

22
2012



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

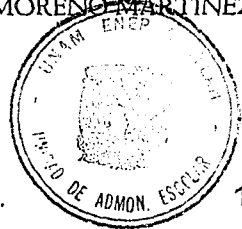
Escuela Nacional de Estudios Profesionales
"ACATLAN"

CIMENTACION DE LA PLANTA DE BOMBEO DEL ACUEDUCTO, LAGO DE CHAPALA - "GUADALAJARA"

TESIS PROFESIONAL

Que para obtener el Titulo de:
INGENIERO CIVIL

Presenta:
AQUILES MORENO MARTINEZ



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

MEXICO, D. F.

1993.



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

**CIMENTACION DE LA PLANTA DE BOMBEO DEL ACUEDUCTO
LAGO DE CUAPALA-GUADALAJARA**

I N D I C E

CAPITULOS	PAGS.
	INTRODUCCION - - - - - 1
I	GENERALIDADES - - - - - 4
II	ESTUDIOS GEOTECNICOS - - - - 10
III	ELECCION Y ANALISIS DE LA CIMENTACION - 46
IV	ANALISIS DE PROBLEMAS CONSTRUCTIVOS - 64
	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES - 71
	BIBLIOGRAFIA - - - - - 77

INTRODUCCION

El desarrollo acelerado del País, obliga a la construcción de diversidad de obras civiles, como son obras de transporte, comunicación, energía eléctrica, abastecimiento de agua, drenaje, presas, etc.

Todas estas obras serán construídas sobre el suelo y algunas de ellas serán formadas por suelos, en sitios donde las condiciones geológicas serán cada vez más difíciles y complicadas. Por lo cual se debe reconocer el papel esencial de los suelos en la tecnología de la ingeniería.

Hasta antes del siglo XX no se tenían bases científicas para el estudio de los suelos; es en el año de 1925 cuando aparece publicado el libro Erdbaumechanik del profesor Karl Terzaghi, cuando nace lo que hoy conocemos por Mecánica de Suelos.

Esta rama de la Ingeniería Civil ha evolucionado con gran rapidez en las últimas décadas. En la actualidad no se concibe la elaboración de cualquier proyecto de Ingeniería Civil sin contar con el apoyo de esta disciplina.

Uno de los objetivos principales de la mecánica de

suelos es el de proporcionar las bases técnicas para elegir el tipo de cimentación mas adecuado al suelo del que se trate y a la estructura en proyecto, además de que esta resulte funcional, segura y económica, principios básicos que rigen toda obra ingenieril.

La mecánica de suelos se fundamenta para lograr el propósito anterior, en los datos e información obtenida de los estudios geotécnicos; cuya importancia se refleja en todo proyecto desde la fase de su concepción hasta la etapa de su realización.

El presente trabajo tiene como objetivo principal el de seleccionar el tipo de cimentación; de acuerdo a los estudios geotécnicos realizados, describiendo el análisis de la misma para su mejor elección y así lograr el mejor comportamiento de la estructura.

El trabajo se desarrolla de la siguiente manera:

En el primer capítulo se presentan los antecedentes del proyecto del Acueducto Lago de Chapala-Guadalajara, datos y localización del mismo en forma general y se describen las características de la Planta de Bombeo.

En el siguiente capítulo se trata lo concerniente a los estudios geotécnicos, presentando en primer término la información geológica existente de la zona en estudio

y a continuación la exploración geotécnica de detalle llevada a cabo en el sitio del proyecto, describiendo brevemente cada uno de los procedimientos y pruebas de laboratorio utilizadas. Se describen las estratigrafías de los suelos existentes en el sitio.

En el capítulo tercero se elige el tipo de cimentación, se analizan sus estados límites de falla y de servicio; se hacen los análisis respectivos para la estabilidad de los taludes de la excavación y se estudian los empujes horizontales que tendrán que soportar los muros de retención.

En el capítulo cuarto se tratan los problemas constructivos de la obra, como son los de la excavación, los relativos al abatimiento del nivel freático y se analizan los problemas que pudieran presentar el relleno de los muros de retención.

Por último se presentan las conclusiones y recomendaciones a que se llegaron en el presente trabajo.

S U B - I N D I C E

CAPITULO I

1. GENERALIDADES

1.1 Antecedentes

1.2 Datos del Proyecto

1.3 Localización del Proyecto

**1.4 Características de la Planta de
Bombeo**

1.1 ANTECEDENTES

Con el propósito de resolver el problema de abastecimiento de agua que presenta la Zona Metropolitana de la Ciudad de Guadalajara, Jal. y para satisfacer la demanda en el futuro, se ha proyectado construir un sistema de abastecimiento de agua denominado, "Acueducto Lago de Chapala-Guadalajara".

El sistema de conducción proyectado, consistirá en su inicio como parte del mismo, en un canal de llamada, el cual interconectará el Lago de Chapala con una Planta de Bombeo, mediante una estructura de control, en forma anexa a la planta, será construída una subestación eléctrica, que abastecerá de energía a dicha planta.

Adyacente a ambos lados del canal de llamada, se construirá un bordo, el cual estará formado con el material producto de las excavaciones previas del canal de llamada. También se construirá un bordo de contención, con objeto de depositar el material producto de la excavación en estado saturado.

La longitud total del acueducto será de 42 Kms, con 4 Km, aproximadamente de tubería de impulsión de acero, hasta un tanque unidireccional, a partir de la cual se descargará el agua por gravedad, a través de la tubería de concreto presforzado, hasta un tanque de entrega en

la Ciudad de Guadalajara.

Paralelo al acueducto se construirá un camino de terracería de 42 Km , que servirá de apoyo a la construcción de las obras y posteriormente para operación y conservación.

La primera etapa del proyecto incluye la colocación de una línea de tubería, para conducir un gasto de 7.5 m³/seg. Inicialmente se proyecta construir un tramo de 14 Kms , para descargar el agua en el arroyo Los Sabinos, localizado en la población de Cedros, y conducirla hasta la Ciudad de Guadalajara, por un canal que se encuentra en operación, como solución inmediata. Continuándose los trabajos de instalación de la línea de conducción, hasta el tanque de entrega.

1.2 DATOS DEL PROYECTO

Captación.- La captación se hará del Lago de Chapala, por medio de un canal de llamada de 3 km , de longitud, de los cuales dos kms se adentran al lago y uno recorre la ribera, el cual va a dar a la Planta de Bombeo, la cual deberá tener capacidad suficiente para bombear un gasto de 15 m³/seg, que es la extracción máxima, que

se proyecta obtener del Lago de Chapala.

Conducción.- De la planta de bombeo partirá un conducto que llevará el agua a presión, con una carga hidráulica aproximada de 20 kg/cm^2 , el cual tendrá una longitud de proyecto de 4.0 kms , hasta un tanque unidireccional. La conducción en su etapa final estará formada por dos líneas paralelas de tubería de concreto presforzado de 2.10 m , de diámetro, que conducirán un gasto total de $15 \text{ m}^3/\text{seg}$, se proyecta colocar la tubería bajo la superficie del suelo.

A lo largo de la línea de conducción, se construirán las siguientes estructuras: cuatro cruces de carreteras y ferrocarril; tres sifones en cruce con arroyos; un almacenamiento regular y rompedor de presión; tres tanques unidireccionales de concreto; un tanque de entrega de concreto presforzado con capacidad para 70 mil m^3 .

1.3 LOCALIZACION DEL PROYECTO

El Acueducto Lago de Chapala-Guadalajara, se localiza en el Estado de Jalisco, al sureste de la ciudad de Guadalajara, entre las coordenadas geográficas $20^\circ 20'$ y $20^\circ 40'$ de latitud norte y $103^\circ 05'$ y $103^\circ 20'$ de longi-

tud al oeste de Greenwich; a lo largo de una franja de 10 km , de ancho y 40 km , de largo en promedio, por lo que abarca una superficie aproximada de 400 km², que cubre parte de los municipios de Tlaquepaque, Tlajomulco, El Salto, Ixtlahuacan y Chapala.

El acceso al área se lleva a cabo mediante la carretera Estatal Guadalajara-Chapala y su entronque con un sinnúmero de caminos pavimentados y de terracería que parten de esta carretera hacia los principales poblados asentados en el área, como Cajititlán, San Juan Evangelista, Ibarra, Las Pintas, entre otras.

La obra de captación estará localizada, en la ribera del Lago de Chapala; se hará a la altura del poblado Santa Cruz de la Soledad.

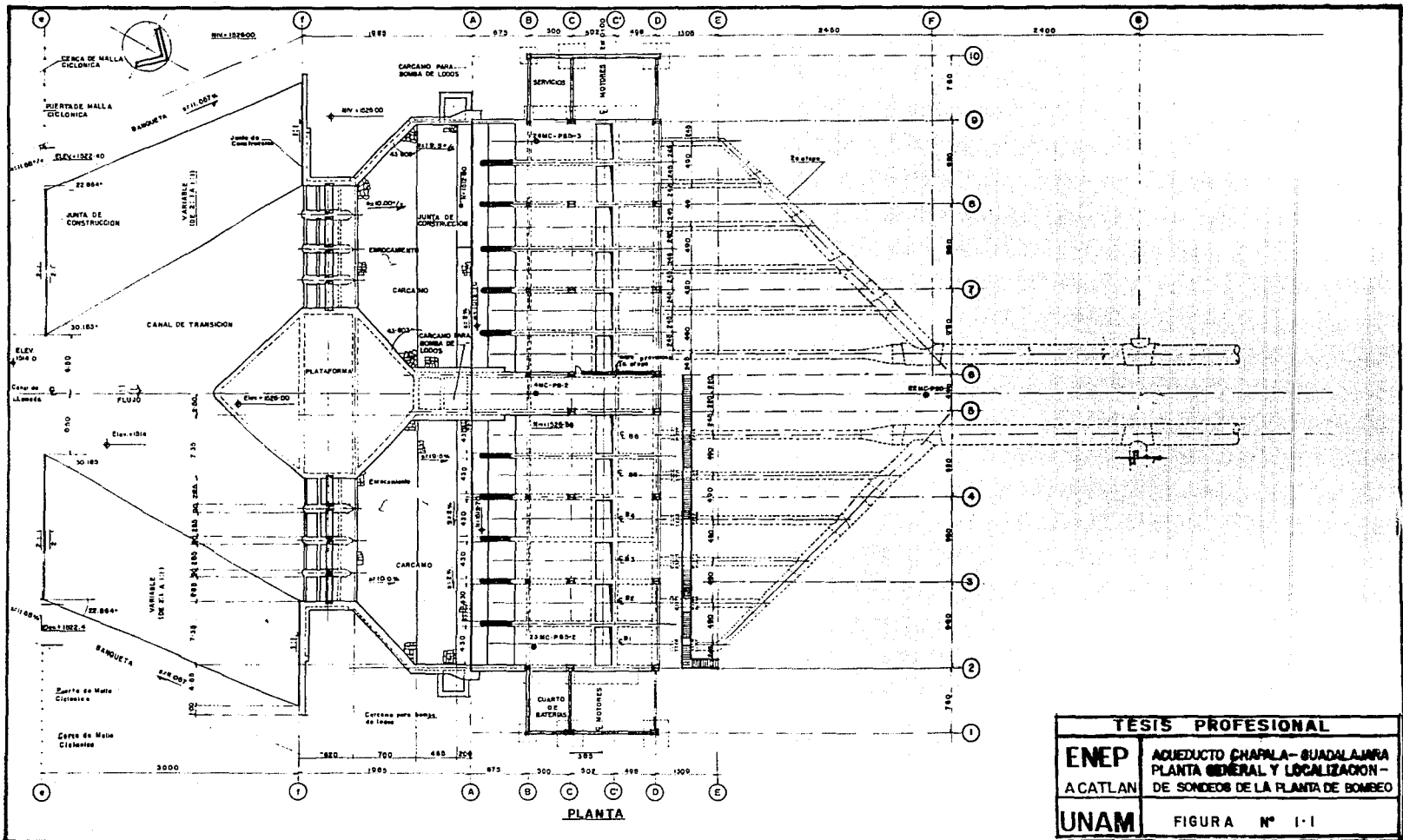
El sitio de entrega del Acueducto, se localizará al sur de la ciudad de Guadalajara, exactamente en el Cerro del Cuatro.

