedimiento propuesto por Bjerrum y Eide como el más adecuado para calcular la estabilidad a corto plazo del fondo de la excavación. Para nuestro caso se determinó un factor de seguridad mediante la fórmula siguiente :

$$F.S. = \frac{CNc}{\gamma D_f + q}$$

donde

- F.S. = Factor de seguridad contra falla de fondo
- C = Cohesión promedio de la arcilla subyacente
- Nc = Coeficiente que depende de la relación D/B
- γ = Peso volumétrico promedio del terreno comprendido entre los niveles -6.15 y -14.9 m
- Df = Profundidad del fondo de la excavación
- q = Sobrecarga



Sin considerar la adherencia del terreno con el muro, ni el efecto de la prolongación de la pata del muro tablestaca y despreciando la resistencia que pudiera oponerse al bufa - miento del terreno debida al ángulo de fricción interno del material, se obtiene :

$$F.S. = \frac{3.0(7.9)}{1.5(8.75)+8.33} = 1.11$$

El factor de seguridad así calculado se consideró con la suficiente confiabilidad debido a que se tomaron en cuenta las cargas vivas y permanentes, además de que se desprecia - ron valores que ayudan a la estabilidad del terreno.

2.- Tratamiento del Subsuelo

Conocidas la propiedades de compresibilidad y resistencia de arcillas que conforman al sub-suelo de la zona, la obra requirió la ejecución de actividades para mejorar dichas propiedades debido a que se consideró poco recomendable realizar las excavaciones necesarias para los muros tablestaca y para la construcción del túnel, sin contar con las suficientes medidas correctivas que aseguraran la estabilidad de los taludes.

Para mejorar dichas propiedades se efectuaron las actividades siguientes :

- a) El empleo de lodo bentonítico con el que se adornaron las zanjas excavadas para alojar a los muros tablestaca , el cual se explica al detalle en el capítulo VII del presente informe, dentro de la secuencia cronológica con que se presentó en el proceso de construcción de la obra.
- b) La inyección de consolidación con la que se mejoraron las cualidades de resistencia del suelo, mezclandole cementos y sales químicas para producir una cementación entre las partículas del suelo natural aumentaba la fricción entre ellas

y consecuentemente su resistencia al corte también aumenta. Aunque este procedimiento es muy caro la importancia de la obra lo justificó.

Los autores del presente trabajo consideraron más apropiado presentar la descripción detallada de estas dos actividades en el capítulo VII debido a que formaron parte del procedimiento constructivo del "túnel" .

3.- Manejo del Agua (Infiltraciones)

Como la obra en cuestión se desplanta a mayor profundidad que la del nivel de aguas freáticas , la necesidad de realizar los trabajos en seco exigió el abatimiento de los niveles piezométricos iniciales. Ahora considerando que el confinamiento del muro tablestaca evita el flujo lateral de agua hacia la excavación limitando así los asentamientos de las zonas vecinas, queda únicamente el flujo hacia el fondo que es mucho más lento.

La condición de abatimiento se cumplía con la instalación de doce pozos de bombeo dentro de la zona de trabajo (fig.V-1) siguiendo las especificaciones siguientes :

- a) Se hicieron demoliciones en la losa inferior de Viaducto de 0.30 x 0.30 m.
- b) Se perforaron pozos hasta 6.0 m abajo de la profundidad máxima de excavación.
- c) Los pozos se ademaron con tubos de fierro de 4"Ø ranurados en toda su longitud excepto a 1.50 m en ambos extremos , además estuvieron provistos de tres aletas formadas por varillas de 3/4" cuyo diámetro

circunscrito debe ajustar a las paredes de la perforación , entre estas y el tubo se colocó un filtro de grava limpia.

- d) Para la extracción de agua se utilizaron bombas de pozo profundo de tipo eyector de 1" x 1 1/4" funcionando con una presión de 5 kg/ cm² , con el nivel de succión colocado a 4.0 m abajo de la profundidad máxima de excavación. El bombeo se inicio inmediatamente a la colocación de los pozos para suspenderse en el momento de interferir con el colado de la losa de piso del cajón. Se contó con una planta de luz emergente para evitar posibles suspensiones del bombeo por insuficiencia de corriente eléctrica.

Pero debido a que la excavación interesó un estrato arenoso de alta permeabilidad originándose infiltraciones, la solución propuesta no dió el resultado esperado. Por otra parte el hecho de que los muros de Viaducto y Acueducto son perpendiculares al eje del "túnel" impidió la continuidad necesaria en la construcción de los muros tablestaca, obligando a la realización de juntas estructurales y dando lugar a infiltraciones indeseables causadas por el empuje hidrostático del terreno natural en esas zonas.

Esta situación hizo necesaria la instalación de pozos de bombeo adicionales como se muestra en la fig. V-2, estos fueron construidos con las mismas especificaciones que los anteriores, para complementar la solución, el flujo de las filtraciones se canalizó hacia pequeños tubos de P.V.C. colocados al " tres bolillo", estos posteriormente quedaron obstruccionados totalmente con el colado del muro estructural.

De manera adicional se recurrió al procedimiento electrosmótico , el cual además de ayudar a mantener el abatimiento piezométrico redujo las expansiones del fondo de la excavación. Sin embargo el verdadero objetivo de la instalación electrosmótica no fué el de impedir la expansión del fondo de la excavación con el abatimiento del nivel freático bajo esa profundidad como pudiera suponerse, de lo que se trató mas bien fue de modificar la tendencia natural del flujo de agua a concurrir hacia la excavación . Este flujo hacia la excavación podría haber provocado el levantamiento de su fondo.

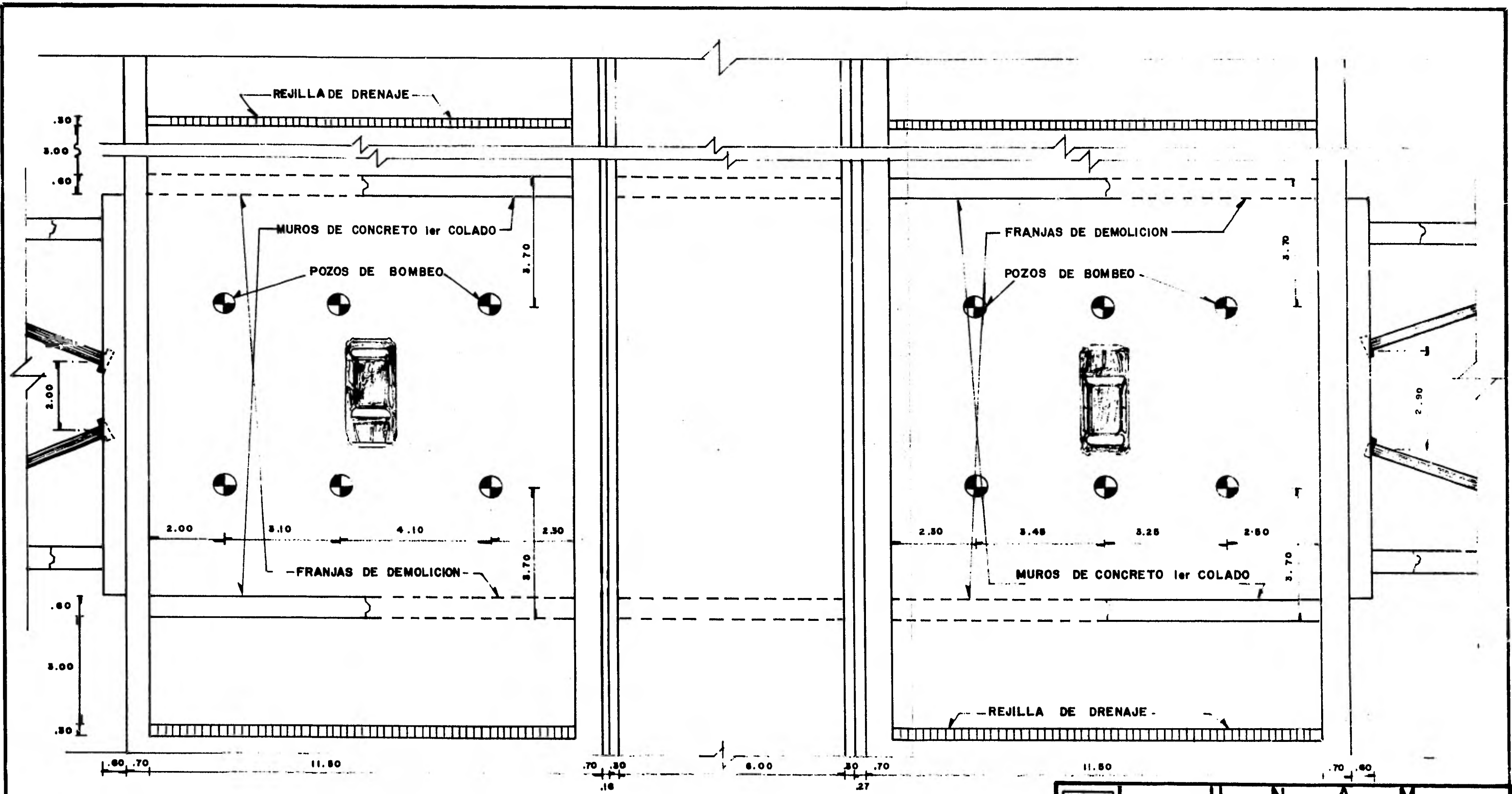
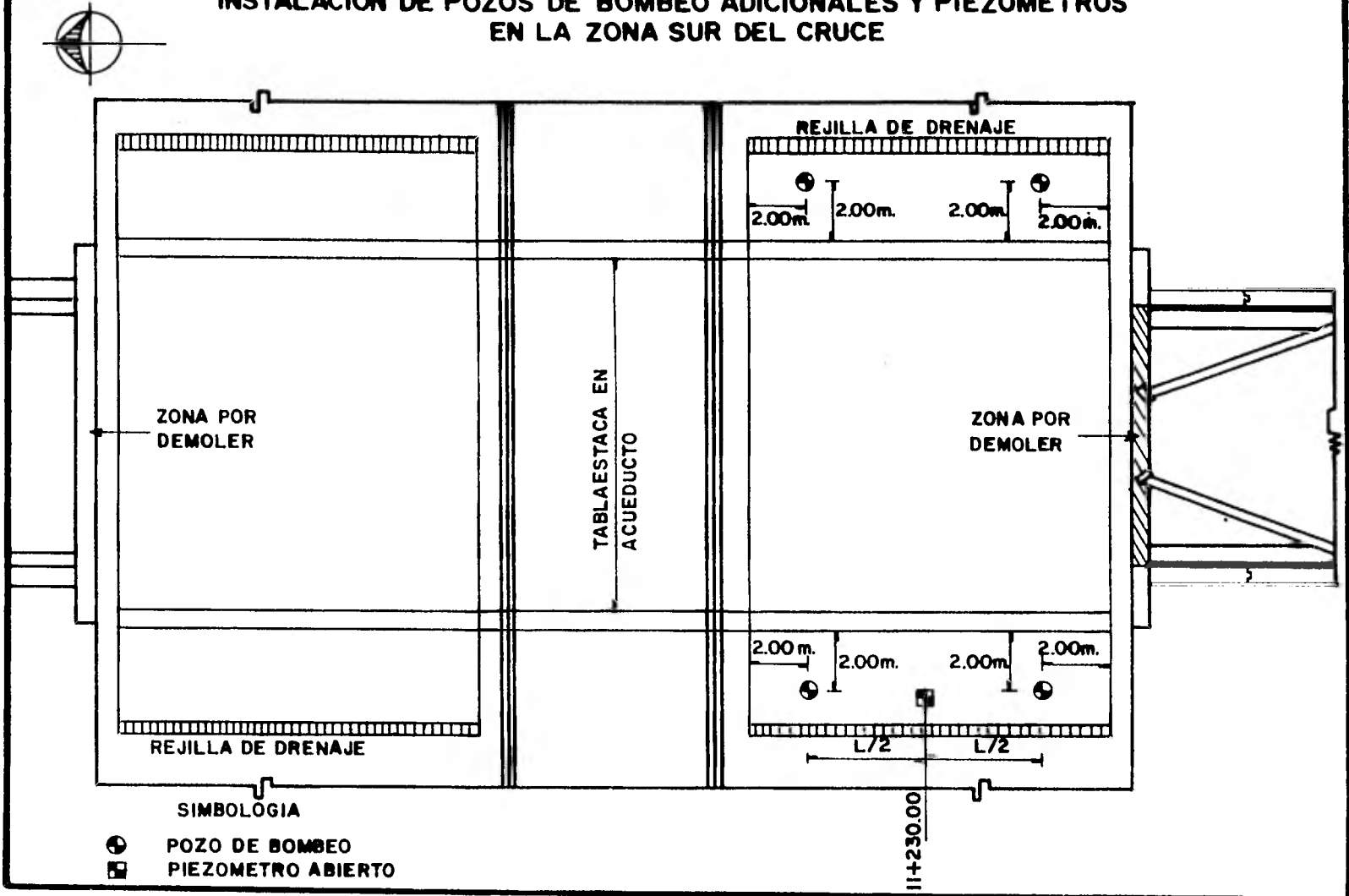


FIGURA V-1

	U N A M
	E N E P
	A C A T L A N
ALEJANDRO ROSAS LAGUNA	
ANTONIO BARRAGAN MONTEERRUBIO	
TESIS PROFESIONAL	

FIGURA V-2
INSTALACION DE POZOS DE BOMBEO ADICIONALES Y PIEZOMETROS
EN LA ZONA SUR DEL CRUCE



CAPITULO VI

CAPITULO VI

INSTRUMENTACION

En la Mecánica de Suelos son muy pocos los problemas en los cuales basten los razonamientos teóricos para resolverlos en forma satisfactoria por lo cual se hace imprescindible la observación y experimentación permanentes dado lo compleja y errática que es la naturaleza del suelo. Debido a tal complejidad, la información que el ingeniero llega a obtener de ella, nunca queda exenta de incertidumbres y es por eso que la concurrencia de la experimentación y la observación es tan importante para la mejor comprensión de los problemas y su solución, sobre todo en aquellas obras de gran envergadura.

Los objetivos de la instrumentación son fundamentalmente los siguientes:

- 1o.) Verificar y vigilar el comportamiento de las estructuras durante su construcción y vida útil, y
- 2o.) Con base en los resultados obtenidos, complementar o ajustar las teorías o en su caso establecer nuevos planteamientos teóricos a la luz de tales resultados.

Las mediciones de campo para verificar y vigilar como se comportan las estructuras realizadas o por realizar, se llevan a cabo utilizando diversos instrumentos de medición, lo cual ha originado se de a este recurso de la investigación, el nombre genérico de "Instrumentación de Campo".

En los últimos años se ha venido desarrollando la instrumentación de las obras de ingeniería con el propósito de medir los aspectos que se consideran esenciales para definir su comportamiento a lo largo de su vida útil. Estas mediciones a la vez de que permiten conocer el comportamiento de las estructuras y la evolución de su estabilidad, sirven además para verificar, complementar o modificar la teoría o teorías en las que se fundamentó el análisis y diseño, así como también para implementar métodos de construcción más eficaces y seguros.

La instrumentación está constituida básicamente por las operaciones siguientes:

- a) Como primer paso debe definirse el objetivo específico de la instrumentación, de acuerdo al grado de incertidumbres que se presente el problema estudiado, esto es aclarar qué fenómenos deben ser observados.
- b) En base al primer inciso se procede a la selección del instrumento que resulte más adecuado para registrar las variaciones de interés práctico.
- c) Si no se encuentra el instrumento adecuado, se presenta la necesidad de diseñar nuevos instrumentos que nos permitan cumplir con el objetivo señalado.
- d) Es necesario detallar la técnica y el procedimiento de instalación del instrumento o instrumentos elegidos para el caso, máxime si el aparato de medición es de nuevo diseño.