1.4 CARACTERISTICAS DE LA PLANTA DE BOMBEO

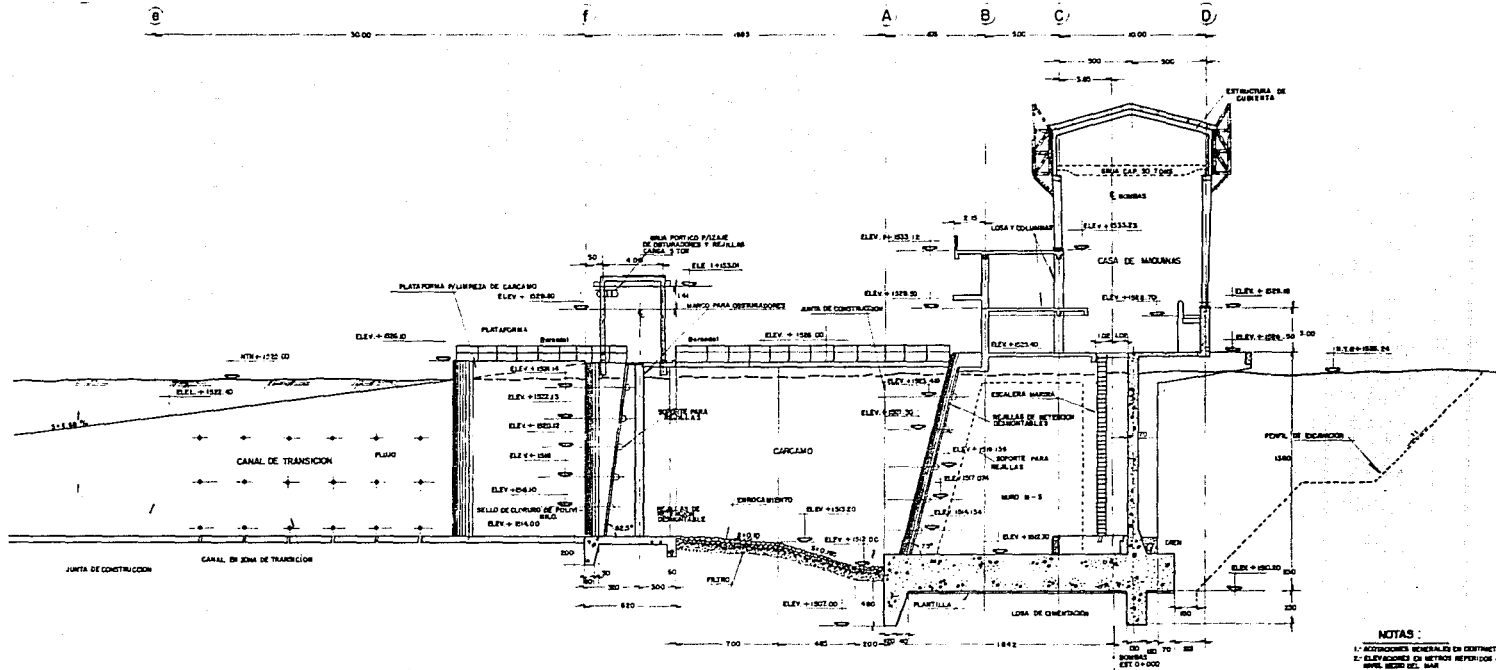
Como parte de las obras del Acueducto Lago de Chapala-Guadalajara, actualmente en proyecto, se tiene contemplada la construcción de la Planta de Bombeo, (fig. 1.1) la cual se utilizará para dar carga hidráulica suficien-

te al agua que se capte del Lago de Chapala, para luego conducirla por gravedad hasta las proximidades de la ciudad de Guadalajara.

La Planta de Bombeo deberá mantener un gasto de $15 \text{ m}^3/\text{seg}$, que es la extracción máxima que se proyecta obtener del Lago de Chapala. Se pretende que dicha Planta esté constituida por un cárcamo, cuya plantilla deberá quedar a la elevación 1510.20 m , (fig. 1.2), de tal manera que se tenga siempre un tirante de agua, suficiente para bombear el agua que se capte; el nivel de agua mínimo que se prevé, se encuentra a la cota 1516.0 m . Además como parte de la planta se construirá, una caseta que servirá para alojar los equipos de bombeo y en cuyas paredes deberán tenerse las ménsulas para el paso de una grúa viajera. De la Planta de Bombeo partirá una línea de conducción de acero, que llevará el agua a presión, con una carga hidráulica aproximada de $20 \text{ kg}/\text{cm}^2$, en una longitud de proyecto de 4 km .

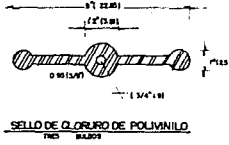


TESIS PROFESIONAL	
ENEP A CATLAN	AGUEDUCTO CHAPALA-GUADALUPE PLANTA GENERAL Y LOCALIZACION DE SONDEOS DE LA PLANTA DE BOMBEO
UNAM	FIGURA N° 1-1



CORTE LONGITUDINAL A - A

- NOTAS:
- 1.- ACOTACIONES GENERALES DE CONSTRUCCION
 - 2.- ACOTACIONES DE METRO METROES A...
 - 3.- PLANTA DE CONCRETO F1.400 4.400 7.5 m DE ESPESOR



TESIS PROFESIONAL	
ENEP ACATLAN	ACUEDUCTO CHARALA - GUADALAJARA CORTE LONGITUDINAL DE LA PLANTA DE BOMBEO
UNAM	FIGURA No. 1.2

S U B - I N D I C E

CAPITULO II

2. ESTUDIOS GEOTECNICOS

2.1 Información Geológica Existente

2.2 Exploración y Muestreo

2.3 Trabajos de Laboratorio'

2.4 Estratigrafía y Propiedades

2.1 INFORMACION GEOLOGICA EXISTENTE

El objeto de este estudio preliminar es presentar en forma ordenada y condensada la información recopilada sobre las características del subsuelo del área, donde se ubicará el Acueducto Lago de Chapala-Guadalajara, en proyecto, atendiendo a la utilidad que puede proporcionar para identificar, de manera preliminar las condiciones geológicas y geotécnicas que prevalecen en el sitio del proyecto.

2.1.1. Fisiografía

El área en estudio se localiza dentro de la provincia fisiográfica del eje neovolcánico que se encuentra a lo largo de unos 950 kms , desde la región del Volcán Cerroboruco, Nayarit, al poniente, hasta el Volcán del Citlaltépetl al oriente. Su anchura varía de 50 a 150 kms , pero la que se considera y aparece en la Carta Geológica de México (1976) está limitada aproximadamente entre los paralelos 19° a 21° de latitud norte (E. López Ramos, 1980).

Las formas del terreno presente en el área estudiada son:

Aparatos Volcánicos:

Se trata de estructuras del terreno de forma sensiblemente circular que presentan un solo cráter en su cima, a excepción del Cerro de Cajititlán, al oriente del Lago del mismo nombre, en el que se observan dos conductos de lava.

El Cerro del Cuatro, se levanta 250 m por encima del nivel del terreno y tiene una pendiente media del 10%; hacia su porción NW la pendiente disminuye debido a que hacia ese flanco se presenta una mayor acumulación de los productos piroclásticos emitidos por este Volcán y por otro pequeño cráter que se levanta en esa zona. La configuración del drenaje es de tipo radial centrífugo.

El Volcán del Chihue, tiene una altura media de 300 m sobre el nivel del terreno, es de forma cónica con un radio de 2.5 kms. El cráter ha desaparecido por acción de los agentes corrosivos y por su alta permeabilidad no muestra configuración de drenaje.

Montañas de Bloque

Hacia el flanco norte del Lago de Chapala se levanta una espectacular estructura que da lugar a la denominada Sierra de El Tecuan o El Travesaño, de forma oval y eje

mayor con orientación general E-W. Tiene un longitud promedio de 40 km , y una anchura media de 10 km , alcanzando elevaciones máximas de 2450 m. s.n.m. (Cerro La Chupinama), es decir 850 m. por encima del nivel del valle. La pendiente media de esta sierra es de 20% aproximadamente. La configuración del drenaje es del tipo dendrítico paralelo y subparalelo, el cual ha socavado profundas cañadas dada la impermeabilidad del terreno. Los escurrimientos del flanco norte de esta sierra tienden a reconocer al Río Santiago y los de la porción sur descargan, sin integrarse, directamente en el Lago de Chapala.

Mesetas

Este tipo de forma del terreno, sólo puede observarse en el flanco oeste del poblado de Cedros; presenta una pendiente de 3% hacia el NE con un frente escarpado casi vertical en su porción sur. La configuración del drenaje es de tipo radial y está mal definido por la alta permeabilidad del terreno; tiene unas dimensiones promedio de 3 km de largo por 2 km de ancho y se levanta 50 m sobre la superficie del terreno.

Otra unidad sensiblemente mesetiforme se presenta en las estribaciones orientales del Volcán de Sacramento, al sur del poblado del Capulín, en donde pueden observar

se una serie de rupturas de pendiente escalonada producto de movimientos neotectónicos. En esta zona tampoco se presenta un drenaje definido dada la alta permeabilidad del terreno, siendo probable la existencia de manantiales en la zona de contacto entre esta mesa y la planicie.

También se puede mencionar la Mesa de Las Pintas que es atravesada por la Carretera Guadalajara-Chapala, a la altura del poblado Las Pintitas como una mesa con similares características que las anteriores.

Planicies

Los terrenos planos ocupan la mayor extensión del terreno estudiado. Se inclinan hacia el este con una pendiente media de 0.3%. La porción más baja la ocupa la Presa del Ahogado localizada al oriente del aeropuerto. El sistema de drenaje es poco definido por la alta permeabilidad del terreno, lo que ocasiona que el agua se infiltre antes de integrarse. Esta infiltración se produce una vez satisfecha la deficiencia de humedad del terreno, la cual es relativamente baja debido a que el nivel freático es muy somero.

2.1.2 Geomorfología

El estado actual del paisaje del área es resultado de la acción tanto de fenómenos internos como externos. Entre los primeros se encuentra el tectónismo con vulcanismo asociado, responsable del levantamiento del área del emplazamiento de gruesas coladas de lava y material piroclástico que han dado lugar a las formas producidas como montañas de bloque y conos volcánicos.

Entre los segundos destacan el clima, el intemperismo y la erosión tanto granitatoria, fluvial y subterránea en los procesos destruccionales y la acumulación de los procesos destruccionales.

En lo referente a los aparatos volcánicos puede decirse que son del tipo "cono cinerítico", formados por emisiones alternadas de coladas de lava y material piroclástico. Estas formas del terreno son las más jóvenes y se encuentran sobrepuestas a una topografía pre-existente.

Las mesas de lava son debidas a acomodamientos de la corteza terrestre que dieron origen a una serie de fallas escalonadas cuyo techo da lugar a las mencionadas mesas; estas formas del terreno interrumpen la monotonía de las llanuras, se inclinan hacia el norte y su porción frontal muestra un alineamiento general este-oeste.

Las montañas de bloque fueron formadas por derrames lávicos de fisura, de naturaleza intermedia y básica que posteriormente fueron afectados y levantados por movimientos tectónicos productos del choque de placas Americana y Cocos (Afwater, 1970, A. Demant, 1975). Dada su constitución litológica de rocas compactas y duras así como su elevada posición con respecto al nivel de base de depositación de la región, en este tipo de estructuras, la erosión es muy activa como lo muestran las pendientes máximas en ambos flancos de esta sierra, buscando su perfil de equilibrio y acumulando al pie de la vertiente, gran cantidad de detritos que no pueden ser desalojados.

La configuración uniforme del drenaje sugiere la existencia de material también uniforme por lo que se refiere a su textura, composición, etc., y de acuerdo al análisis individual del drenaje se desprende que presenta una configuración recta en dirección general E-W que revela el acomodamiento de las corrientes genéricamente denominada subsecuentes. Las corrientes controladas por las estructuras y por la pendiente también son frecuentes (corrientes consecuentes).

De acuerdo al análisis anterior se desprende que la zona en estudios se encuentra en la etapa de juventud del ciclo de erosión.

2.1.3 Unidades Litoestratigráficas

La secuencia litoestratigráfica del área estudiada, está representada por dos fases de actividad volcánica bien definida, compuesta por lavas andesíticas y basálticas, tobas dacíticas, pumíticas y otros productos piroclásticos, las que se encuentran parcialmente cubiertas por depósitos lacustres, abanicos aluviales y aluvión, como se muestra en la columna litoestratigráfica (tabla No. 2.1).

A continuación se presenta la descripción megascópica de cada una de las unidades litoestratigráficas, en orden cronológico ascendente. -

Terciario Volcánico Basáltico-Andesítico (TVB)

Rocas de aspecto megascópico característico de rocas basálticas, de colores gris oscuro y rojizos; compactas, muy fracturadas y poco alteradas que, por su contenido de cuarzo y plagioclasas pueden clasificarse como rocas andesíticas o andesitas basálticas. Por su posición litoestratigráfica, se les ha asignado una edad Oligo-Mioceno (A. Demant, Maurovis, 1974). Afloramiento de estas rocas pueden observarse en la Sierra del Travesaño. Principalmente estas rocas constituyen el basamento de

la región.

Tobas Dacíticas y Andesíticas (TVD)

Tobas de composición intermedia con alto contenido de cuarzo (dacitas) que se encuentran pseudoestratificadas y fuertemente cementadas; esta unidad se encuentra inclinada y en ocasiones muy deformada por movimientos plio-cuaternario. Estas rocas se les ha asignado una edad Mioceno-Plioceno. Afloramientos de esta unidad pueden observarse en los sitios cerca del poblado de San Nicolás y en la porción sur del Valle de Atemajac. Estas tobas y el resto de los sedimentos que se describen a continuación constituyen el relleno de las cuencas o fosas tectónicas y se ha observado que a medida que aumenta la profundidad las formaciones tienen mayor compacidad.

Sedimentos Lacustres Terciarios (TI)

Sedimentos finos alternados con arena tobáceas y lentes de grava con horizontes de diatomeas de color gris claro. Se presentan en capas delgadas con estructura laminar, estratificación cruzada y gradación. En general estos sedimentos cubren discordantemente a derrames basálticos. Se les ha asignado una edad Terciaria Superior y se pueden observar en el Valle de Tesistán-Atemajac y

en las riberas del Lago de Chapala.

Basaltos Cuaternarios (Qyb)

Basaltos masivos y pseudoestratigráficos de color gris obscuro a negro, poco alterado, compacto y muy fracturado, a veces vesicular con cristales de plagioclasa alargados. Se le ha asignado una edad Pleistoceno-Reciente y se pueden observar afloramientos en el Cerro del Cuatro, en el Cerro de Cajititlán, Mesa de Cedros, Mesa de las Pintas y Mesa del Capulfn.

Material Piroclástico (Qvp)

Escoria y cenizas volcánicas intercaladas con basaltos, tobas pumíticas y vidrios en tonalidades rojizas y negros. Las arenas pumíticas son de color blanco, en capas delgadas interestratificadas con horizontes de arcilla café amarillento y gravas interdigitadas. Se les ha datado Pleistoceno-Reciente y afloramientos de esta unidad se observan en el Cerro del Cuatro, Valle de Atemajac y en el Cerro del Chihue.

Sedimentos Lacustres Recientes (Ql)

Capas delgadas de limos y arcillas de espesor redu-

cido que actualmente se sedimenta en los Lagos de Chapala y Cajititlán.

TABLA 2.1
COLUMNA LITOESTRATIGRAFICA

EDAD	SIMBOLO	UNIDAD LITOESTRATIGRAFICA
	Qa1	Aluvión
	Qab	Abanicos aluviales y depósitos de pie de Monte
Cuaternario	Q1	Sedimentos lacustres recientes
	Qvp	Material piroclástico
	Qvb	Basaltos cuaternarios
	T1	Sedimentos lacustres terciarios
Terciario	Tvd	Tobas dacíticas y andesíticas
	Tvb	Terciario Volcánico basáltico andesítico

Abanicos Aluviales y Depósitos de Pie de Monte (Qab)

Clastos gravitacionales angulosos y subangulosos que

varían desde cantos hasta arenas; formando un paquete heterogéneo, compuesto principalmente por fragmentos de basaltos y andesitas. Estos depósitos se pueden observar hacia ambos flancos de la Sierra del Travesaño formando la zona de transición entre esta y la planicie.

Aluvi6n (Qal)

Gravas, arenas y limos de distribuci6n variable y espesor reducido, sobre las que descansan una capa de suelo limo-arenoso de color caf6 amarillento.

2.1.4 Sismicidad

El estado de Jalisco se encuentra localizado en una zona de grandes fracturamientos y acomodos de la corteza terrestre, que en forma de banda atraviesa el centro del Paíis, quedando limitada, al norte por la gran falla de San Andr6s, que se inicia en la regi6n costera de los Estados Unidos y continúa hacia el sur bordeando el litoral del Pacífico, y al Sur por la falla continental Clarión, que cruza la República Mexicana como Zona Volcánica Transversal o Eje Volcánico.

Corresponden al estado dos de las tres zonas (fig. 2.1) que segun la periodicidad e intensidad de los sis-

mos se han establecido:

Zona penisísmica: En esta zona se han localizado es casos epicentros y los terremotos no son muy intensos, a ella pertenecen el norte del estado, donde hubo fenómenos tectónicos y orogénicos durante el oligoceno y mioceno.

Zona sísmica: En ella se han localizado los epicentros de numerosos sismos. Ahí se ubica la región sur del estado, donde se han registrado movimientos tectónicos en periodos como el mioceno, plioceno y pleistoceno.

Los movimientos telúricos en la entidad son de tres tipos:

Tectónicos

Más o menos lejanos, caracterizados porque abarcan una gran zona y llegan en forma de ondas oscilatorias de larga duración; esto ocurre en la zona meridional del estado, donde se sienten con más frecuencia y mayor intensidad, debido en parte a los sismos que provienen de movimientos tectónicos de los estados vecinos de Guerrero y Oaxaca donde hay focos muy activos.

Temblores volcánicos

Se distinguen porque abarcan una extensión reducida

y porque el área afectada tiene por centro el aparato volcánico; las sacudidas son acompañadas casi siempre de erupciones. Como ejemplo de estos temblores, se tienen los producidos en la región de los volcanes de Colima, y Ceboruco durante sus períodos de actividad.

Temblores superficiales

Poco profundos y de origen tectónico, se asemejan a los volcánicos por la poca extensión del área afectada, pero se distinguen de los anteriores, porque en el área macrosísmica que abarcan no hay ningún foco volcánico activo del que pudieran ser consecuencia. Se localizan en el centro del estado, en una zona relativamente reducida, pudiendo causar efectos de graves consecuencias.

2.1.5 Clima

El clima de la zona del proyecto, por su temperatura y grado de humedad es semicálido-húmedo; con temperatura media anual de 21°C; con lluvias en verano y precipitación media anual de 824 mm.

2.2 EXPLORACION Y MUESTREO

A continuación se describen las características de la exploración y técnicas de muestreo ejecutadas en el sitio del proyecto de la Planta de Bombeo del Acueducto Lago de Chapala-Guadalajara.

Los trabajos de campo consistieron en la perforación con máquina rotatoria de sondeos de tipo mixto continuo que consiste en alternar la penetración estándar con la obtención de muestras "inalteradas" de los suelos blandos, las profundidades de los sondeos quedarán comprendidas entre 10.5 y 35.5 m de acuerdo a la ubicación que se presenta en la fig. 1.1.

2.2.1 Equipo de perforación utilizado

Para la ejecución de estos trabajos se utilizó un equipo de perforación que estuvo constituido por lo siguiente:

Perforadora de la marca Acker, modelo Mark III, con motor diesel (Lister) y base retráctil. Esta perforadora estuvo equipada con "Chuck" hidráulico y torre de perforación metálica.

Bomba de lodos, de la marca Robbins and Myers (Moyno) modelo 3L6, con motor de gasolina (Wisconsin), montada

sobre patines.

Barras de perforación de diámetro BN, en longitudes de 5' y 10'.

Ademe metálico liso en diámetro HW.

Herramientas accesorias como, llave Stillson, cables, martinete, elevadores, etc.

Para avance y lavado de la perforación se utilizaron brocas tricónicas de 3 1/8" de diámetro, mientras que para muestreo se utilizaron:

Tubo partido del penetrómetro estándar, con el cual se obtuvieron muestras representativas (alteradas) del material atravesado, a la vez que se determinaba su resistencia a la penetración estándar.

Tubos metálicos de pared delgada tipo Shelby, hincados a presión para obtener muestras "inalteradas" en sus los finos de consistencia inicial blanda hasta firme, se utilizarón tubos de 3" de diámetro exterior.

2.2.2 Descripción de las técnicas de muestreo usadas.

A continuación se describen los procedimientos utilizados considerando que podrían aplicarse en casos similares.

Prueba de penetración estándar.- El procedimiento

del penetrómetro estándar es entre todos los métodos exploratorios quizás el más ampliamente usado en México; ya que sus características le permiten trabajar en una amplia variedad de suelos.

El penetrómetro estándar debe satisfacer las dimensiones que se muestran en la fig. 2.2.; este muestreador consiste de un tubo grueso, partido o entero, en cuyo caso se identifica como tubo liso; con una zapata de acero endurecido y una cabeza que lo une al extremo inferior de una columna de barras de perforación que le transmite la energía de hincado. La válvula de la cabeza permite la salida del azolve durante el hincado y evita que la muestra salga del penetrómetro durante la extracción. Se puede integrar en el muestreador una ganastilla o trampa para retener las muestras de suelos arenosos (fig. 2.2).

El equipo de hincado consiste de una masa golpeadora de 64 Kg, con caída libre de 75 cm , guiada por una barra, la masa impacta a una pieza yunque integrada a la columna de barras de perforación.

La prueba de penetración consiste en hincar el penetrómetro estándar 45 cm , empleando una masa de golpeo de 64 Kg , con caída libre de 75 cm , durante la penetración se cuenta el número de golpes para tres segmentos

de 15 cm. Se define como resistencia a la penetración al número N de golpes para hincarlo los últimos 30 cm. La intención de no considerar los 15 cm , iniciales, es la de evitar la zona de alteración que se produce por la perforación.

Si el penetrómetro no se puede hincar los 45 cms, cuando se han dado los 50 golpes, se suspende la prueba y por la extrapolación se deduce el número de golpes N.

Una vez hincado el penetrómetro los 45 cms , se giran las barras para romper la base de la muestra, a continuación se saca el penetrómetro a la superficie, donde se abre, se le extrae la muestra y se clasifica la muestra con el criterio SUCS.

La limpieza de la perforación es también significativa, ya que el exceso de azolves puede incrementar el número N.

El número de golpes N obtenido en la prueba de penetración estándar, permite estimar la compacidad de los suelos friccionantes y burdamente, la resistencia a la compresión simple de los suelos cohesivos.

Tubo de pared delgada (Shelby).- Este muestreador es el de uso más difundido para el muestreo de suelos finos, blandos a semiduros. Este muestreador se hince a presión en el suelo para recuperar muestras relativamen-

te inalteradas.

El tubo Shelby está constituido por un tubo de acero o latón, con el extremo inferior afilado y unido por el superior con la cabeza muestreadora, a su vez montada al final de la columna de barras de perforación, con las que se hinca presión al muestreador desde la superficie.