- e) Debe programarse la frecuencia y periodicidad de la lectura de los instrumentos.
- f) La interpretación de las lecturas y el análisis de resultados concluyen la función de la instrumentación.

En el problema que nos ocupa, con el objeto de verificar y observar el comportamiento de la estructura del viaducto durante la construcción del cruce en estudio, se programó y realizó la instalación de los siguientes instrumentos de medición:

- 1.- Medición de desplazamientos verticales
bancos de nivel superficial.
- 2.- Medición de la presión de agua contenida en los poros
piezómetros abiertos
piezómetros neumáticos.

Bancos de Nivel Superficial.-

La manera más sencilla de constatar los asentamientos del terreno en las inmediaciones de la localización de la estructura, es colocando un cierto número de testigos superficiales, los cuales se deberán nivelar periódicamente con respecto a uno o dos puntos de referencia (bancos de nivel) que no estén afectados por los movimientos del terreno. Estas mediciones nos proporcionan además información sobre el área de influencia de la obra.

Para habilitar dichos testigos puede bastar, el poner una serie de clavos debidamente identificados que indiquen los puntos que se necesitan nivelar. En los casos que esto no sea posible, se puede desplantar en el suelo una pequeña estructura de concreto en cuyo centro tenga colocado un tubo o algún otro indicador que sobresalga del terreno. La nivelación deberá referirse como ya se mencionó a un banco de nivel que de preferencia deberá ser profundo y alejado lo suficiente de la obra para garantizar que está exento del efecto de las deformaciones inducidas por esta.

La forma más adecuada para colocar los bancos de nivel sobre el terreno es la de una cuadrícula no muy cerrada que sirva para el trazado de curvas de igual hundimiento.

En la figura VI-1 se muestran detalles de la colocación de un banco de nivel profundo. La función que tiene la camisa de tubo es que, mediante la fricción negativa que se desarrolla en el vástago en complemento con el confinamiento de la placa base, evitar que el testigo se vea afectado

por los asentamientos del terreno circundante , ya que queda apoyada en un estrato, que está fuera de la influencia de los movimientos superficiales.

La finalidad de observar los asentamientos, es la de dotar de información en cuanto a su magnitud y desarrollo con respecto al tiempo. La deformación de la base de la estructura sirve para lo antes mencionado.

Las observaciones deben hacerse sistemáticamente con intervalos de tiempo cortos, para el elaborado apropiado de curvas "tiempo-asentamiento" para cada testigo. Cuando ya se han instalado los puntos de observación y medición, debe hacerse un levantamiento general antes de iniciar los trabajos de construcción, se deben realizar observaciones a intervalos frecuentes, diariamente mientras se construye, después los lapsos pueden espaciarse hasta que resulte claro que los movimientos han cesado. Es muy frecuente y conveniente que los períodos de observación se extiendan a meses o años después de terminada la obra, dependiendo de la importancia de la misma y de la tendencia de las deformaciones registradas.

Para conocer el comportamiento de la estructura del viaducto durante la construcción del cruce, se instalaron bancos de nivel superficial sobre el puente, el acueducto y los paramentos de las construcciones vecinas, cuya localización se indica en la fig. VI-2 El programa de observaciones establecido contempló su nivelación dos veces al día desde su instalación hasta el momento en que se terminó la obra. Con el propósito de analizar los resultados de las nivelaciones de manera fácil y objetiva

se realizó con estos, una gráfica "tiempo-deformación" para cada testigo superficial.

Como el objetivo de las observaciones era de medir los desplazamientos verticales de la estructura bajo sus cargas propias, la instalación y las primeras mediciones debieron hacerse antes de realizar la construcción para después continuarlas durante esta y el lapso estimado de presentación del 95% de los hundimientos esperados.

Los bancos de nivel superficial instalados en la zona de estudio, registraron en seis meses de observación desplazamientos verticales lógicos. Se anexan al capítulo las gráficas "tiempo-deformación" de los puntos que marcan los movimientos promedio registrados en la zona.

Puede apreciarse que la expansión máxima es de 1 cm y se produce al tercer mes de la instalación de los instrumentos, después en el quinto mes se observa el hundimiento mayor que es de 4 cm en promedio y entonces la deformación tiende a uniformarse e incluso muestra una pendiente hacia arriba.

Piezómetros.-

Como se sabe la medición del estado de presiones de poro del agua del subsuelo tiene cuatro objetivos fundamentales:

- a) Conocer el estado de presiones de los diferentes elementos que constituyen el subsuelo.
- b) Constatar el grado de consolidación del subsuelo a medida que avanza la construcción y durante su vida útil. El conocer el estado de presiones en el agua del subsuelo en cualquier momento intermedio del proceso constructivo, permite saber en qué etapa de consolidación se encuentra el suelo en estudio.
- c) Verificar en cualquier momento la capacidad de carga del terreno de cimentación bajo la estructura, para establecer el factor de seguridad adecuado.
- d) Durante la construcción, también sirve para checar el funcionamiento de los elementos del subdrenaje o de medidas que pudieran tomarse para controlar el flujo de agua hacia la excavación.

En estado puramente estático, la presión en cualquier punto del terreno de cimentación se conoce por la posición del nivel de aguas freáticas, lo cual es poco frecuente en la naturaleza debido a que el agua está casi siempre en movimiento. Además de que en cualquier obra ingenieril, y a causa de las sobrecargas que se inducen en el subsuelo por la construcción, se generan cambios en los estados de esfuerzo provocando que el agua intersticial fluya.

Son tantos los problemas que se presentan para dificultar la observación del verdadero nivel de aguas freáticas, que, los espejos de agua en los pozos de exploración no bastan para dar conclusiones de los estados de presión verdaderos, aún en casos sencillos cuando el terreno está sufriendo un proceso de consolidación.

Los dispositivos que sirven para medir los estados de presión en el agua del subsuelo se conocen como "piezómetros". Un piezómetro tiene la función de medir la presión del agua en el punto en que queda instalado, estos, trabajan con el principio de equilibrar con alguna clase de contrapresión, que se lee, la presión que el agua del terreno ejerza sobre una unidad sensible, de acuerdo a la contrapresión que se utilice varía el tipo de piezómetro.

Los tipos de piezómetros que comunmente se utilizan son:

- A.- Piezómetro Abierto Casagrande: Para materiales con un coeficiente de permeabilidad mayor de 10^4 cm/seg que corresponde a una arena ligeramente limosa. El piezómetro es esencialmente un tubo con extremo inferior poroso, colocado a la profundidad en donde se desea medir la presión de poro, el extremo poroso permite el paso del agua y ésta sube por el tubo hasta un nivel determinando la presión del agua.
- B.- Piezómetro Neumático: Constituido básicamente de la misma manera que el anterior, aquí la contrapresión equilibrante está dada por inyección de aire, empleando un manómetro para medir esta presión

se determina el nivel piezométrico deseado. Para materiales considerados impermeables como son los limos y las arcillas, en los cuales el tiempo de reacción de un piezómetro abierto es exageradamente largo.

Para seleccionar el tipo de piezómetro adecuado se sigue como regla básica elegir el más simple de todos los que satisfagan las necesidades del problema en cuestión.

Para nuestro caso se instalaron dos piezómetros abiertos, uno en cada sección de medición y tres piezómetros neumáticos en cada sección, como se indica en la fig. VI-3. Su localización (cadenamiento y profundidad) quedó como sigue:

SECCION DE MEDICION	PROFUNDIDAD PIEZOMETRO ABIERTO	PROFUNDIDAD PIEZOMETRO NEUMATICO
11 + 020	10.60 m	10.00 m
11 + 550	11.20 m	11.00 m

El programa de observaciones estableció que, los piezómetros serían leídos una vez al día la semana anterior al inicio del bombeo, dos veces diarias durante el período de éste y la excavación y una vez al día en las dos semanas posteriores al colado de la losa de piso. Las lecturas se efectuarían con un manómetro calibrado tipo Bourdon y con los resultados obtenidos se realizarían gráficas "tiempo-presión de agua". Los piezómetros se colocaron entre dos pozos de bombeo para mayor certeza en la observación.

Además de los aparatos colocados en las anteriores secciones, para el control de pérdidas de presión hidrostática, se instalaron en cada cabecera de viaducto dos piezómetros abiertos y dos neumáticos junto a cuatro pozos de bombeo (fig. VI-4) a las profundidades indicadas a continuación:

PIEZOMETRO	PROFUNDIDAD
Abierto	14.0 m
Neumático	9.0 m

La frecuencia de las lecturas es similar a la de los instrumentos ya mencionados.

Respecto a la presión de poro, en nuestro caso no pudo contarse con información confiable, ya que poco después de haberse instalado los piezómetros, estos se destruyeron dejando incompletas varias lecturas y por este motivo se decidió no considerar esa información.

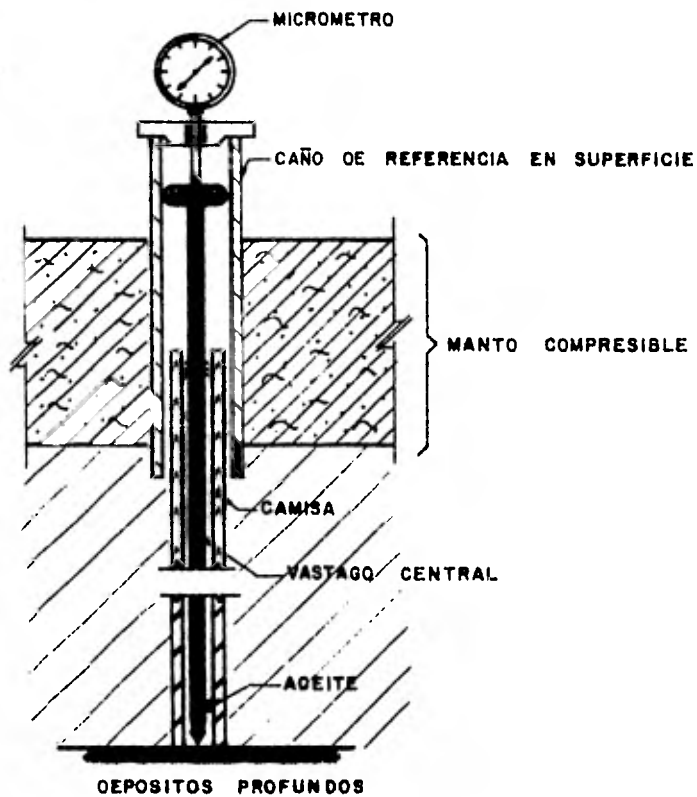


FIG. VI - 1

BANCO DE NIVEL PROFUNDO
PARA NIVELACIONES DE PRECISION

FIGURA VI-2
DISTRIBUCION DE BANCOS DE NIVEL SUPERFICIAL

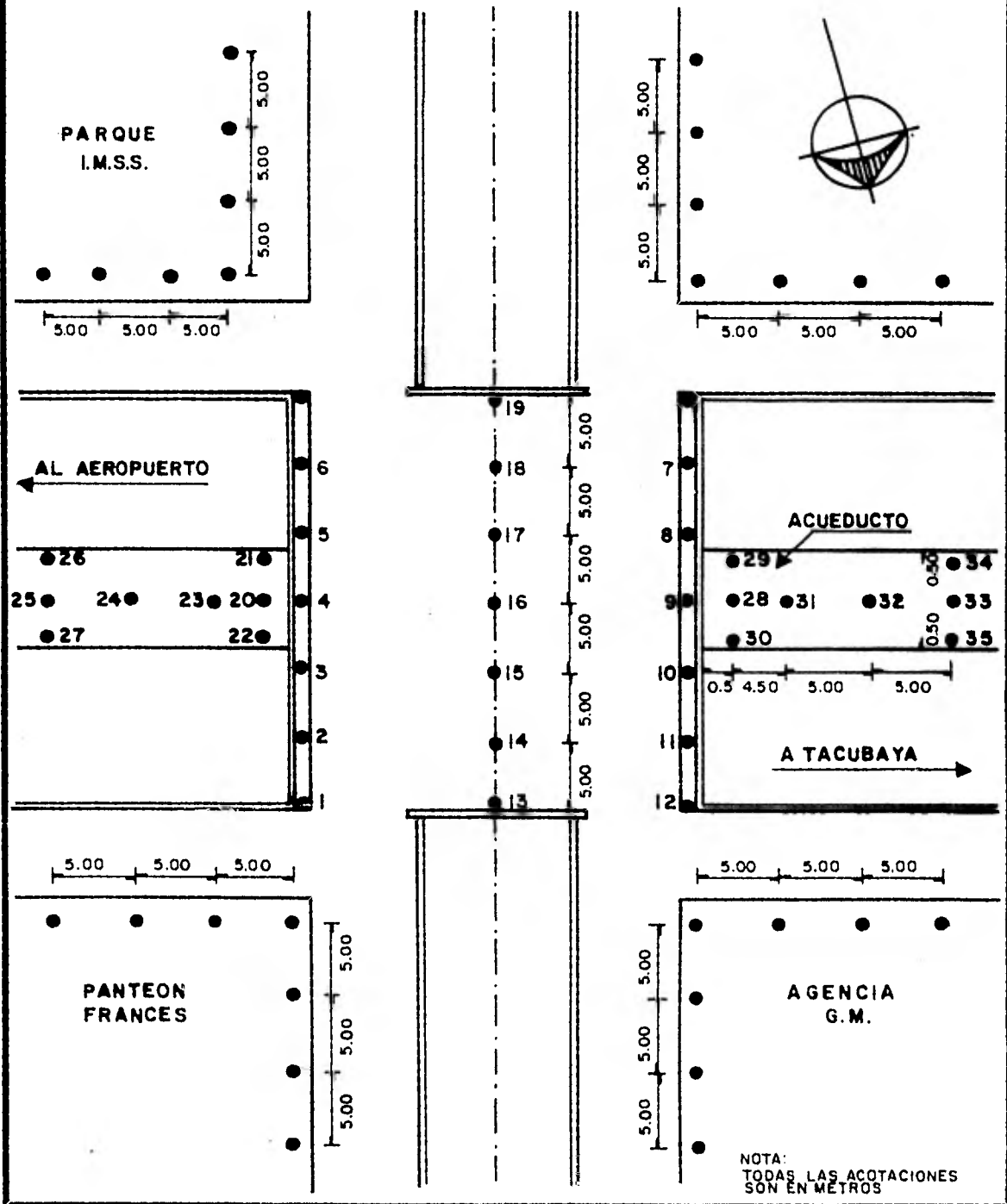


FIGURA VI-3
PIEZOMETRO NEUMATICO O ABIERTO

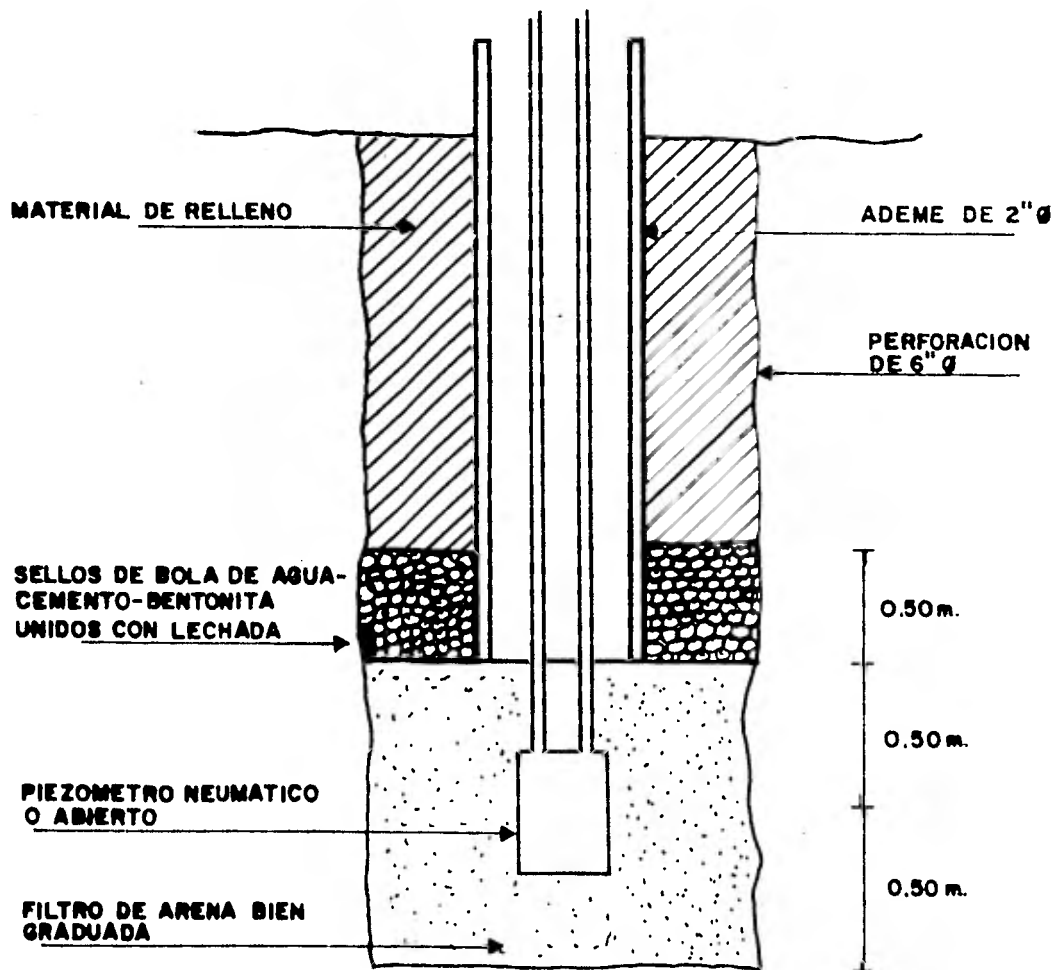
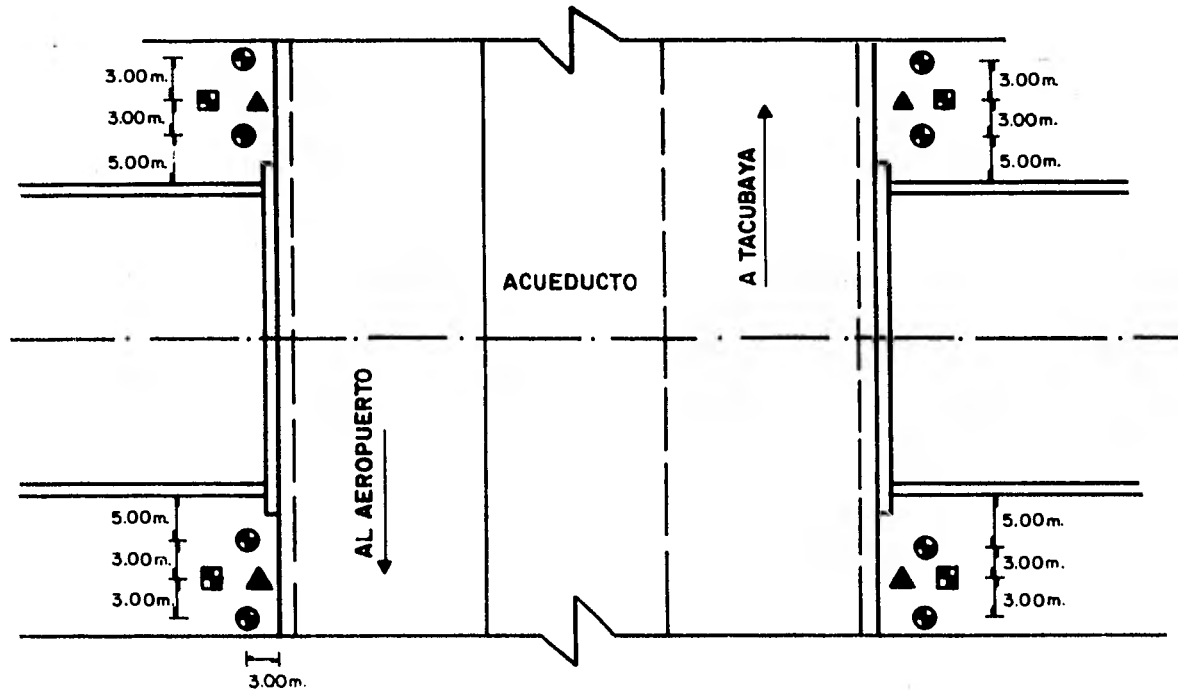
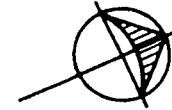
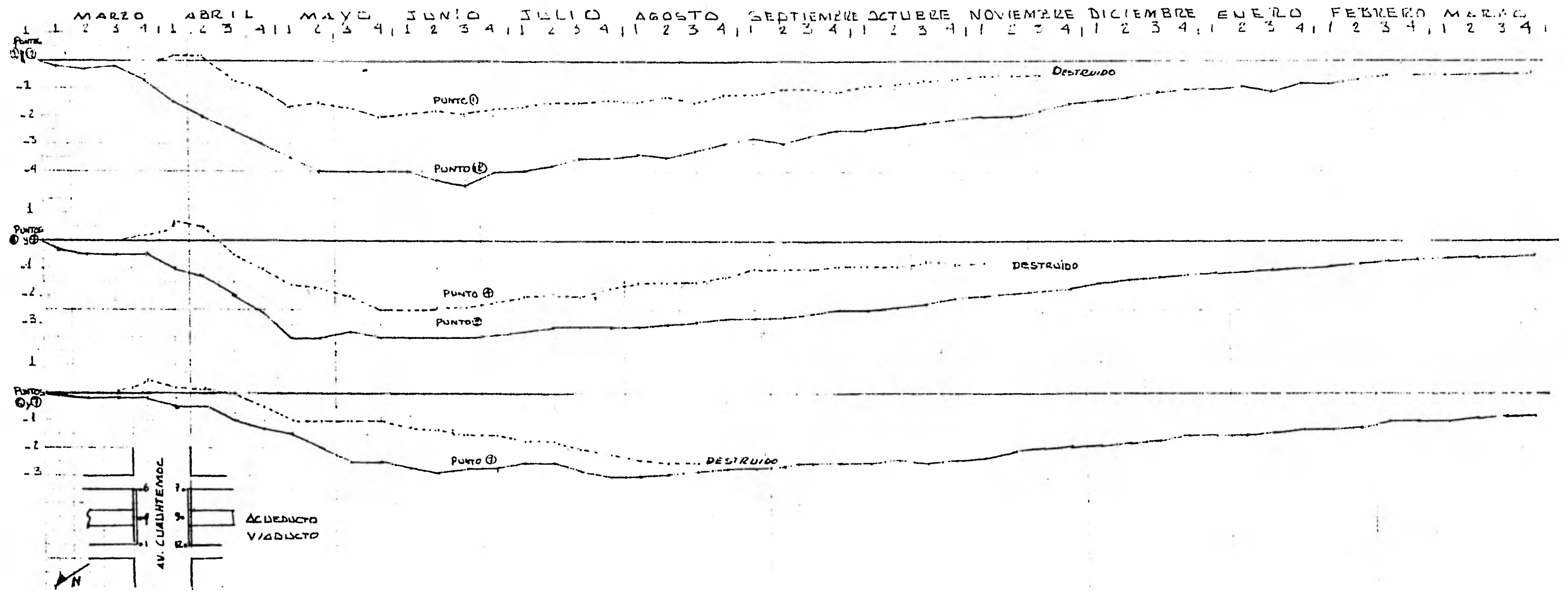


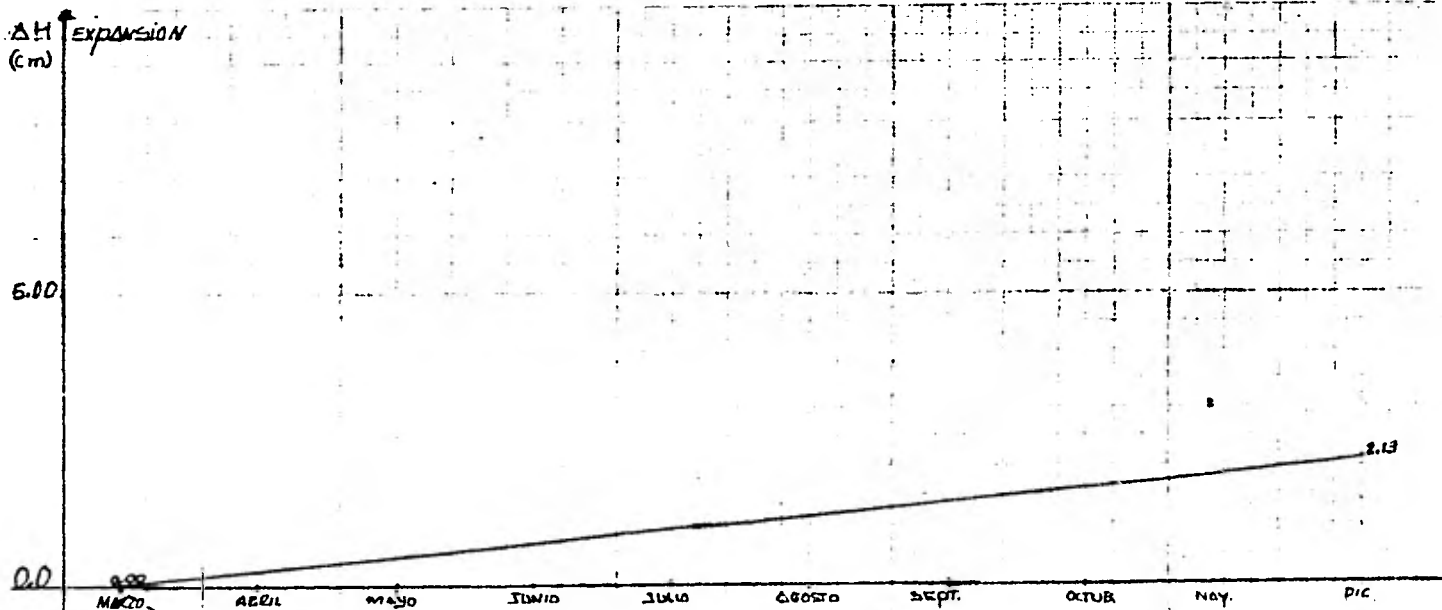
FIGURA VI-4



SIMBOLOGIA

- ⊕** POZOS DE BOMBEO PARA EL CASO DE FILTRACIONES EXCESIVAS
- PIEZOMETROS NEUMATICOS A 14m. DE PROFUNDIDAD
- ▲** PIEZOMETROS ABIERTOS A 9m. DE PROFUNDIDAD



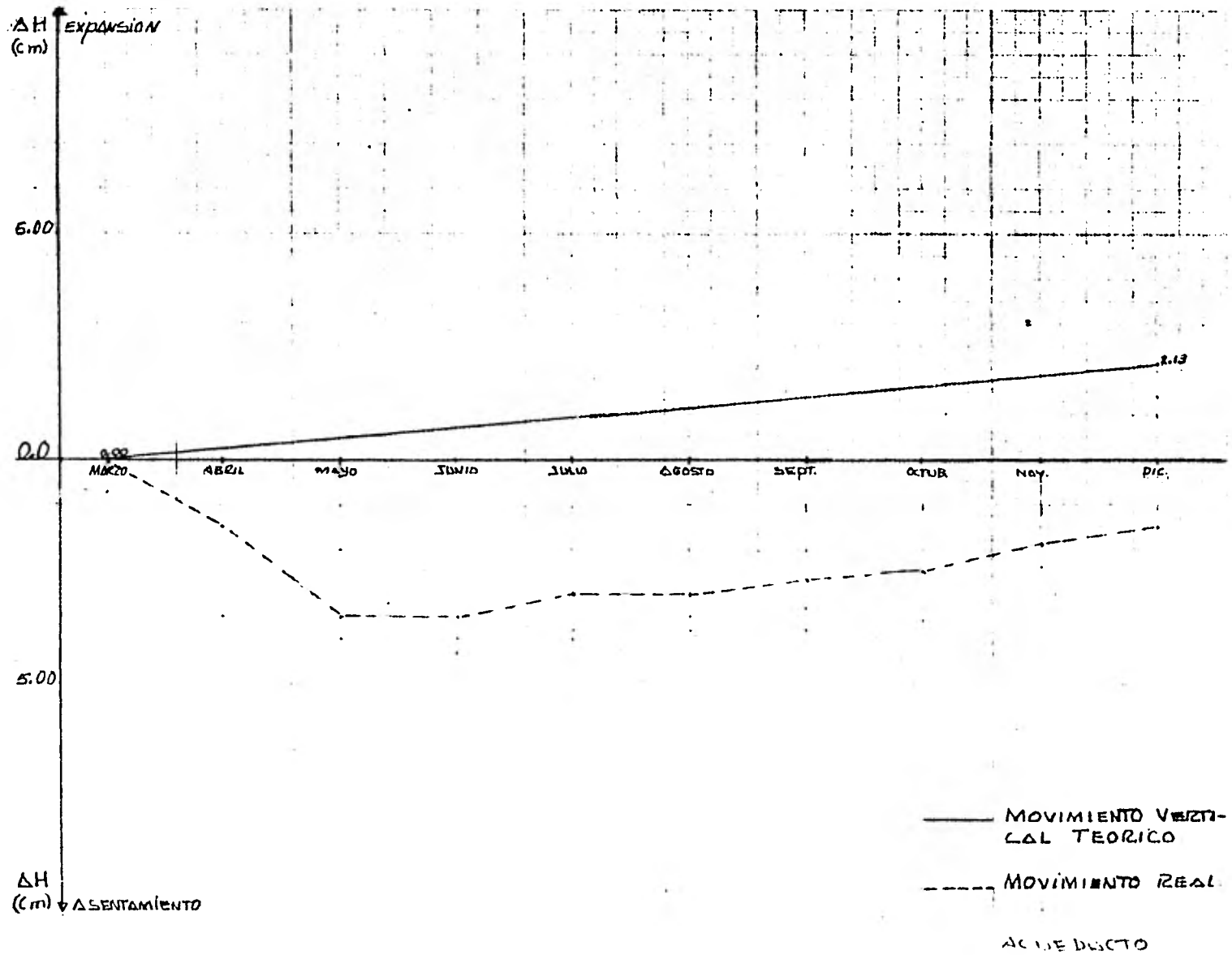


— MOVIMIENTO VERTI-
 CAL TEORICO

- - - MOVIMIENTO REAL

ACIJE DUCTO

Month	Theoretical Movement (cm)	Real Movement (cm)
MARZO	0.00	0.00
ABRIL	0.10	-0.50
MAYO	0.20	-3.50
JUNIO	0.30	-3.50
JULIO	0.40	-3.00
AGOSTO	0.50	-3.00
SEPT.	0.60	-2.80
OCTUB.	0.70	-2.50
NOV.	0.80	-2.20
DIC.	2.13	-1.80



CAPITULO VII

CAPITULO VII

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

El procedimiento constructivo es la secuencia de actividades para erigir la obra, la cual como ya se ha mencionado debe elegirse de tal forma que además de garantizar la seguridad de las operaciones que implique, ahorre tiempo y dinero.