El diámetro mínimo aceptable para este muestreador es de 7.5 cm , con espesor máximo de pared de 1.5 mm y longitud generalmente de 90 cm.

En la figura 2.3 se presenta este muestreador con los tipos de unión usuales entre el tubo y la cabeza, el primero con tres tornillos "allen" y el segundo la unión se hace con cuerda que no requiere de empaque por el ajuste de la cuerda tipo "rope", este ha mostrado ser más confiable que el primero aún operando en suelos duros. La cabeza tiene perforaciones laterales para aliviar la presión dentro del muestreador y una válvula para proteger a la muestra de las presiones hidrodinámicas que se generan durante la extracción del muestreador.

La observación de muestras obtenidas con tubos de pared delgada de condiciones geométricas diferentes, permitió a Hvorsley fundamentar las relaciones de áreas y diámetros que deben satisfacer estos muestreadores para asegurar un buen funcionamiento, y se definen a conti-

nuación:

$$\text{Relación de áreas} = \frac{D_e^2 - D_m^2}{D_m^2} < 10\%$$

$$\text{Relación de diámetros} = \frac{D_i - D_m}{D_m} < 2\%$$

Donde: D_e = diámetro exterior

D_i = diámetro interior

D_m = diámetro de la muestra

Los tubos deben estar pintados por dentro para reducir el fenómeno de corrosión de la lámina, el cual induce cambios fisicoquímicos al suelo muestreado.

El muestreador se hince con una velocidad constante entre 15 y 30 cm/seg, una longitud 15 cm menor a la del tubo, para dejar espacio donde alojar azolves que pudieran haber quedado dentro del tubo mismo. Después del hincado, se deja en reposo durante 0.5 min, para que la muestra expanda en su interior y aumente su adherencia; enseguida se corta la base de la muestra girando el muestreador y se procede a extraerlo, donde se limpia e identifica, se clasifica y protege a la muestra.

2.2.3. Volumen de trabajo ejecutado

En la estación 1+000 del trazo del acueducto, ubica-

ción del proyecto de la Planta de Bombeo, se perforarán cuatro sondeos, hasta una profundidad aproximada de 35.5 m. En estos sitios el muestreo de tipo mixto continuo, implicó la utilización del penetrómetro y del tubo Shelby de pared delgada de 3" de diámetro hincado a presión. Puesto que no se tuvieron materiales duros o roca no hubo necesidad de utilizar el barril doble giratorio.

2.3 TRABAJOS DE LABORATORIO

Como complemento a los procedimientos de exploración geotécnica llevados a cabo para el proyecto de la Planta de Bombeo del Acueducto Lago de Chapala-Guadalajara, se ejecutarán una serie de programas de ensaye de laboratorio, para determinar las propiedades índice y mecánica de los suelos recuperados.

Las propiedades índice permiten tener una idea aproximada del estado natural, en que se encuentran los suelos y los mecánicos nos permiten saber la forma en que los suelos se comportarán bajo un estado de esfuerzos dado.

La determinación de las propiedades índice del suelo se efectúa realizando las siguientes pruebas de laboratorio:

- a) Contenido de agua
- b) Límites de consistencia
- c) Granulometría
- d) Densidad de sólidos
- e) Relación de vacíos

Las propiedades mecánicas se evalúan realizando las siguientes pruebas de laboratorio:

- a) Compresibilidad o expansibilidad

- b) Resistencia al esfuerzo cortante
- c) Permeabilidad

Para determinar las propiedades índice y mecánicas de las muestras del suelo, obtenidas de los sondeos realizados para la Planta de Bombeo, se efectuaron las siguientes pruebas:

- a) Contenido de agua
- b) Granulometría, incluyendo descripción y clasificación SUCS.
- c) Límites de consistencia, líquido, L_w y plástico, P_w .
- d) Densidad de sólidos
- e) Veleta de laboratorio
- f) Compresión axial no confinada
- g) Compresión triaxial no consolidada no drenada

A continuación se presenta una breve idea de cada una de estas pruebas.

- a) Contenido de agua. Es una de las propiedades índice más importante de un suelo, y se define como la relación entre el peso del agua y el peso de su fase sólida de una muestra de suelo. Se acostumbra expresar como porcentaje.

La prueba consiste en pesar la muestra, se pone a secar el horno, y se vuelve a pesar, para te-

ner el peso de los sólidos, con lo cual se obtienen los datos necesarios para que el contenido de agua quede determinado.

- b) Granulometría. Se define como granulometría de un suelo, la distribución cuantitativa del tamaño de los granos que lo forman. Esta determinación se realiza por cribado en suelos gruesos y por sedimentación, utilizando el hidrómetro para suelos finos.

El aparato utilizado para suelos gruesos consiste de un juego de mallas y de una máquina vibratoria, con el objeto de facilitar el paso de las partículas del suelo a través de las mallas. El resultado de estas pruebas es una curva que representa la distribución de tamaños en porcentajes de peso, de las diferentes partículas de que consta el suelo.

- c) Límites de consistencia. Las propiedades plásticas de los suelos finos fueron estudiadas determinándose los límites de consistencia, fijando para tal motivo límites arbitrarios entre cada uno de los estados líquidos, semi-sólidos y sólidos. Estos límites fueron definidos por Atterberg en 1911 y han servido para fines de clasifi

cación y predicción de sus propiedades técnicas.

Límite Líquido. Se define como el contenido de agua de un suelo expresado como porcentaje del peso seco, que fija la frontera entre los estados semilíquido y plástico, y se obtienen al cerrar con 25 golpes una ranura efectuada en una muestra de suelo en el aparato diseñado por A. Casagrande. Este dispositivo es un medio mecánico para uniformar la técnica de operación y el factor personal.

Límite Plástico. El límite plástico es la frontera entre el estado plástico y el semisólido, se define como el contenido de agua con el que se agrieta un cilindro de tres milímetros de diámetro, formado con un suelo al rodarlo con la palma de la mano sobre una superficie plana.

Límite de Contracción. Es el límite entre los estados de consistencia semisólido y sólido, definido con el contenido de agua con el que la muestra cesa la disminución de volumen aunque continúa perdiendo peso a causa de la evaporación del agua.

Otras características importantes son:

Índice de plasticidad.- El índice de plasticidad se

define como la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico.

Índice de fluidez.- Se define índice de fluidez como la pendiente de la curva de fluidez.

Índice de tenacidad.- Se define como el cociente entre el índice plástico y el índice de fluidez.

- d) Densidad de sólidos. Con esta prueba se pueden clasificar los suelos en función del peso volumétrico de los mismos.

El aparato utilizado en la determinación de esta prueba se denomina picnómetro que es un matraz calibrado de 500 a 250 centímetros cúbicos. El procedimiento consiste en pesar el material, se introduce en el matraz y por diferencia con el matraz aforado y calibrado, se encuentra el volumen de sólidos, la densidad se obtiene dividiendo el peso de la materia sólida entre su volumen correspondiente.

- e) Veleta de laboratorio. Para realizar una prueba de compresión no confinada en suelos demasiado blandos en estado remoldeado, su resistencia al corte puede determinarse con una veleta de labo-

ratorio o también llamada veleta miniatura.

El procedimiento de prueba es el que a continuación se describe:

Se remoldea el material y se compacta con una espátula en el cilindro. Si se utiliza una veleta de laboratorio, de 1.27 cm de diámetro y 1.27 cm de altura, el cilindro debe tener un diámetro interior mínimo de 5 cm y llenarse con suelo remoldeado hasta una altura de por lo menos 7.5 cm, inmediatamente se asegura el cilindro a la placa-base de la veleta de laboratorio.

Se introduce verticalmente la veleta en el suelo hasta que su parte superior se encuentre aproximadamente 3.5 cm debajo de la superficie del suelo.

Si se emplea el método de control de deformación, se aplica una velocidad angular constante tal que la prueba dure entre 10 y 20 min; durante el ensaye se obtienen lecturas de cargas y deformaciones angulares cada 30 seg

Si se emplea el método de control de carga, se aplica un incremento por minuto en el portapesas. El par tor producido por cada incremento debe ser aproximadamente del 10% del requerido para la falla del material. En la proximidad de la falla, la magnitud de los incrementos de carga debe reducirse a la mitad del valor inicial, y dichos incrementos se aplican cada medio minuto. El

ángulo de rotación de la veleta debe registrarse 5 seg antes de aplicar el siguiente incremento de carga.

Cuando la carga deje de aumentar al continuar la deformación (control de deformación), o cuando la veleta gire a velocidad constante o creciente bajo una carga da da (control de carga), se suspende la prueba.

Se retira la veleta y se determina el contenido de agua del suelo que se encuentra en la vecindad inmediata de la veleta.

Se calcula la resistencia al corte utilizando la siguiente ecuación:

$$S = \frac{6T}{\pi D^2 (3H + D)}$$

Donde:

S = resistencia al corte

T = par torsor máximo

D = diámetro de la veleta

H = altura de la veleta

Si se ha determinado la resistencia del material en estado inalterado, se puede obtener la sensibilidad del mismo. Esta operación presupone la existencia de una co rrelación empírica entre los resultados de ambas pruebas.

f) Compresión axial. En un suelo se puede calcular

la carga admisible directamente, realizando la prueba de compresión axial, y consiste en someter un espécimen cilíndrico o un prisma rectangular a un esfuerzo de compresión hasta llevarlo a la ruptura. Existen dos tipos: de carga controlada o de deformación controlada, la elección de cada una de estas depende de la naturaleza del suelo.

Debe hacerse esta prueba en una forma estandarizada. En el caso de aparatos de deformación controlada la prueba se efectúa bajo deformación de un milímetro por minuto. Los aparatos de compresión pueden ser manuales o eléctricos, sin embargo, en ambos casos es un yugo el que comprime la muestra midiendo la magnitud de la fuerza aplicada, en la carátula de una báscula o midiendo la deformación en un dinamómetro de anillo. El objetivo de esta prueba es el de encontrar el valor de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos.

- g) Compresión triaxial. Se lleva a cabo en aparatos, que consisten esencialmente de una cámara hermética transparente en la cual se aplica presión lateral a la muestra, y de un aparato de

compresión axial, que consta esencialmente de una báscula mediante la cual se mide la carga. La prueba se lleva a cabo colocando el espécimen debidamente protegido con membranas impermeables, en el interior de la cámara antes mencionada. Utilizando agua se aplica una presión lateral a la muestra y se lleva hasta la ruptura mediante la aplicación de una carga vertical.

De las pruebas de compresión triaxial destacan por su importancia las siguientes:

Prueba de compresión triaxial rápida, en la que no se permite el drenaje de la muestra.

Prueba de compresión triaxial rápida consolidada, en la que la ruptura de la muestra sin drenaje se lleva a cabo aplicando previamente una consolidación.

Prueba de compresión triaxial lenta consolidada en la que la ruptura de la muestra se lleva a cabo al aplicar incrementos de carga sucesivos permitiendo en cada uno disipación completa de las presiones de poro previa consolidación de la probeta bajo una presión de confinamiento dado.

La elección de cada una estará de acuerdo con el problema que se trate, es decir, se adoptará la técnica que

represente en una forma más fiel las condiciones en que trabajará el suelo en la naturaleza. El resultado de estas pruebas es la valorización de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos, representados por sus parámetros cohesión y ángulo de fricción.

En los perfiles estratigráficos de las figs. 2.4 a 2.7 aparecen gran parte de los ensayos índice, mientras que en las figs. 2.8 a 2.25 se presentan resultados específicos de ensayos de laboratorio tanto índice como mécanicos.

2.4 ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO.