Después de haberse estudiado varias alternativas de solución, considerando las propiedades mecánicas del suelo para prevenir falla de fondo, analizar la estabilidad de taludes, verificar el abatimiento del NAF y los asentamientos o expansiones, así como la maquinaria disponible y la mano de obra capacitada, se llegó a la selección del procedimiento constructivo que a continuación se describe:

- 1.- Como primer paso se procedió a la construcción de dos muros colindantes con el viaducto y perpendiculares al eje del "túnel", denominados "muros pantalla" o "tapón", con el objeto de que junto con los muros tablestaca limitaran el terreno, facilitando los trabajos de excavación. Durante la construcción de estos muros pantalla se detectaron en ambas colindancias la presencia de tres capas duras correspondientes a pavimentos antiguos que obstaculizaron la excavación al presentarse fugas de lodo bentonítico de perforación, debido a esto, los muros se levantaron en la forma siguiente:

1.1.- Se excavó en todo lo ancho del cajón en una longitud de 5.00 m, hasta la profundidad a la que aparecía el último estrato duro, que fue aproximadamente de 5.00 m; el talud de excavación tuvo una inclinación de 1:1, tanto en el lindero norte como en el lindero sur.

1.2.- Una vez descubiertos los pavimentos mencionados, se demolieron y posteriormente se construyó el brocal, que consistió en una subestructura de armado sencillo cuya finalidad fue la de guiar a la almeja durante la excavación, favoreciendo su verticalidad.

Concluidas estas operaciones, se procedió a la excavación y erección de los muros pantalla en la misma forma que los muros colados en sitio cuya descripción se menciona posteriormente.

Una vez efectuada la excavación y colados los muros tapón, se continuó la excavación por el lado exterior para dar acceso al cajón del metro por ambos extremos del cruce en estudio; para equilibrar los empujes de la estructura del viaducto y material del subsuelo subyacente que quedaba dentro del área del cruce, se colocaron dos pares de puntales horizontales, aproximadamente a 8.60 m y a 10.75 m, apoyados diagonalmente sobre los muros de concreto ya construidos de los tramos del cajón adyacente al túnel, como se aprecia en la fig. III-1 (Planta).

Puede observarse que los muros pantalla funcionan como muros tablestaca y de contención.

2.- Terminados los muros pantalla, se procedió a la construcción de los muros de concreto colados en sitio (muros milán), lo cual se realizó de la forma siguiente:

2.1.- Se procedió a solucionar provisionalmente el drenaje pluvial mediante la construcción de unas rejillas para la captación de los escurrimientos superficiales y los provenientes de los drenes existentes abajo del viaducto, las cuales se colocaron en ambos arroyos, como se indica en la fig. VII-I.. Estas rejillas, que cubrieron el ancho total de los arroyos, fueron colocadas en tramos de 1.50 m cada una, conduciendo el gasto hacia un cárcamo que contaba con tres bombas, de operación normal dos de ellas, y una de reserva, las cuales sirvieron para desalojar dicho gasto, mismo que resultó del orden de los 25/lts/seg.

2.2.- Se demolieron franjas de 0.65 m de ancho y 5.75 m de longitud, en las losas inferior y superior del viaducto. Esta demolición se realizó en forma simultánea en dos franjas diagonalmente opuestas como se indicó en la fig. V-1.

Se empezó la excavación de la zanja con una almeja guiada, esto es, la máquina se instaló sobre la losa superior de viaducto y al pasar por las franjas abiertas que en este caso funcionaron como brocales, se aseguró la verticalidad de la excavación. Para garantizar la estabilización de las paredes de la excavación se empleó lodo bentonítico, el cual se

mantuvo normalmente 0.80 m abajo de la losa inferior de via-ducto.

El lodo bentonítico tiene la finalidad de coadyuvar a la estabilidad de las paredes de la excavación; entre las principales propiedades que se requieren de estos lodos se tienen las siguientes:

- a) Ser una suspensión estable de bentonita sódica en agua, que sea tixotrópica, o sea, que presente cierta resistencia al corte en reposo, actuando como gel, ya que mientras se tiene en movimiento, ya sea bombeado o agitado, actúa como sol, disminuyéndose notablemente su resistencia al corte, el paso de sol a gel es reversible.
- b) Que tenga una densidad mayor que la del agua para que el empuje hidrostático que ejerza sobre las paredes sea mayor que el de ésta.

Al vaciar el lodo en el interior de los tableros excavados hasta un nivel superior al nivel de aguas freáticas, se generó un gradiente de presiones sobre las paredes que ayudó a detenerlas o mantenerlas estables; sin embargo, dicho gradiente produjo filtraciones de lodo hacia el exterior, lo que obligó al control de la proporción agua-coloides. Al producirse la filtración se fue formando en la frontera lodo-suelo una película de pequeño espesor de moléculas de lodo, constituyendo una verdadera membrana impermeable y resistente conocida como "cake".

Al pasar de sol a gel, las fuerzas electroquímicas y de tensión capilar que se generan entre lodo y suelo (en su frontera) durante el filtrado, contribuyen a la formación de esta película y a la adquisición de su resistencia (tixotropía), que aunada a la presión hidrostática del mismo lodo permitió la estabilización de las paredes de la excavación realizada.

2.3.- Terminada la excavación de la zanja, a una profundidad de 3.2 m abajo del desplante máximo de excavación del túnel, mediante un tubo eyector se limpió el azolve del fondo y se introdujeron las juntas metálicas y la parrilla de refuerzo.

Las juntas son tubos metálicos huecos de forma semicircular, con una de sus caras machimbrada, la cual contiene una banda de PVC integrada que sellará la junta contra filtraciones cuando se haga la unión con los muros siguientes, donde también quedará ahogada. En el interior de este tubo-junta, no se introdujo concreto debido a que se cerraron sus extremos, para evitar su flotación se necesitó lastrar.

Una vez instaladas las juntas se procedió a introducir la parrilla de armado dentro de la zanja, con la debida precaución respecto a la verticalidad, alineamiento y la profundidad, instalando dos gatos en la superficie, apoyados contra la losa inferior de viaducto para impedir su movimiento durante el colado. El colado de los muros se realizó introdu-

ciendo las trompas de colado por tramos; los coples de unión entre estos eran perfectamente herméticos y fuertes para soportar el manejo.

El extremo inferior de la trompa quedó apoyado en el fondo de la zanja antes de iniciar el colado, se colocó entre la tolva y el tubo un tapón constituido por un balón de latex, el cual desciende obligado por el peso del concreto vaciado, evitando con esto la contaminación y la descarga con demasiada energía del concreto. El concreto fue lo suficientemente fluido, para que sin necesidad de vibrarlo se distribuyera uniformemente por todo el tablero. El impulso que lleva la primera mezcla al salir por la boca de descarga, produce un arranque en el fondo del tablero dejándolo limpio de lodo; el concreto no se mezcló con el lodo sino que lo llevó siempre por delante hasta expulsarlo de la excavación debido a la diferencia de densidades, la trompa quedó siempre ahogada a 1.5 m del nivel de concreto.

Debido a que la excavación entre los muros milán se realizó aprovechando su rigidez y su doble capacidad de trabajo como tablestacas en el sentido vertical y como losas en el sentido longitudinal, dicha excavación no pudo iniciarse hasta los 14 días después de colados éstos.

Para colar los muros en la zona del acueducto y mantener totalmente seca dicha zona, hubo la necesidad de realizar el desvío del Río de la Piedad.

Como primer paso se construyeron en el interior del cajón del acueducto unas costaleras a modo de dique y unos muros de tabique, tanto aguas arriba, como aguas abajo de la zona de cruce del cajón. (fig. VII-2).

El gasto conducido por el acueducto se desvió mediante dos pares de tubos de ϕ 0.91 m de acero soldable grado "B" con espesor $t = 5/16"$, colocados sobre los arroyos de viaducto; dos tubos de cada lado con dos deflexiones se soldaron por fuera de la tubería, acondicionándoles además sus respectivos atraques. Lo anterior puede verse con detalle en la fotografía anexa (A).

Realizado el desvío del acueducto se efectuaron las demoliciones de las losas superior e inferior del acueducto, para construirse los muros tablestaca correspondientes a esa zona, en la misma forma que la indicada para los muros de la zona de viaducto.

3.- Inyecciones de consolidación e impermeabilización.

En el caso de los muros de concreto que quedaron localizados bajo el nivel del viaducto y acueducto, una vez concluidos se procedió a efectuar una inyección de consolidación e impermeabilización.

Esta inyección se efectuó mediante perforaciones efectuadas desde el muro pantalla de la zona norte, de la siguiente manera:

3.1.- Inyección de impermeabilización

Para el caso en estudio, se pensó solo en la estabilización del material que se excavaría bajo de las estructuras mencionadas; ésto se pretendió hacer con la inyección de consolidación, pero debido a la presencia de fugas durante la ejecución de los primeros barrenos, se pensó en realizar primero una inyección de impermeabilización con el fin de trabajar en seco.

La inyección de impermeabilización se realizó en 5 etapas, a saber:

- 1° Se procedió a colocar una boquilla perfectamente anclada al muro y en la posición de barreno que se iba a atacar.
- 2° Se realizó la perforación del barreno de \emptyset 3" desde el muro pantalla de la cabecera norte de acueducto de longitud variable, siendo el orden de barrenación del centro hacia los lados. Ver figura VII- 3.

La perforación se profundizó hasta donde se presentó flujo de agua; en ese momento se procedió a taponar la boquilla colocando un manómetro para medir la presión hidrostática.

- 3° Conociendo la presión del agua, se procedió a realizar una inyección de impermeabilización a una presión 1.5

veces mayor a la leída en el manómetro. La proporción de la mezcla que se inyectó fue la siguiente:

Agua	—————	200 lt
Cemento	—————	250 k
Bentonita	—————	8 k
Arena	—————	150 k
Sika	—————	3 k

4° Una vez fraguada la mezcla inyectada se reperforaron los barrenos hasta alcanzar la profundidad de proyecto; en los casos que presentaron nuevas fugas, se repitió el proceso, a fin de lograr la impermeabilización adecuada, ésto se hizo las veces que resultaron necesarias. Una vez concluida la impermeabilización, se procedió a realizar la inyección de consolidación con la finalidad primordial de aumentar la resistencia del suelo al corte, evitando con ésto posibles derrumbes durante el proceso de excavación para la construcción del cajón del metro.

La consolidación se efectuó en 3 etapas, con 4 fases cada una de ellas, descritas a continuación.

Etapa I.- Se inyectaron los barrenos más alejados del centro con el fin de formar una pantalla, que sirvió de frontera al resto de la inyección. Fig. VII-4

Etapa II.- Procedieron a inyectarse los barrenos del

centro que junto con los de la Etapa I, formaron una zona inyectada.

Etapa III.- Se realizó la inyección de los barrenos restantes colocados entre la frontera y el centro.

Las fases de cada etapa fueron:

- a) Inyección de vaina cuyo principal objetivo fue fijar el tubo de inyección al terreno. Este tubo debe llenar toda la longitud del barreno. Se inyectó una mezcla estable de cemento-agua (c/a) igual a 0.50 con el 20% de bentonita en peso de cemento, se efectuó con una bomba eléctrica en progresiones de 1.00 m de longitud cada una.
- b) Se inyectó una lechada de cemento-agua-bentonita, con una relación proporcional de $c/a = 2$, con 10% de bentonita en peso de cemento. La inyección para esta fase y las siguientes, fue con progresiones de 0.50 m y con una bomba peroni neumática.
- c) Procedieron a inyectar una mezcla constituida por 70 lt de silicato de sodio, 30 lt de agua y 15 de acetato de atilo. Esta mezcla hace que las partículas sólidas del suelo se orienten de tal manera que sus centros de gravedad queden más unidos aumentando la fuerza de atracción entre ellas.
- d) Inyección de bloqueo. En esta fase se procedió a in-

yectar una lechada de cemento-agua-bentonita, con un proporcionamiento de a/c = 2, con 2% de bentonita en peso de cemento.

La utilización de la bentonita fue solo para la estabilización de la mezcla.

El sentido de avance de las progresiones es contrario al de la perforación de los barrenos, es decir, la inyección se inició en el fondo de la perforación hasta llegar a una distancia de 4.00 m de la boquilla, en donde quedó instalado un manómetro para medir la presión de inyección de cada fase; con este dato aunado al control de la profundidad y consumo de cada progresión en todas las fases, se controló la cantidad de lechada.

Durante el proceso de inyección se observaron muy de cerca los movimientos de las estructuras mediante la observación de los instrumentos colocados con esa finalidad.

Se puede señalar que la barrenación e inyección de impermeabilización pudo realizarse antes de construir los muros tablestaca, no así la inyección de consolidación, que debió ser posterior a la construcción de los muros.

Este señalamiento se debe a que las actividades arriba mencionadas, no necesitaron una zona delimitada para su funcionamiento, y para la consolidación sí fue necesario definir una zona de trabajo y los muros tablestaca junto con los muros pantalla limitan el terreno a consolidar y a la vez ayu-

daron a ella impidiendo la extensión que pueda sufrir el terreno al inyectarle la mezcla de consolidación.

4.- Abatimiento del Nivel de Aguas Freáticas:

A pesar de que la forma en que se realizó el abatimiento del NAF en la zona del "túnel" ha quedado descrita en el capítulo V, debe mencionarse aquí, en atención a que se trata de un hecho posterior a la construcción de muros de concreto y a la inyección de consolidación, formando parte de la secuencia del procedimiento constructivo.

5.- Estructura para soportar la losa de viaducto:

Con la finalidad de evitar la deflexión en las losas inferiores del viaducto al perder toda el área de apoyo y quedar soportadas únicamente en los bordes que limitan a la excavación, se construyó una estructura de soporte, de las características siguientes:

La estructura quedó constituida por 3 pares de vigas "I" armadas en cada arroyo de viaducto, apoyadas sobre los muros tablestaca e intercaladas en cada par unas estructuras adicionales denominadas soportes de losa. La localización de los apoyos de las vigas y los soportes de la losa de la estructura se pueden apreciar en la fig. VII-5 y foto B.

Las vigas "I" estuvieron formadas por dos placas de 12.4 m de largo, 0.22 m de ancho y 0.019 de espesor, que constituyeron los patines y otra placa unida a estos con soldadura de filete de $t = 0.6$ cm y electrodo E-70, cuyas dimensiones son de 12.4 m de largo, 0.96 m de

ancho y 0.0111 de espesor, para constituir el alma de la viga. Además se les adicionaron sus respectivos atiesadores de 0.011 m de espesor a cada 2.80 m, para contrarrestar el flameo y ayudar al alma contra el efecto de cortante.

Las vigas "I" se apoyaron sobre una placa de apoyo de 0.152 X 0.305 m con 0.019 de espesor, que a su vez se ancla con 4 varillas del No. 4 al muro tablestaca. La distancia entre almas de cada par de vigas es de 0.537 m, aunque para definir el soporte se construyeron los soportes de losa a cada 2.80 m a partir del lado interior del muro colado en sitio. El soporte de losa se constituye por dos viguetas IPR 8"X5 1/4" (pesadas): una que se incrusta en la losa inferior de viaducto y otra más corta que une a la primera vigueta con el par de vigas "I", originando con esto la verdadera contraflecha.

El soporte de losa señalado se realizó en las tres etapas siguientes:

- 1a. Etapa: Se demolió la losa inferior de viaducto en forma de pirámide cuadrangular truncada, quedando dos cuadrados de diferentes dimensiones: el pequeño de 0.50 m de lado y el grande 0.80 de lado; cabe hacer notar que se conservó el acero de refuerzo de la losa.
- 2a. Etapa: Se colocó una placa de apoyo de 30.48 cm X 30.48 cm, con 0.019 m de espesor, con su respectivo anclaje, apoyándose

la vigueta IPR 8" X 5 1/4" (pesada) sobre ésta y se procedió a colar la zona demolida con un aditivo estabilizador de volumen.