A partir de los resultados de los trabajos de campo y laboratorios descritos anteriormente, se logró definir la estratigrafía del subsuelo (fig. 2.26), en el sitio seleccionado para la construcción de la Planta de Bombeo, dicha estratigrafía puede describirse en forma resumida de la manera siguiente:

Desde la superficie actual del terreno y hasta la máxima profundidad explorada de 35.5 m se detectaron exclusivamente suelos arcillosos, que superficialmente se presentaron en colores café oscuro a café verdoso y paulatinamente cambian a color gris verdoso para finalmente, en la parte inferior de los sondeos, volverse de colores verde claro a verde oscuro; la consistencia inicial, CI de este suelo arcilloso sufre en general pocas variaciones a todo lo largo de la profundidad explorada, salvo superficialmente en donde se muestra de CI blanda, en el resto del sondeo la arcilla presenta consistencia inicial variable de media a firme y ocasionalmente se vuelve dura. La arcilla en este sitio es de alta plasticidad, muy pegajosa, de difícil remoldeo y de bajo peso volumétrico. El valor del número de golpes, N, determinado en la prueba de penetración estándar presenta pocas variaciones manteniéndose en el rango de 5 a 15 golpes hasta

profundidades de 20.0 a 25.0 m, salvo en el sondeo 24 MC en donde el valor de N resultó superior al de los restantes sondeos y puede hablarse de un valor promedio de 20 golpes para toda la profundidad explorada, en los sondeos restantes entre 25.0 a 35.0 m el valor de N es de 20 golpes en promedio. El valor del contenido natural del agua, w , es en general de 100% para la totalidad de los sondeos y hasta la máxima profundidad explorada, aunque dicho promedio disminuye ligeramente en el sondeo 24 MC, por su parte los límites de consistencia indican que se trata de un material de alta plasticidad, el L_w se determinó en el rango de 100 a 250% aunque probablemente 175% constituya un promedio general. Por su parte el P_w quedó en el rango de 15 a 48%. De acuerdo el SUCS las arcillas de este lugar se clasifican como CH, es conveniente hacer notar que los valores del w son inferiores al L_w aunque caen también por encima de P_w , lo anterior indica que las arcillas de este lugar se encuentran pre-consolidadas.

Por otro lado es conveniente indicar que, como ocurre con frecuencia con los materiales de origen lacustre, estas arcillas presentan alta relación de vacíos, en promedio de 2.5, y en los ensayos de compresión triaxial presentan un comportamiento elasto plástico casi perfecto, alcanzando la resitencia máxima para deformaciones

unitarias en general menores al 5%. Por lo que respecta a la resistencia al corte tanto en los ensayos de compresión axial no confinada como los de la veleta indican que este material posee una resistencia bastante elevada, que en el caso de la veleta de laboratorio implicó el al canzar la capacidad máxima del aparato sin lograr llevar el material a la falla. En el caso de las compresiones triaxiales la resistencia medida fué muy variable aunque nunca menor a 4 ton/m².

En los ensayos de consolidación unidimensional se lo gró determinar que la presión de preconsolidación de estas arcillas es superior a 16 ton/m².

Por otro lado es conveniente indicar que dentro de la formación arcillosa recién descrita se detectaron algunos detalles estratigráficos menores. En el sondeo 4 MC, entre 5.1 y 7.0 m, se encontraron estratificaciones de limo arenoso de baja plasticidad, con arena fina limosa y arcilla orgánica de consistencia inicial firme, así como algunos fragmentos de roca blanda; estas estratificaciones se presentaron en espesores variables entre 5 y 35 cm e hicieron que el valor de N se incrementara hasta 37 golpes y el w se redujera al orden del 48%.

Posteriormente en el mismo sondeo 4 MC, a la profun didad de 14.0 a 14.5 m se encontró un delgado estrato de

arena fina de color gris, limosa, uniforme, clasificada como SM de acuerdo al SUCS, en donde N subió hasta 48 golpes y w se redujo a 38%; en este material el contenido de finos, F, se determinó igual a 39%.

A mayor profundidad, entre 23.0 y 26.0 m vuelven a presentarse interestratificaciones de limo de color gris oscuro, de CI firme, con arena fina media y gruesa, arcillosa y poco arcillosa y arcilla de color gris oscuro, poco arenosa, de consistencia inicial blanda; estos materiales presentan espesores variables entre 0.5 y 1.2 m.

En el sondeo 22 MC se tuvieron también algunos detalles estratigráficos menores; entre 5.6 y 5.9 m se encontró un estrato delgado de arena fina, uniforme, poco arcillosa, probablemente ceniza volcánica, clasificada como SP-SC de acuerdo al SUCS.

Entre 5.9 y 6.5 m y entre 7.1 y 7.7 m el material arcilloso del sitio se presentó contaminado con láminas de arena fina.

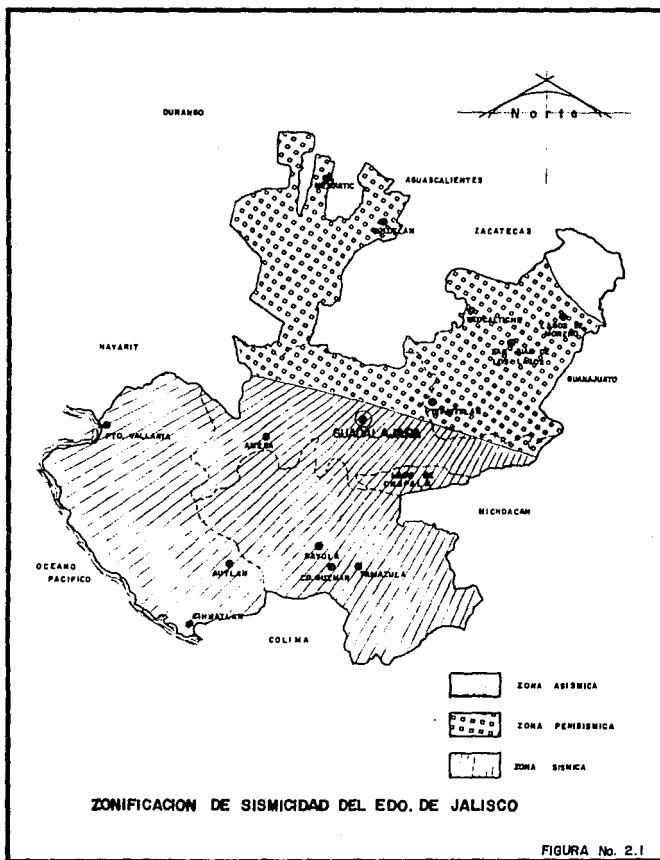
En el sondeo 23 MC, entre 10.0 y 10.2 m, la arcilla se vuelve grumosa y contiene arena fina y muy fina de color gris oscuro, con limo arenoso de consistencia inicial firme y arcilla de color verde grisáceo, de CI media a firme, estos materiales coinciden aproximadamente en elevación y características con los detectados a pro-

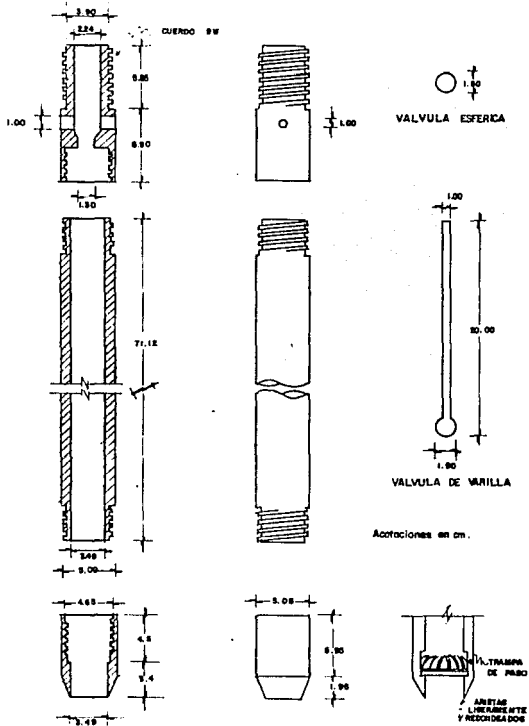
fundidades similares en el condeo 4 MC , y al igual que en aquel lugar, en el sondeo 23 MC el N se sube en estos materiales a más de 50 golpes, produciéndose también una reducción en el valor de w que resulta en promedio del 50% para estos materiales. En los materiales arenosos el valor de F, quedó comprendido entre 41 y 44%, lo cual los clasifica como SM de acuerdo al SUCS.

Finalmente en el sondeo 24 MC entre 10.0 y 10.3 m se encontro, coincidiendo con la misma lente arenosa del sondeo 23 MC, una arcilla arenosa gris, en la cual el valor de N se incrementa a 70 golpes, w se reduce a 48%, Lw a 38% y Pw a 25%, con F de 61%, CL de acuerdo al SUCS.

Entre las profundidades de 32.4 y 32.8 m así como entre 33.15 y 34.35 m se encontrarón, dentro de la formación arcillosa, delgadas láminas de arena color gris obscuro, de pocos milímetros de espesor.

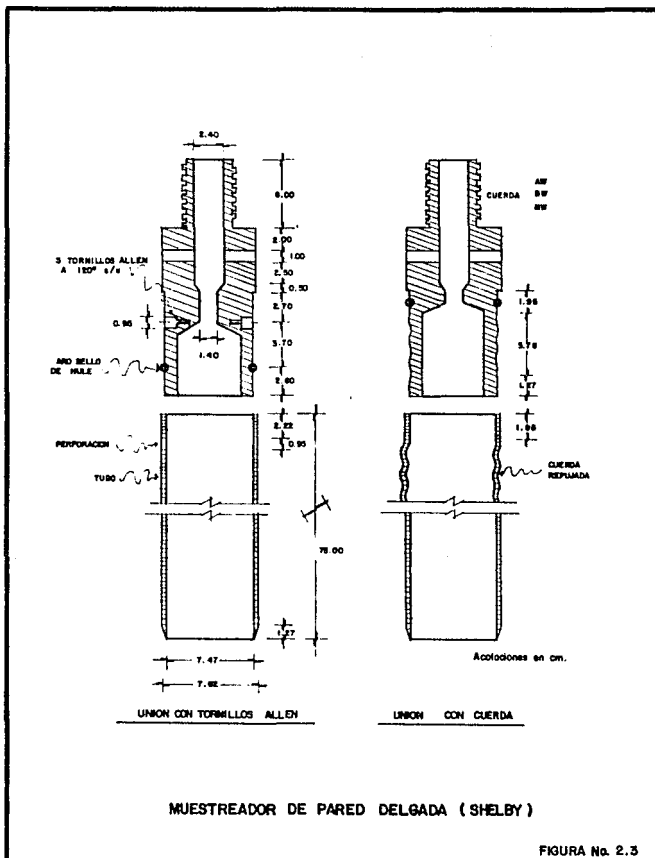
Posteriormente entre 32.8 y 33.15 m la arcilla se encontró contaminada con arena muy fina de color gris verdoso. Tanto en esta zona como en las delgadas estratificciones mencionadas en el párrafo anterior el valor de N llega a subir hasta 100 golpes, reduciéndose el w a valores del orden del 42%.