3a. Etapa: Se unió la vigueta incrustada con las vigas "I" por medio de la otra vigueta IPR 8" X 5 1/4", quedando con esto terminada la estructura de soporte de la losa.

6.- Excavación y construcción del cajón

Antes de iniciar la excavación del "túnel", se colocó al pie del frente localizado en la colindancia norte, el equipo, material y personal especializado para la aplicación de concreto lanzado en caso de que las filtraciones existentes entre el muro pantalla y los muros tablestaca llegaran a ser excesivas. Contando con esta medida preventiva, se entró de lleno a la construcción del cajón, la cual se realizó en 16 etapas; a saber, estas fueron:

1a.) Se retiró el primer nivel de puntales, que contenían al muro tapón y se realizó la demolición del mismo a una profundidad de 2.85 m y en todo lo ancho.

Conforme se fue realizando la excavación, se colocaron tablo-
nes para contener el terreno que quedó comprendido entre el
muro pantalla y los muros tablestaca de viaducto, hubo necesi-
dad de aplicar concreto lanzado debido a que la filtración se

presentó con un gasto de 15 lts/seg. Como esta medida no resultó suficiente, hubo necesidad de efectuar inyecciones de acuerdo al siguiente procedimiento.

a) Perforación.- Se debieron realizar perforaciones en la zona de influencia de la filtración en un diámetro comprendido entre ϕ 1" y ϕ 2", penetrando en el terreno por lo menos 30 cm, después del paño exterior de los muros tablestaca, estas se harán en cualquier tipo de máquina rotatoria y deben hacerse en forma de "tresbolillo."

Realizada la perforación, debió colocarse en ella segmentos de tubo PVC de igual diámetro que el de la perforación, de tal manera que no quede holgado.

b) Mezcla.- La mezcla de inyección de contacto tendrá los materiales y la proporción siguiente:

Agua	_____	290 lts
Bentonita	_____	1 a 5% k
Cemento	_____	200 k
Arena	_____	50 k

Además dichos materiales deberán cumplir los siguientes requisitos: el agua no debe contener materia orgánica o sedimentos que produzcan efectos nocivos a la mezcla; la bentonita debe tener 8 horas mínimo de hidratación; cemento tipo I, III o puzolánico; arena bien graduada y redondeada con un contenido de finos no plásticos menor o igual a 15%.

Si se presenta un gran volumen de absorción de inyección, se le agrega un obturante como la mica de acuerdo a la magnitud de filtración.

La presión a que se inyectó la lechada varió entre 0.5 k/cm^2 a 1.0 k/cm^2 ; en ningún caso se excedieron estos límites.

Al descubrirse la profundidad de 10.10 m se colocó el primer nivel de puntales a 8.10 m y según avanzaba la excavación se iban demoliendo las cimentaciones antiguas detectadas por los sondeos abajo del viaducto, simultáneamente se recortaban los ademes de los pozos para facilitar las maniobras de colocación de puntales, todo ésto sin suspender el bombeo como ya se explicó en el paso de abatimiento de nivel freático.

2a.) Se procedió a retirar el 2o. nivel de puntales que contenían al muro pantalla, para continuar con la demolición del muro hasta 12.60 y seguir excavando, colocando tablones, demoler cimentaciones antiguas y recortando ademes de pozos.

Las actividades anteriores se realizaron siempre que fueron necesarias y debido a ésto, para las siguientes etapas solo se mencionarán en forma de lista.

3a.) Terminó la demolición del muro tapón y se colocó un segundo nivel de puntales a 12.80 m de profundidad, se excavó, se colocaron tablones, se recortaron ademes de pozos.

4a.) Hubo un avance en la excavación de 4.60 m, incluyendo espesor del muro pantalla y al alcanzar la profundidad máxima se procedió a colar una plantilla de 0.10 m de espesor con concreto pobre adicionándole un acelerante de fraguado, dos horas después se coló la losa de piso ligando su armado a la losa de piso del cajón ya construido. Se colocaron los dos niveles de puntales y prosiguió el recorte de ademes de pozos.

5a.) Hay un nuevo avance de 4.00 m en la excavación y se colocan puntales, se cuela plantilla, armado, y se hace el colado de la losa de piso, se recortan ademes de pozos y nuevamente se colocan tablonés para retener el terreno comprendido entre muro tablestaca de viaducto y muro tablestaca de acueducto.

Esta etapa no puede ser atacada si no se ha colocado la losa de piso de la etapa anterior.

6a.) Se dió un nuevo avance en la excavación de 4.00 m, se colocaron puntales, se coló plantilla, se armó y coló losa de piso, pero además, en esta etapa se armó, cimbró y coló el primer tramo de muros estructurales, que corresponde a la losa de piso colada en la 4a. etapa. El colado de estos muros se realizó hasta 8.10 m por lo que debió dejarse una preparación para recuperar posteriormente los puntales del primer nivel.

7a.) Avanzó de nuevo la excavación en 4.00 m, se colocaron punta-

les y tablonos, se coló plantilla, se armó y coló la losa de piso, se recortaron ademes de pozo y se construyó otro tramo de muro estructural sobre la losa de piso calada en la etapa número 5.

8a.) Se realizó otro avance de 4.00 m, se colocan puntales, se recortan ademes de pozos, se colocan tablonos, se demuelen cimentaciones antiguas, se cuele plantilla, se arma y cuele losa de piso, se construye muros de concreto sobre la losa de piso de la 6a. etapa.

9a.) Avanza la excavación 4.00 m, se colocan puntales, se recortan ademes, se demuelen cimentaciones antiguas, se cuele plantilla, losa de piso y tramo de muros estructurales sobre losa de piso de la etapa 7a.

10a.) Avance de la excavación de 4.00 m, colocación de puntales, recorte de ademes de pozos, demolición de cimentaciones antiguas, colocación de tablonos, colado de plantilla, losa de piso y muros estructurales, sobre losa de piso de la 8a. etapa. Aquí se inició la demolición del muro pantalla sur, el primer nivel de puntales que lo soportaban.

11a.) Se produjo un avance de 4.00 en la excavación, se colocaron puntales, se recortaron ademes de pozos, se coló plantilla losa de piso y muro estructural sobre losa de piso colada en

la etapa 9a.; además se retiró el segundo nivel de puntales soportantes del muro tapón para continuar su demolición.

- 12a.) Terminó la excavación del tramo tunelado y se realizó la liga estructural de la losa de piso del "túnel" con la losa de piso del cajón ya construido, se levantaron muros estructurales sobre la losa de piso colada en la 10a. etapa, continuando la demolición del muro pantalla.
- 13a.) Se procedió al armado y colado de muros estructurales, en toda la longitud faltante, ligándolos estructuralmente con los muros estructurales construidos en el tramo a cielo abierto.
- 14a.) Se armó, cimbró y coló la losa de techo, dejando ahogados tubos PVC de 1/2", para realizar posteriormente una inyección de contacto entre la losa de techo del cajón y la losa inferior de viaducto y acueducto.
- 15a.) Después de 24 horas de colada la losa de techo se retiraron todos los puntales del primer nivel y se colaron las preparaciones dejadas para esta actividad.
- 16a.) Al alcanzar la losa de techo su resistencia de proyecto, se procedió a retirar la estructura de soporte de la losa de viaducto y se realizó la inyección de contacto mencionada en la etapa décimo cuarta.

Como notas generales por la construcción del cajón en el "túnel", podemos mencionar las siguientes:

- a) La precarga en los puntales de apoyo de los muros tablestaca fue de 40 ton como mínimo y se controló rigurosamente.
- b) Ninguna excavación quedó abierta más de 20 horas sin colarse su losa de piso correspondiente; el período considerado fue desde el alcance de la máxima profundidad de excavación de una determinada área hasta el inicio del colado de la losa de piso.
- c) En todos los casos se utilizó cemento tipo III.
- d) Se llevó una debida coordinación del procedimiento de construcción con los resultados observados en los instrumentos colocados en las zonas de viaducto y acueducto así como en las zonas circunvecinas. ,
- e) El talud de excavación máximo fue de 1:1.
- f) Los puntales del segundo nivel se quitaron en todos los casos al ser colada la losa de piso de dos etapas posteriores a su colocación. En el caso de los del primer nivel fue diferente, pues quedaron con los muros estructurales hasta 24 horas después de colada la losa de techo.

Las notas expresadas anteriormente junto con las 16 etapas conforman el procedimiento constructivo seguido en la construcción del cajón del metro en el cadenamiento 11 + 210.25 al 11+243.990 de la ampliación de la línea 3 Sur.

Este mismo procedimiento queda expresado gráficamente en las figuras VII-6 al final del presente capítulo.

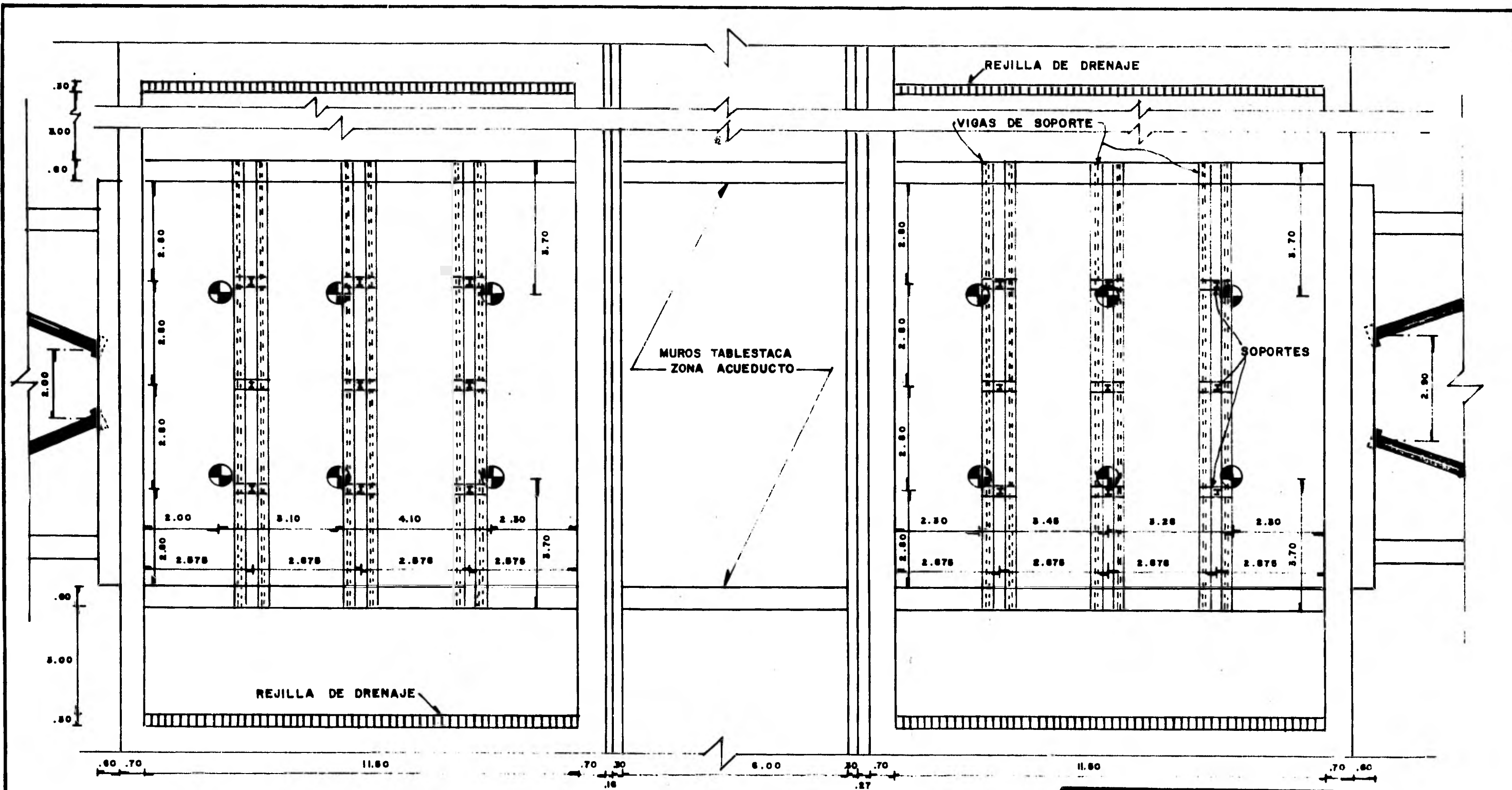
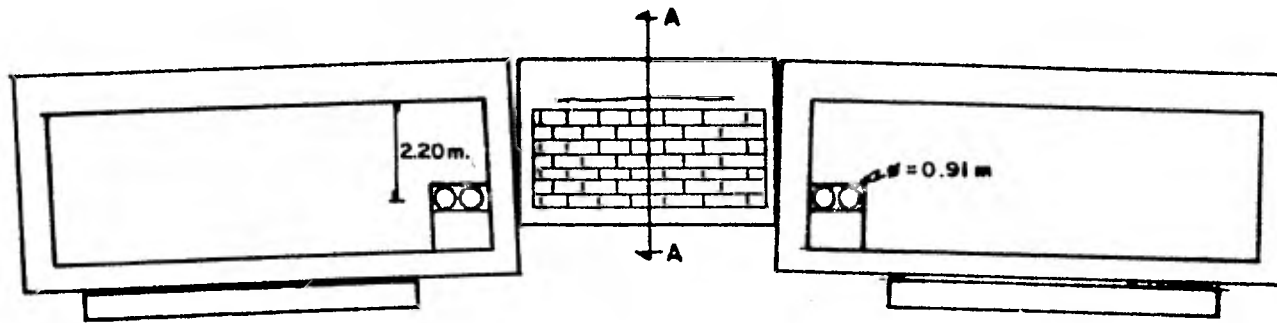
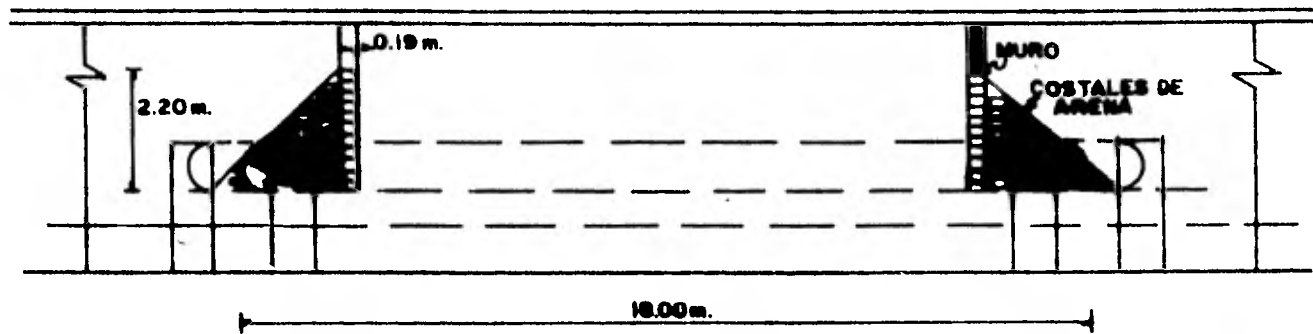