PENETROMETRO ESTANDAR

FIGURA No. 2.2



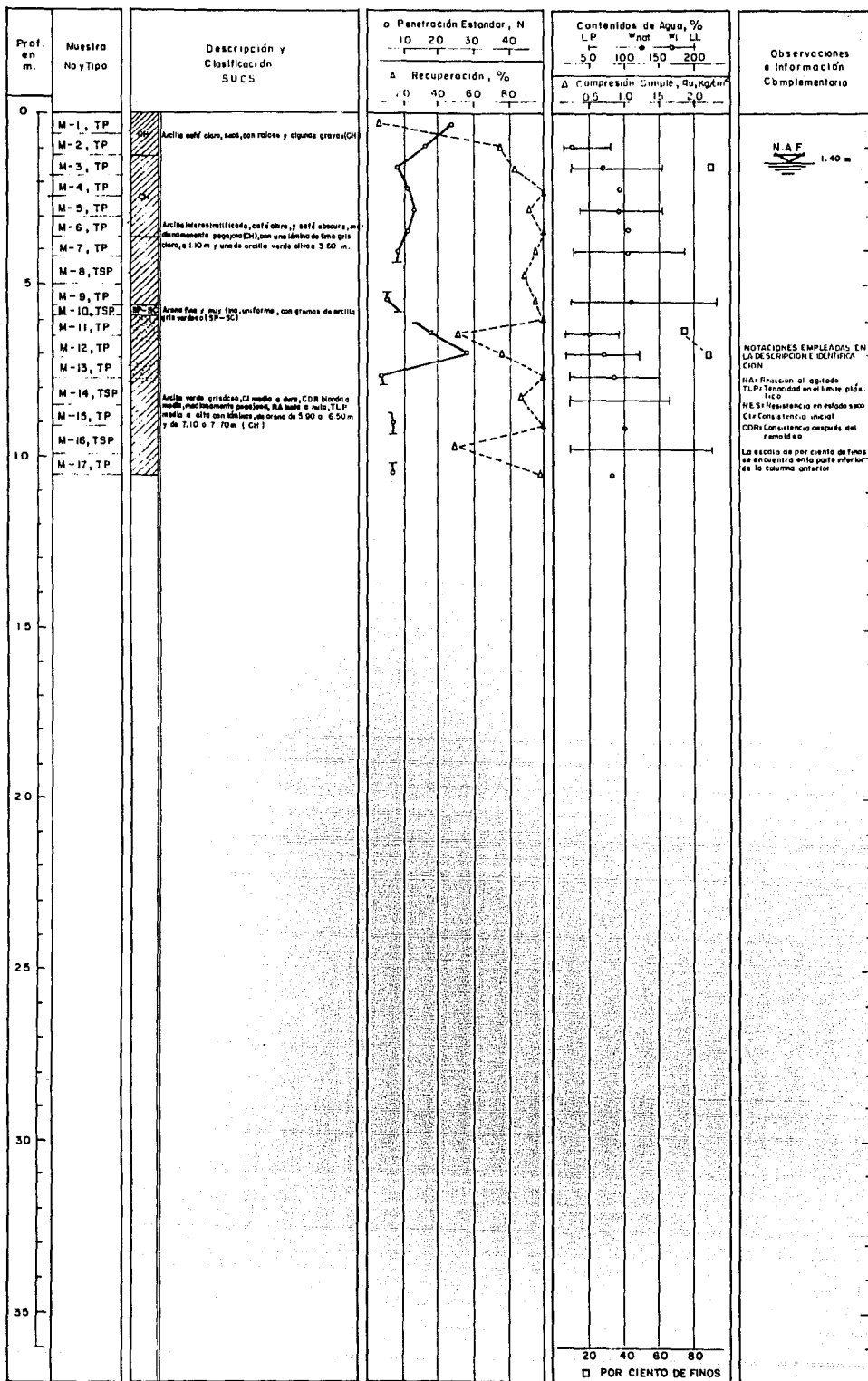


FIG. 2.4

PERFIL ESTRATIGRAFICO DEL SONDEO 22 MC-PB5-1

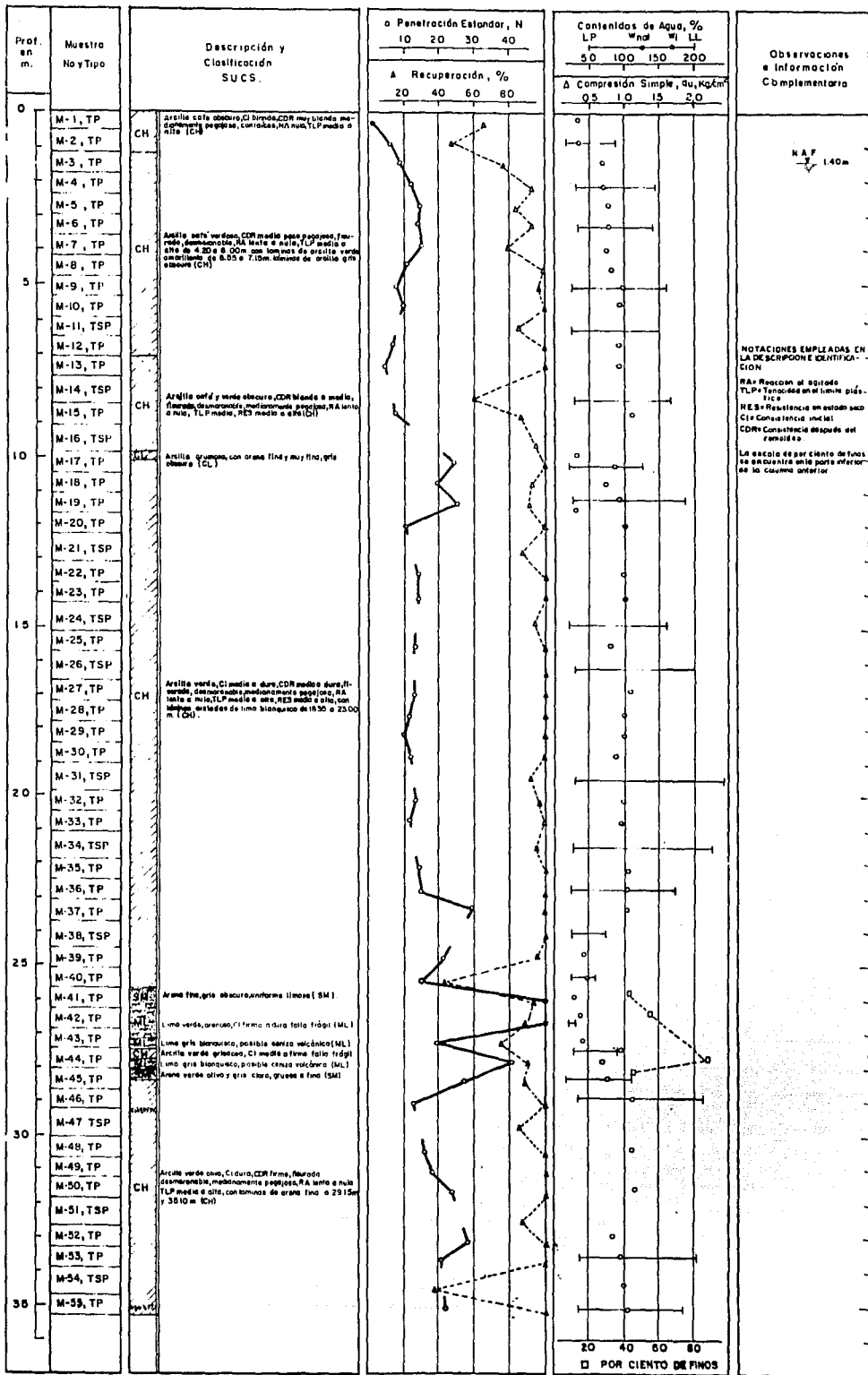


FIG. 2.5

PERFIL ESTRATIGRAFICO DEL SONDEO 23 MC-PB5-2

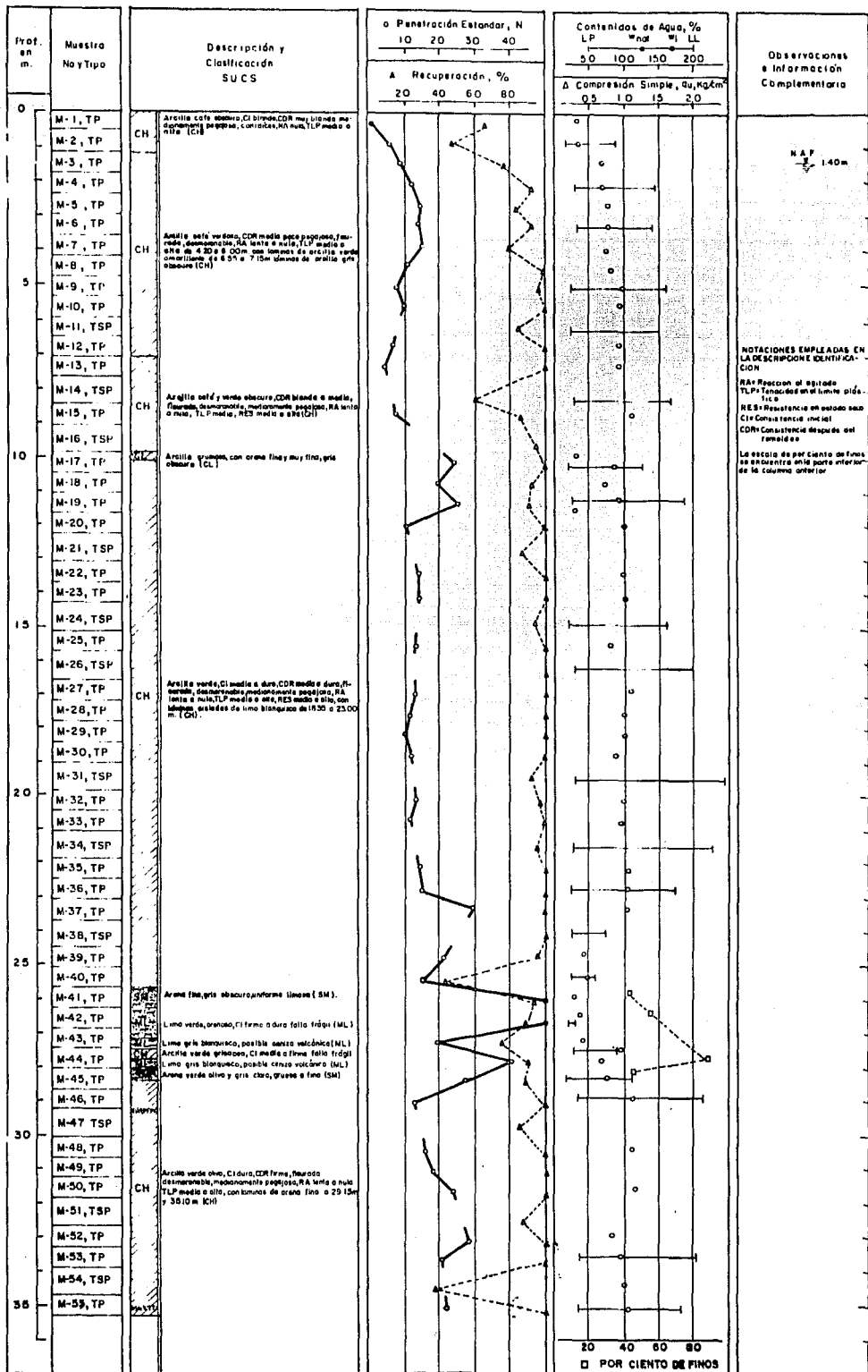


FIG. 2.5

PERFIL ESTRATIGRAFICO DEL SONDEO 23 MC-PB5-2

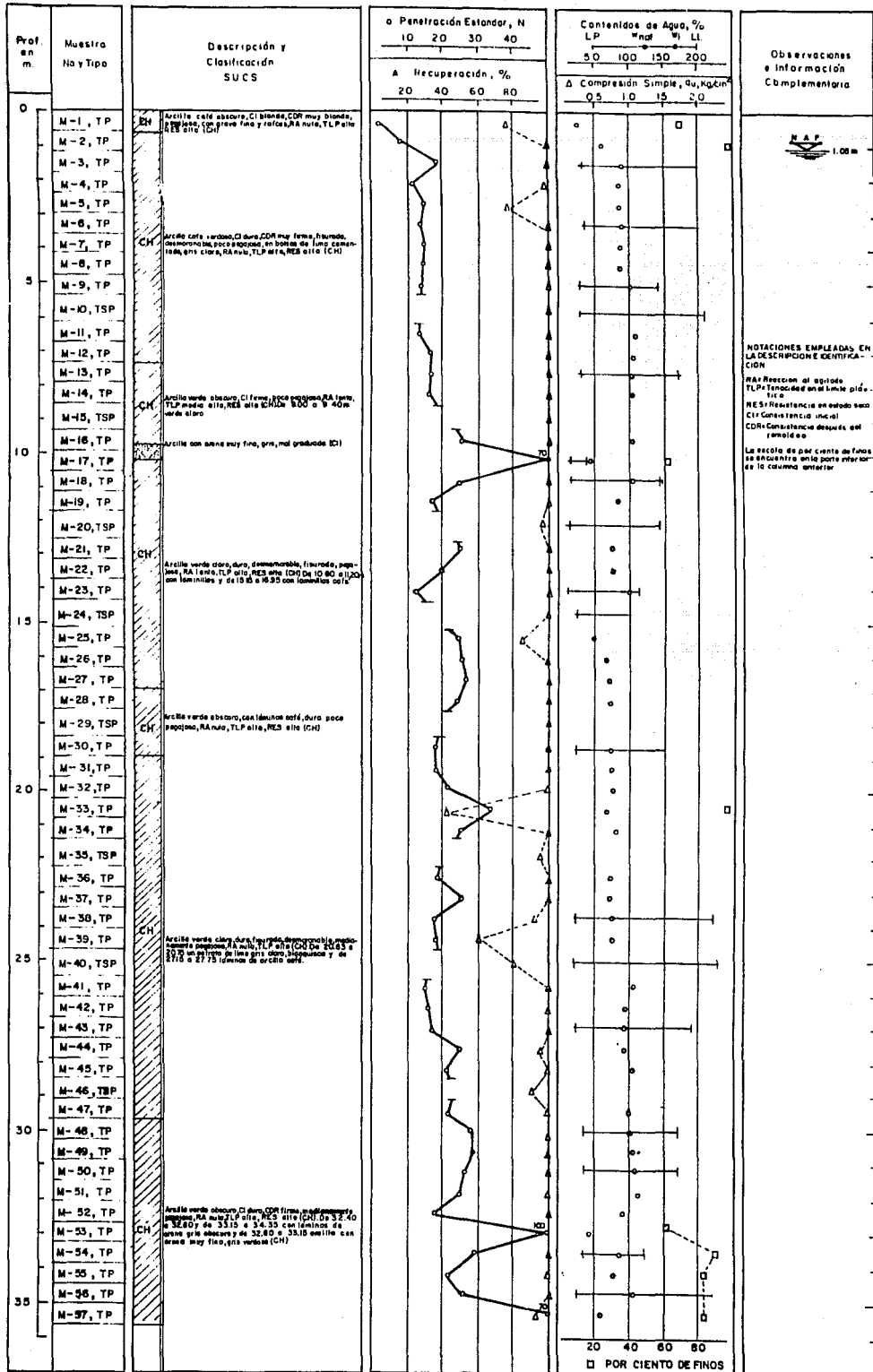


FIG. 2.6

PERFIL ESTRATIGRAFICO DEL SONDEO 24MC-PB5-3

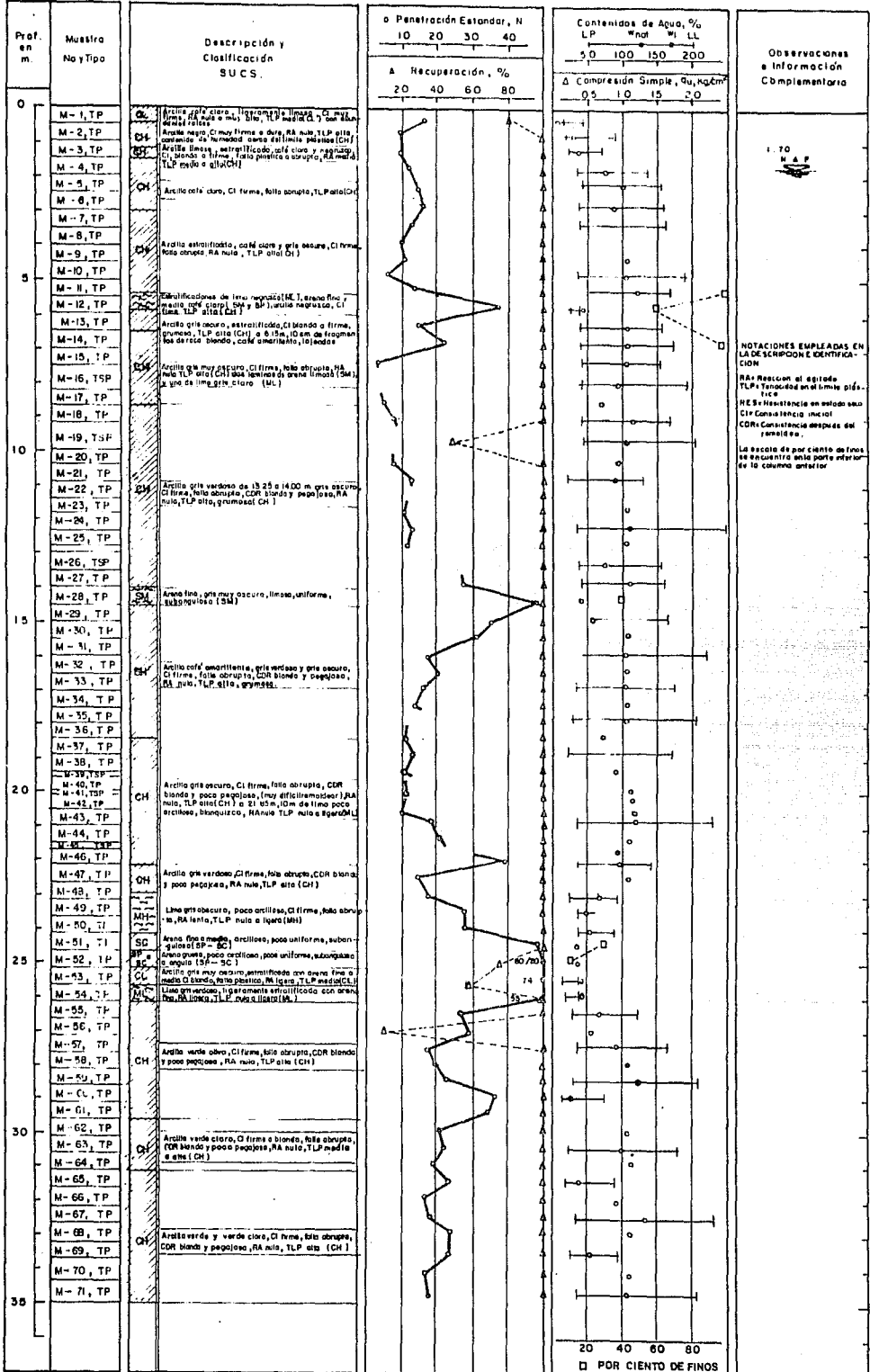


FIG. 2.7

PERFIL ESTRATIGRAFICO DEL SONDEO 4MC - PB - 2

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR MALLAS

PROFUNDIDAD m	MESITA cm	SÍMBOLO	B ₁ mm	B ₂ mm	B ₃ mm	B ₄ mm	B ₅ mm	B ₆ mm	B ₇ mm	B ₈ mm	B ₉ mm	B ₁₀ mm	B ₁₁ mm	B ₁₂ mm	B ₁₃ mm	B ₁₄ mm	B ₁₅ mm	B ₁₆ mm	B ₁₇ mm	B ₁₈ mm	B ₁₉ mm	B ₂₀ mm	GRASA ANTRA FINES	CONTENIDO DE AGUA	SÍMBOLO S U C D
24.2 - 24.65	51																							3H 4	SM
24.7 - 26.15	52																							21 5	SP-SM

OBRA AC. CHAPALA - GUADALAJARA
 LOCALIZACIÓN PLANTA DE BOMBEO
 TIPO DE SONDEO 4 MC - PB-2

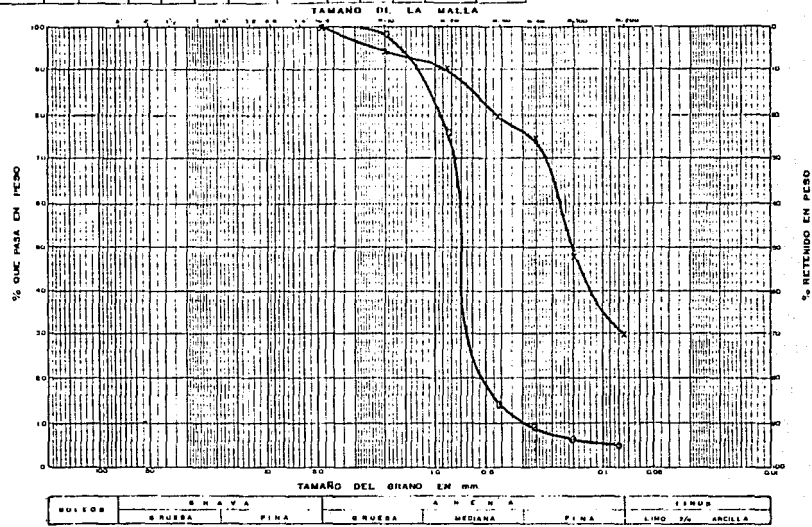


FIGURA No. 2.8

ANALISIS GRANULOMETRICO POR MALLAS