FIGURA VII-1

	U N A M E N E P A C A T L A N
	ALEJANDRO ROSAS LAGUNA ANTONIO BARRAGAN MONTEERRUBIO
	TESIS PROFESIONAL

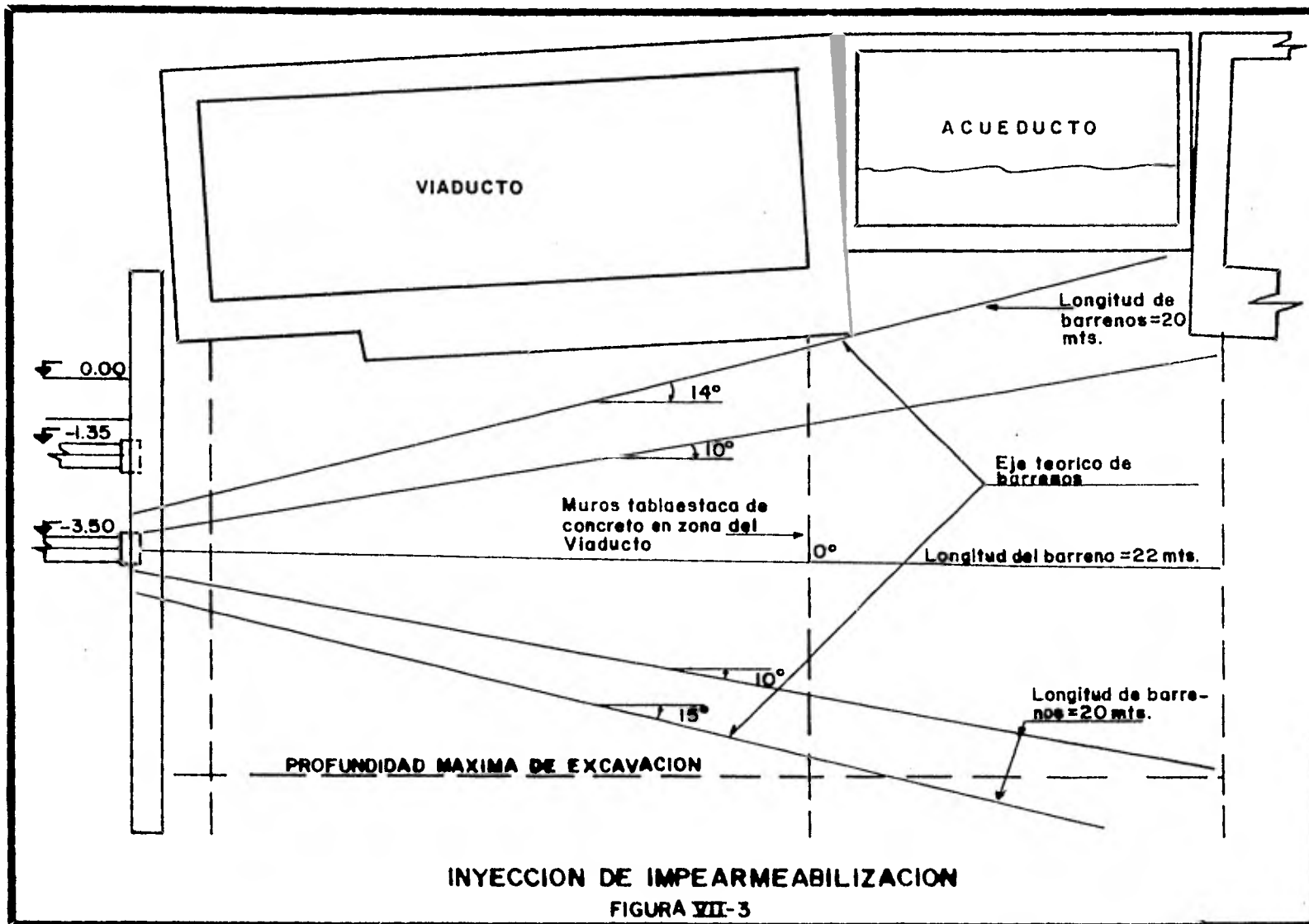


DESVIO DE LAS AGUAS
DEL ACUEDUCTO

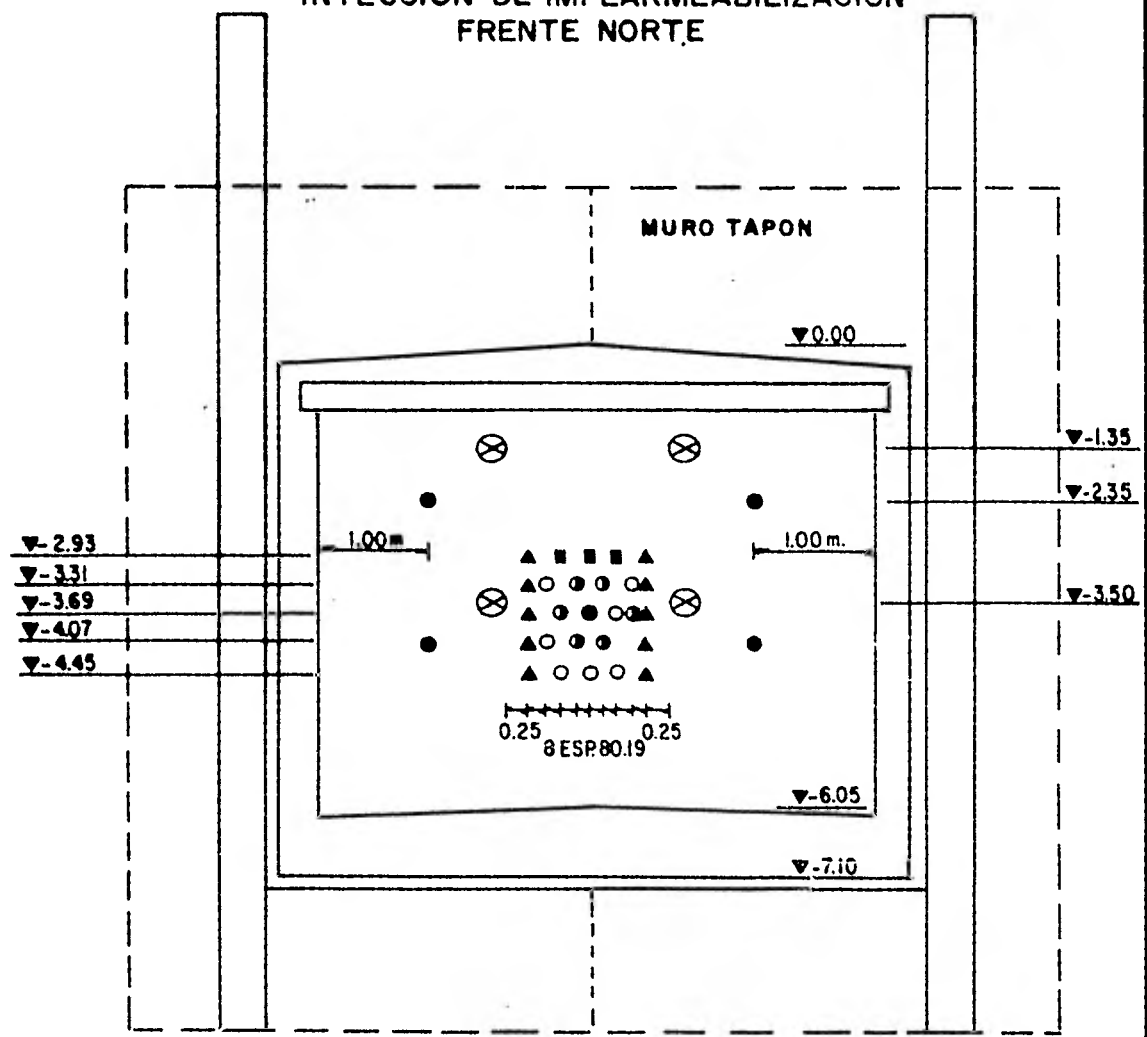


CORTE A-A

FIGURA III-2



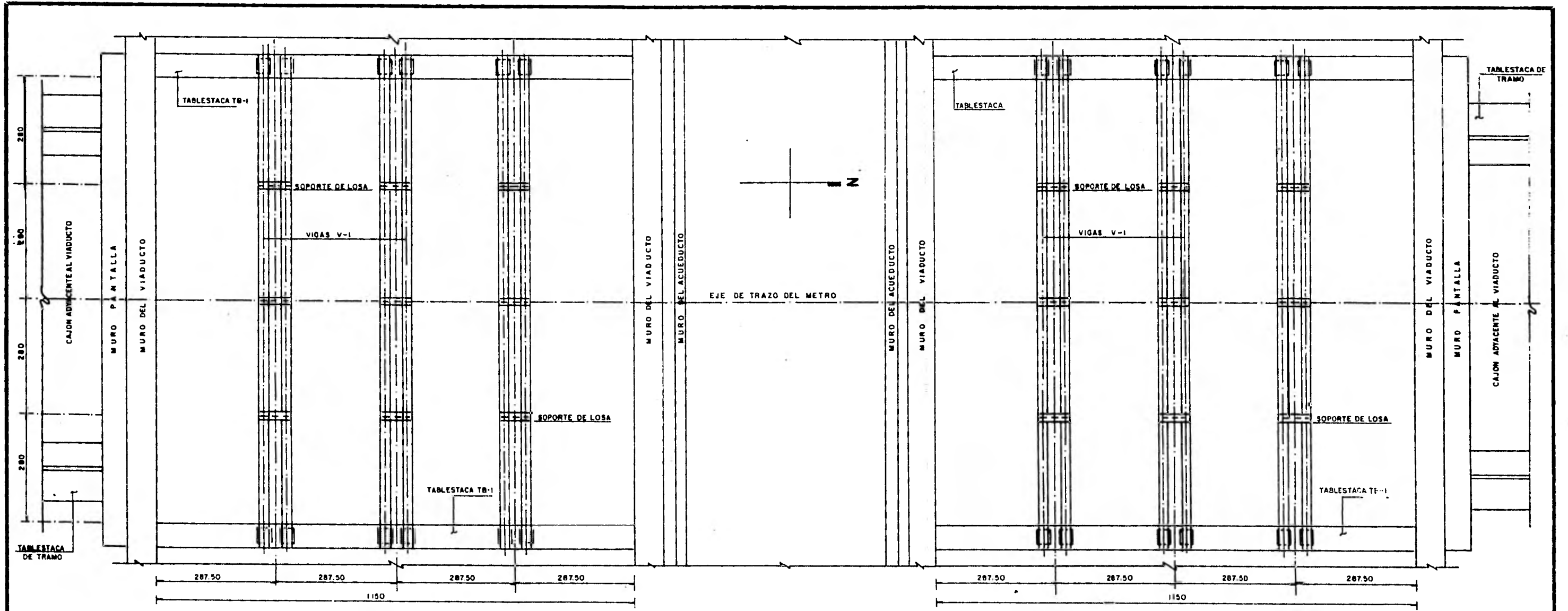
INYECCION DE IMPEARMEABILIZACION FRENTE NORTE




SIMBOLOGIA

	LONGITUD
⊗ TROQUEL	
▲ BARRENOS 1ra. INYECCION = BARRENOS LLENOS	20.0 m
■ BARRENOS 2a. INYECCION = BARRENOS 1/2 LLENOS	21.0 m
● BARRENOS 3a. INYECCION = BARRENOS VACIOS	22.0 m
<div style="display: flex; align-items: center;"> <div style="margin-right: 5px;">●</div> <div style="margin-right: 5px;">○</div> <div style="font-size: 2em; margin-right: 5px;">}</div> <div>L = 22.0m</div> </div>	

FIGURA VII-4



PLANTA DE LOCALIZACION DE VIGAS Y SOPORTES DE LOSA
 FIGURA VII-5

	U N A M E N E P A C A T L A N
	ALEJANDRO ROSAS LAGUNA ANTONIO BARRAGAN MONTEERRUBIO
TESIS PROFESIONAL	



ФОТОГРАФИЯ - 17



ФОТОГРАФИЯ - 18

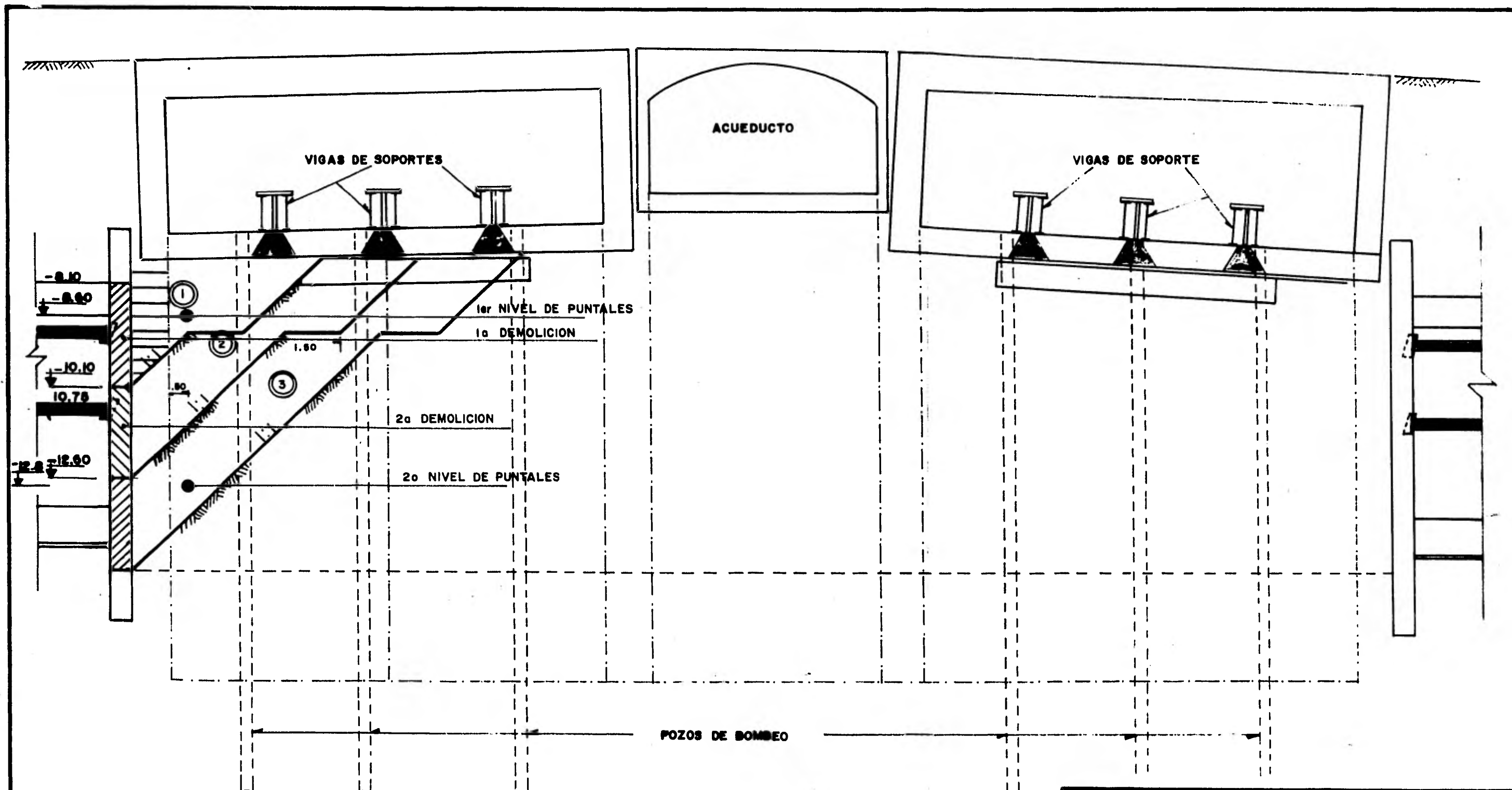


FIGURA VII-6a

	U N A M
	E N E P
	A C A T L A N
ALEJANDRO ROSAS - LAGUNA	
ANTONIO BARRAGAN MONTEERRUBIO	
TESIS PROFESIONAL	

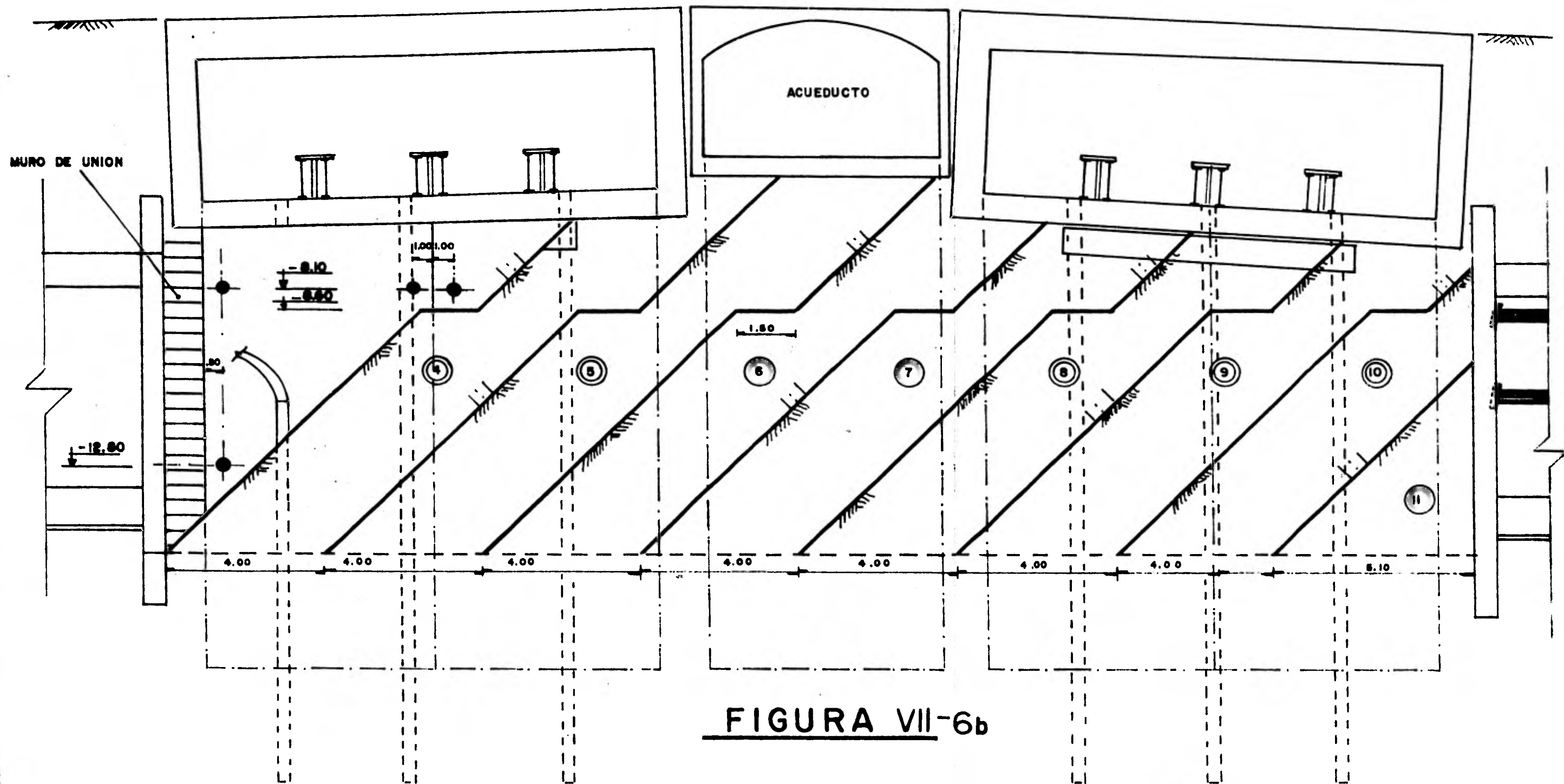


FIGURA VII-6b

	U N A M
	E N E P
	Z A C A T L Á N
ALEJANDRO ROSAS LAGUNA	
ANTONIO BARRAGAN MONTEERRUBIO	
TESIS PROFESIONAL	

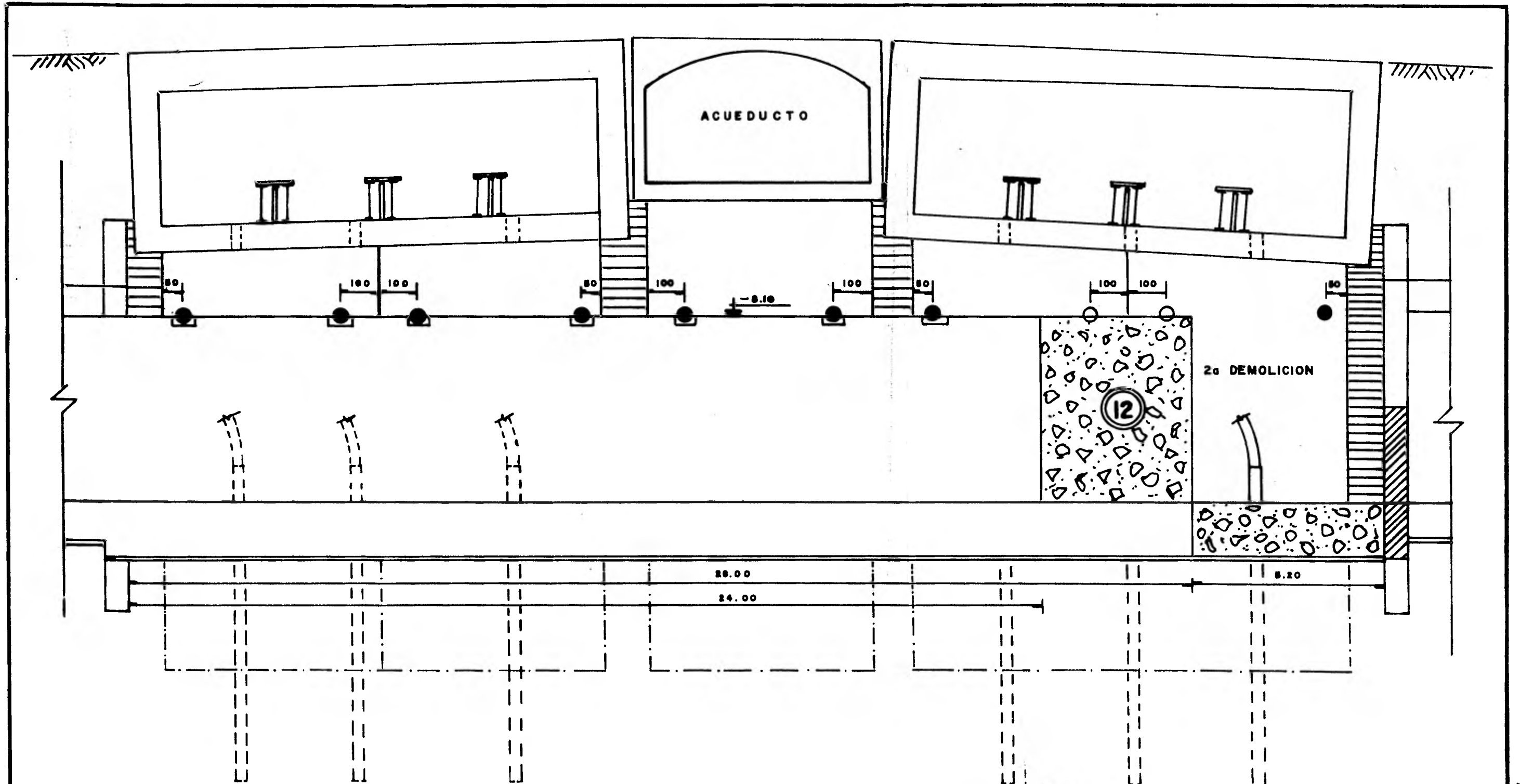


FIGURA VII-6c

	U N A M
	E N E P
	A C A T L A N
ALEJANDRO ROSAS LAGUNA	
ANTONIO BARRAGAN MONTEERRUBIO	
TESIS PROFESIONAL	

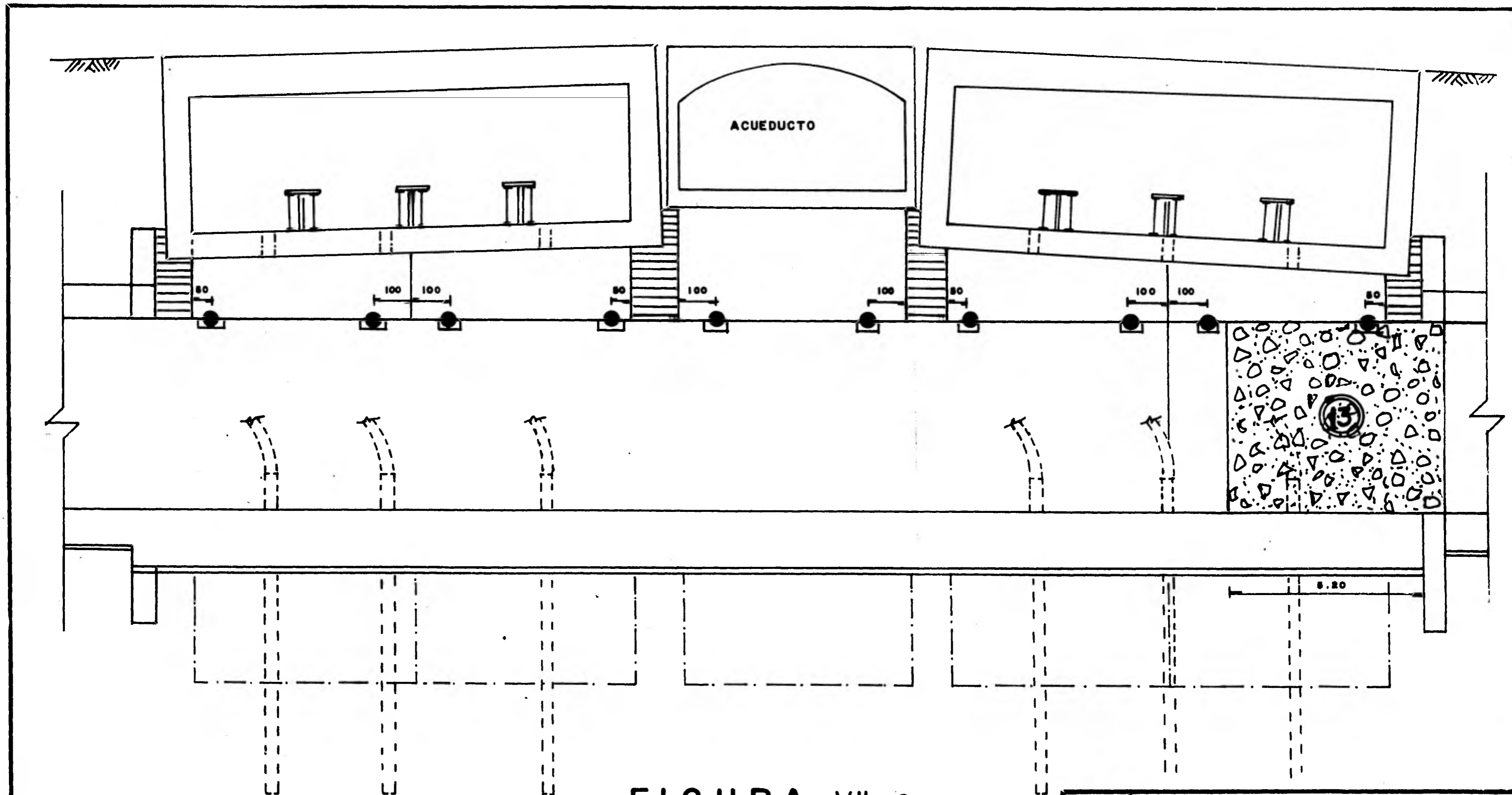



FIGURA VII-6d

	U N A M
	E N E P
	A C A T L A N
ALEJANDRO ROSAS LAGUNA	
ANTONIO BARRAGAN MONTEERRUBIO	
TESIS PROFESIONAL	

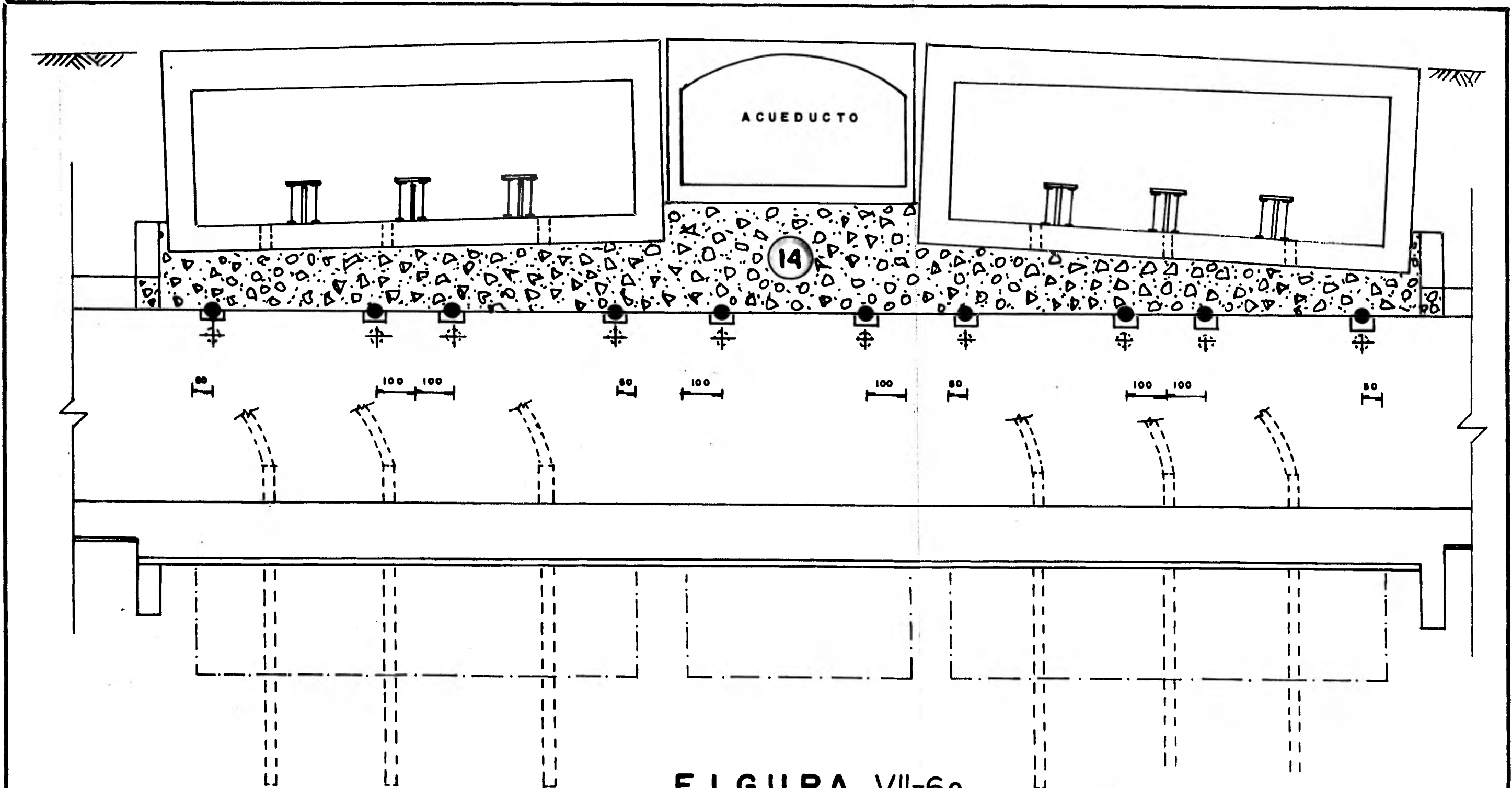
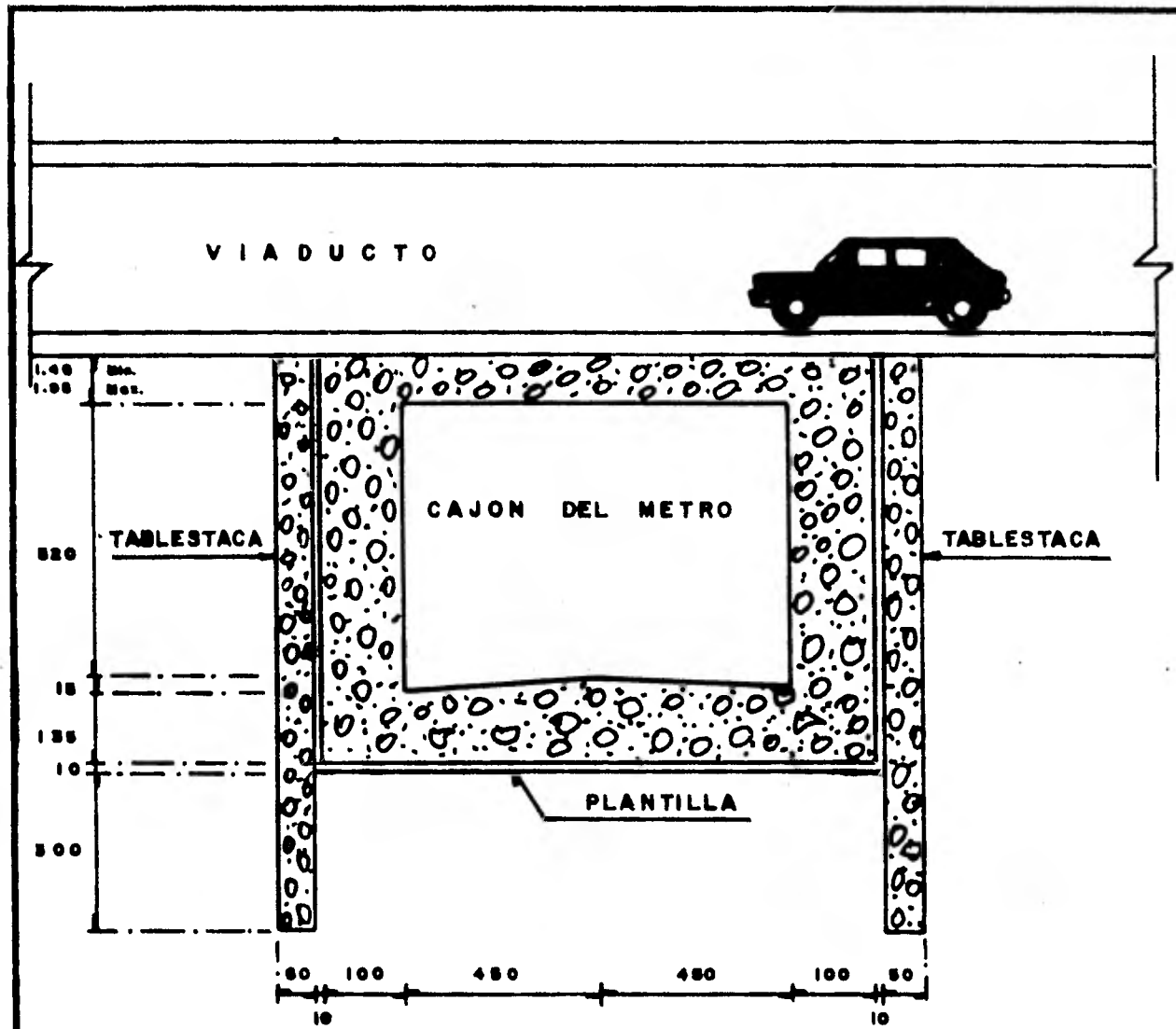
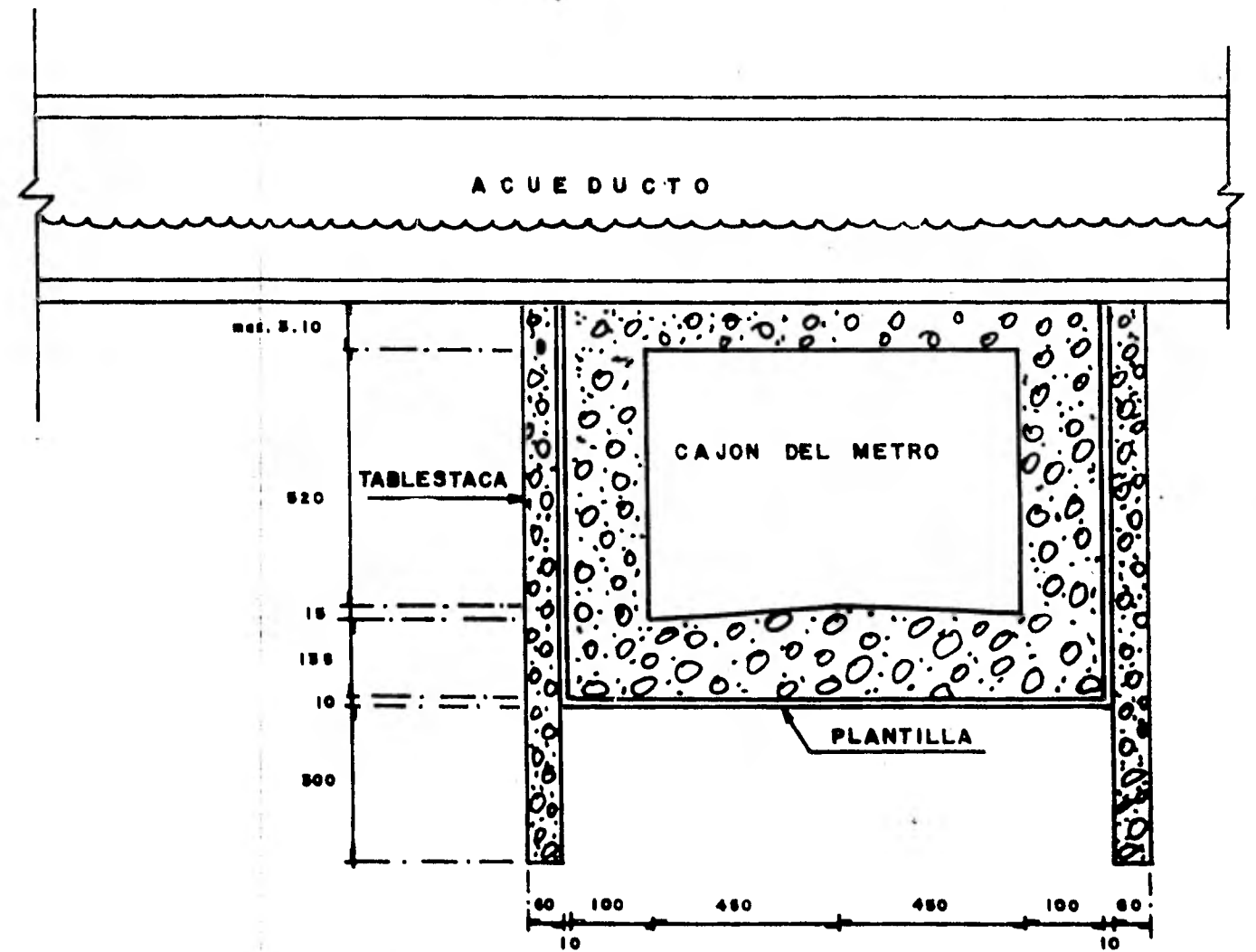


FIGURA VII-6e

	U N A M
	E N E P
	A C A T L A N
ALEJANDRO ROSAS LAGUNA ANTONIO BARRAGAN MONTEERRUBIO	
TESIS PROFESIONAL	




CORTE A-A



CORTE B-B

FIGURA VII 6f

	U N A M
	E N E P
	A C A T L A N
ALEJANDRO ROSAS LAGUNA	
ANTONIO BARRAGAN MONTEERRUBIO	
TESIS PROFESIONAL	

CAPITULO VIII

CONCLUSIONES

La ampliación hacia el sur de la línea 3 del metro cruza al viaducto Miguel Alemán. Este cruce lo constituye el tramo que va del cadenamiento 11 + 210.215 al 11 + 243.990.

La construcción del "Túnel", como se denominó al cruce en cuestión para los fines del presente trabajo, presentó desde el punto de vista geotécnico diversos problemas entre los que destacan los movimientos verticales (Asentamientos y Expansiones), el control de infiltraciones y la estimación de empujes sobre las estructuras provisionales y definitivas que hubo necesidad de construir.

La obra en estudio se construyó sobre suelos finos que de acuerdo con el "Sistema Unificado de Clasificación de Suelos" (SUCS) se clasifican como arcillas de gran compresibilidad (CH), y poco compresibles (CL) con intercalaciones de arena limosa (SM), muy permeable; de los cuales con base al estudio de Mecánica de Suelos realizado en la zona, se obtuvieron valores de la resistencia al esfuerzo cortante con una cohesión entre 2.0 y 3.0 T/m² y un ángulo de fricción interno entre 25° y 0°. Dichos valores resultan similares a los determinados por Marsal y Mazari como promedio para la zona donde se encuentra ubicada nuestra obra.

Del análisis de los diferentes problemas de carácter geotécnico que la estructura presentó, se llegó a las siguientes conclusiones :

1.- Compensación de Cargas.

Para contrarrestar la descarga que se tendría con la excavación y considerando los espacios mínimos requeridos para el correcto funcionamiento del Tren, se determinaron mediante iteraciones las dimensiones de la estructura, hasta llegar a una sobrecompensación de 1.98 T/m² del orden de las 2 T/m², límite máximo que al respecto señala el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.

2.- Movimientos Verticales.

En lo referente a movimientos verticales, se analizó la acción conjunta de la descarga (producida con la excavación), y la carga que transmitiría la estructura al Terreno de apoyo. Con el valor de la sobrecompensación resultante y de acuerdo con la Teoría de Terzaghi, se estimó que la cimentación del "Túnel" sufriría una expansión diferencial final con valores máximos de 9 cm en la zona de cruce con los carriles del Viaducto y de 3 cm en la zona de Acueducto, los cuales si se comparan con los -

valores reales registrados durante los primeros seis meses de observación después de terminada la construcción, de 3 cm de hundimiento máximo y la tendencia manifiesta por los registros en este período, permiten suponer que efectivamente en un plazo mediano se desarrollará el total de la expansión estimada una vez que se venza la resistencia al alivio final de presiones, por parte de los elementos viscoso-intergranulares que se encuentran en la estructura del subsuelo.