PROFUNDIDAD m	ALCANTARILLA N.º	SÍMBOLO	D ₁₀ mm	D ₃₀ mm	D ₅₀ mm	C _u	C _c	C _u - C _c	GRASA % L ₁₅	ARENA % L ₇₅	FINES % L ₇₅	DIFERENCIAL DEL MUESTRO %	GRUPO S U C B
9.95 - 10.55	IT A	—										37.4	CL
25.55 - 26.15	41	—										34.0	SM
27.95 - 28.55	45A	—										61.2	SM

OBRA AC CHAPALA - GUADALAJARA
 LOCALIZACION PLANTA DE BOMBEO
 TIPO DE SONDEO 23 MC - PB 5 - 2

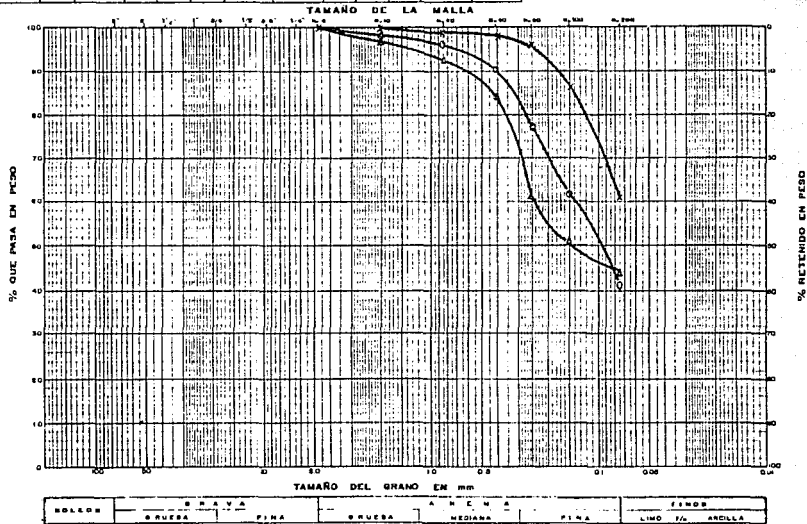


FIGURA No. 2.3

CIRCULOS DE MOHR COMPRESION TRIAXIAL

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

NO CONSOLIDADA NO DRENADA		LL <input checked="" type="checkbox"/>		CONSOLIDADA NO DRENADA		CU <input type="checkbox"/>		CONSOLIDADA DRENADA		CD <input type="checkbox"/>		PARAMETROS DE RESISTENCIA AL ESP. CONSTANTE
PRUEBA No.	C _v %	C _u %	e _i	e _f	(S _r) %	(S _r) %	V _m ton/m ²	V ₁ - V ₂ ton/m ²	V ton/m ³	φ	c	
1	96.10	93.60	2.452	---	95.72	100.00	0.50	1.280	1.402	φ = 0 ° c = 0.62 ton/m ²		
2	96.10	105.29	2.509	---	96.28	100.00	1.00	1.240	1.415			
3	97.86	105.63	2.574	---	96.25	100.00	2.00	1.820	1.402			
4												
5												

OBRA AC. CHAPALA - GUADALAJARA
 LOCALIZACION PLANTA DE BOMBEO
 TIPO DE SONDEO 4 MC - FB - 2
 MUESTRA No. 16 PROF. 8.00 - 8.20 m.
 DESCRIPCION Arg. fr. y. b. bl. N. bl. con m. cas.