3.- Empujes Laterales.

Para coadyuvar a evitar alteraciones a las estructuras vecinas, la zona se aisló con muros colados en sitios, los cuales con el auxilio de puntales colocados en dos niveles soportaron el empuje del Suelo. Dicho empuje fué estimado con base en el mismo valor de aproximadamente 35 Ton. Los puntales fueron finalmente precargados con 40 Ton. cada uno, considerando un factor de seguridad del orden de 2.

4.- Capacidad de Carga.

De acuerdo con el análisis de la capacidad de carga del terreno de apoyo con base en la teoría desarrollada por

Skempton, se obtuvo una capacidad de carga última de 43.95 T/m², que comparado con la presión de contacto del cajón de 14.44 T/m² (max), nos da un factor de seguridad de 3 el cual es adecuado de acuerdo con lo que al respecto se ha aceptado convencionalmente.

5.- Manejo del Agua.

En cuanto al procedimiento de construcción adoptado y con el propósito de poder trabajar en seco; se procedió a abatir el nivel de aguas freáticas mediante la instalación de doce pozos de bombeo, mismos que debido a la presencia de un estrato arenoso de alta permeabilidad y a las juntas de construcción que quedarón en los muros tablestaca, resultaron insuficientes para - mantener un volúmen de filtraciones bajo. Esto obligó a la instalación de pozos adicionales, complementados con la aplicación de concreto lanzado y la aplicación de un sistema electrosmótico, para modificar la tendencia natural del flujo de agua a concurrir hacia la excavación; con este conjunto se logró que los trabajos de construcción del "Túnel" se pudieran realizar prácticamente en seco.

6.- Instrumentación.

Para observar y verificar el comportamiento de la estructura del "Túnel", se programó la instrumentación siguiente :

- a) Piezometría.- Consistió en la instalación de varios piezómetros (Abiertos y Neumáticos), los cuales debido a daños que sufrieron durante su instalación, no proporcionaron información confiable y en consecuencia se desconocen las variaciones de los niveles piezométricos provocados con la obra.
- b) Nivelación.- Estas mediciones se llevaron a efecto mediante la instalación de bancos de nivel Superficial sobre el puente, el Acueducto y los parámetros de las construcciones vecinas, al respecto si se consiguió el objetivo con ellas buscado, pues proporcionaron datos reales y confiables en cuanto a movimientos verticales ocurridos, lo cual nos permitió verificar sus tendencias. Y deducir que en un plazo mediano la deformación del subsuelo alcance el valor calculado.

BIBLIOGRAFIA Y REFERENCIAS

- 1.- MECANICA DE SUELOS Tomos I-II-III
Juárez Badillo - Rico Rodríguez Edit. Limusa
- 2.- LA INGENIERIA DE SUELOS EN LAS VIAS TERRESTRES Vol. 1 y 2
Rico Rodríguez y Hermilo del Castillo Edit. Limusa
- 3.- MECANICA DE SUELOS
T. William Lambe y Robert V. Whitman Edit. Limusa
- 4.- V REUNION NACIONAL DE MECANICA DE SUELOS Tomo I
Varios Autores S.M.M.S.
- 4.- EL METRO DE LA CIUDAD DE MEXICO 214
Revista de Ingenieria Civil Jul.-Ago. 1980
- 5.- CONSTRUCCION MEXICANA Julio 1979
Varios Edit. Novaro
- 6.- INFRAESTRUCTURA DE LOS TRANSPORTES 213
Revista de Ingenieria Civil May.-Jun. 1980
- 7.- METRO TREN SUBTERRANEO DE LA CD. DE MEXICO
Varios S.M.M.S.
- 8.- FOUNDATION ANALYSIS AND DESIGN
Joseph E. Bowles Edit. McGraw-Hill
- 9.- FOUNDATION ENGINEERING FOR DIFFICULT SUBSOIL
CONDITIONS
Leonardo Zeevaert Edit. Krieger
- 10.- MECANICA DE SUELOS EN LA INGENIERIA PRACTICA
Karl Terzaghi - Ralph B. Peck Edit. El Ateneo

- | | |
|--|--------------|
| 11.- SERIE DE EJERCICIOS DE CIMENTACIONES | U.N.A.M. |
| 12.- SERIE DE EJERCICIOS DE MECANICA DE SUELOS
TEORICA | U.N.A.M. |
| 13.- INVESTIGACIONES SOBRE EL METROPOLITANO DE
LA CIUDAD DE MEXICO
Instituto de Ingenieria | Jul-Sep 1970 |
| 14.- INGENIERIA
Facultad de Ingenieria | Nº 2 1979 |
| 15.- ESPECIFICACIONES 78-MS-50-376-III-27-394-e | ISTME |
| 16.- ESPECIFICACIONES 78-MS-50376-IV-25-310-e | ISTME |
| 17.- ESTUDIO DEL SUBSUELO EN EL CRUCE DE LA
AVENIDA CUAUHEMOC Y VIADUCTO PIEDAD
INFORME 78-EE-376-IV-7-3-C JULIO | GEOSISTEMAS |