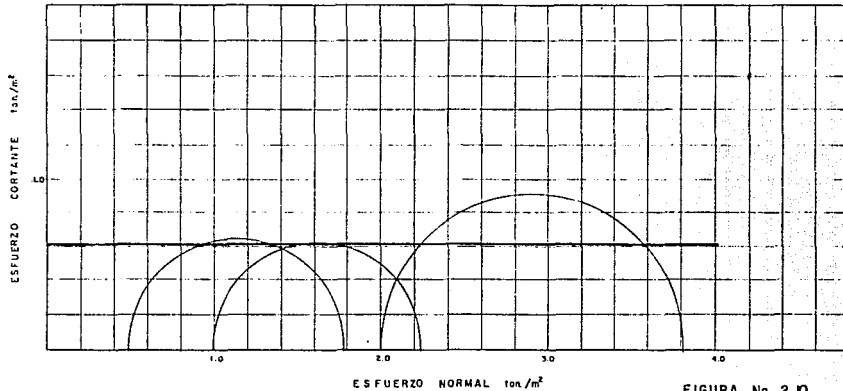


FIGURA No. 2.10

CIRCULOS DE MOHR COMPRESION TRIAXIAL

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

NO CONSOLIDADA NO DRENADA		<u>UU</u> <input checked="" type="checkbox"/>		CONSOLIDADA NO DRENADA		CU <input type="checkbox"/>		CONSOLIDADA DRENADA		CD <input type="checkbox"/>	
PRUEBA No.	C _u %	C _v %	e _i	e _f	(S _r) _i %	(S _r) _f %	σ _m ton/m ²	σ ₁ - σ ₃ ton/m ²	γ ton/m ³	PARAMETROS DE RESISTENCIA AL ESF. CORTANTE	
1	2.9	53.4	1.394	---	95.1	100.00	0.50	4.650	1.620	φ = 0 °	c = 0.92 ton/m ²
2	68.4	75.1	1.843	---	94.7	100.00	1.00	2.020	1.512		
3	68.4	73.3	1.787	---	94.7	100.00	2.00	1.850	1.547		
4											
5											

OBRA AC. CHAPALA - GUADALAJARA
 LOCALIZACION PLANTA DE BOMBEO
 TIPO DE SONDEO 4 MC - PB - 2
 MUESTRA No. 26 PROF. 3.00-3.30 m.
 DESCRIPCION arcilla gris, arcilla, plastica firme a muy firme

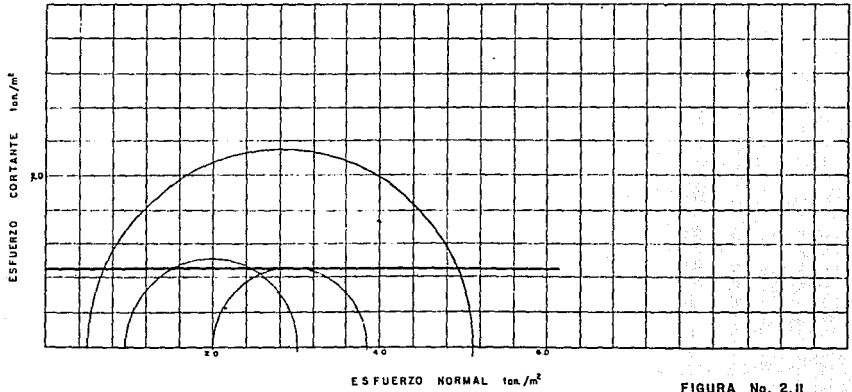


FIGURA No. 2.11

CIRCULOS DE MOHR COMPRESION TRIAXIAL

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

NO CONSOLIDADA LLL CONSOLIDADA NO DRENADA CU CONSOLIDADA DRENADA CD

PRUEBA No.	C _v %	C _u %	e _i	e _f	(S _r) _i %	(S _r) _f %	σ' _u ton/m ²	σ' _v - σ' _u ton/m ²	γ ton/m ³	PARAMETROS DE RESISTENCIA AL EST. CONSTANTE
1	92.25	106.06	2.480	---	93.40	100.00	4.50	2.720	1.387	φ = 16 ° c' = 80 ton/m ²
2	85.54	95.77	2.249	---	95.51	100.00	1.00	2.870	1.434	
3	85.54	95.80	2.251	---	96.28	100.00	2.00	3.040	1.422	
4										
5										

OBRA AC CHAPALA - GUADALAJARA
 LOCALIZACION PLANTA DE BOMBEO

TIPO DE SONDEO 4 MC - PB - 2

MUESTRA No. 35 PROF. 17.60 - 17.80 M.

DESCRIPCION Arcilla gris, mediana, estufo, compacta

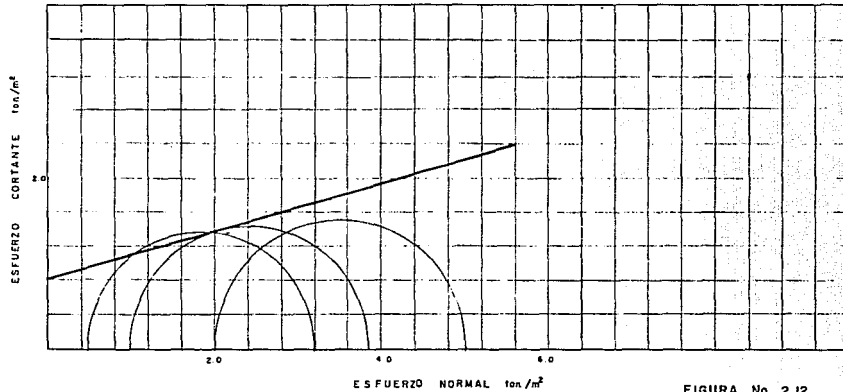


FIGURA No. 2.12

CIRCULOS DE MOHR COMPRESION TRIAXIAL

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

NO CONSOLIDADA NO DRENADA UU CONSOLIDADA NO DRENADA CU CONSOLIDADA DRENADA CD

PRUEBA No.	G _s %	G _w %	e _i	e _f	[S _r] I %	[S _r] I %	σ _m ¹ ton/m ²	σ ₁ - σ ₃ ¹ ton/m ²	ψ ton/m ³	PARAMETROS DE RESISTENCIA AL ESP. CORTANTE
1	90.40	100.62	2.499	---	93.86	100.00	0.50	1.389	1.412	φ = 3.4 ° c = 0.48 ton/m ²
2	90.40	85.24	2.382	---	98.48	100.00	1.00	1.134	1.462	
3	90.40	95.60	2.412	---	97.27	100.00	2.00	1.255	1.448	
4										
5										

OBRA AC. CHAPALA - GUADALAJARA
LOCALIZACION PLANTA DE BOMBO

TIPO DE SONDEO 22 MC - PB-5-1

MUESTRA No. 14 PROF. 7.70-8.50 m.

DESCRIPCION Arcilla verde grisáceo medía a dura

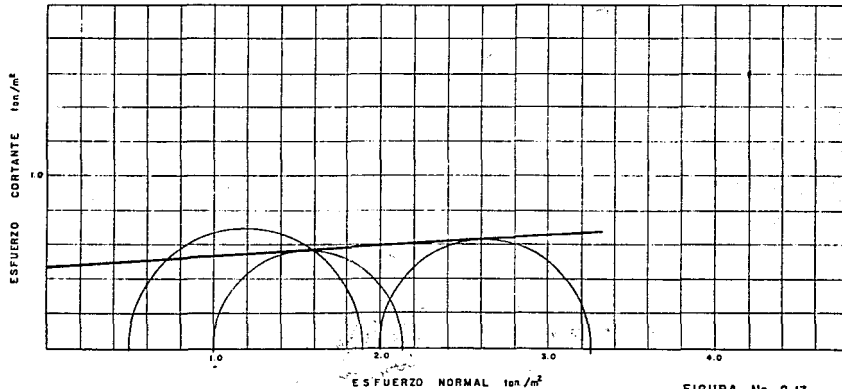


FIGURA No. 2.13

CIRCULOS DE MOHR COMPRESION TRIAXIAL

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

NO CONSOLIDADA NO DRENADA		LLU <input checked="" type="checkbox"/>		CONSOLIDADA NO DRENADA		CU <input type="checkbox"/>		CONSOLIDADA DRENADA		CD <input type="checkbox"/>	
PRUEBA No.	C _v %	C _u %	e _i	e _f	(S _v) %	(S _h) %	σ _v ton/m ²	σ _h ton/m ²	γ ton/m ³	PARAMETROS DE RESISTENCIA AL ESF. CORTANTE	
1	90.93	94.32	2.061	---	100.00	100.00	1.50	1.640	1.444	φ = 0 ° c = 0.80 ton/m ²	
2	90.85	98.08	2.134	---	98.54	100.00	1.00	1.324	1.410		
3	90.83	93.72	2.095	---	100.00	100.00	2.00	1.610	1.427		
4	---	---	---	---	---	---	---	---	---		
5	---	---	---	---	---	---	---	---	---		

OBRA AC CHAPALA - GUADALAJARA
 LOCALIZACION PLANTA DE BOMBEO
 TIPO DE SONDEO 25 MC - PH - 5 - 2
 MUESTRA No. 11 PROF. 6.34 - 6.47 m.
 DESCRIPCION Arena con grava media y fina

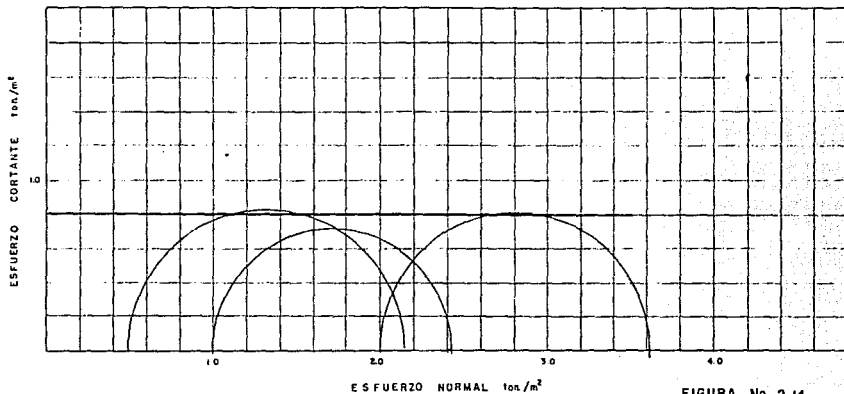


FIGURA No. 2.14

CIRCULOS DE MOHR COMPRESION TRIAXIAL

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

NO CONSOLIDADA NO DRENADA		III <input checked="" type="checkbox"/>		CONSOLIDADA NO DRENADA		CU <input type="checkbox"/>		CONSOLIDADA DRENADA		CD <input type="checkbox"/>	
PRUEBA No.	C_d %	C_u %	e _f	e _f	(s _r) %	(s _r) %	σ_m ton/m ²	$\sigma_1 - \sigma_3$ ton/m ²	γ ton/m ²	PARAMETROS DE RESISTENCIA AL ESF. CORTANTE	
1	117.22	108.49	2.678	---	100.00	100.00	0.50	1.958	1.385	$\phi = 3^\circ$	$c = 0.65 \text{ ton/m}^2$
2	117.22	124.59	2.792	---	98.46	100.00	1.00	1.469	1.543		
3	117.22	122.01	2.798	---	98.26	100.00	2.00	1.591	1.341		
4											
5											

OBRA AC CHAPALA - GUADALAJARA
 LOCALIZACION PLANTA DE BOMBEO

TIPO DE SONDEO 23 MC - PB - 5 - 2
 MUESTRA No. 16 PROF. 9.75 - 9.86 m.
 DESCRIPCION Arilla con verdon ligeramente fangoso

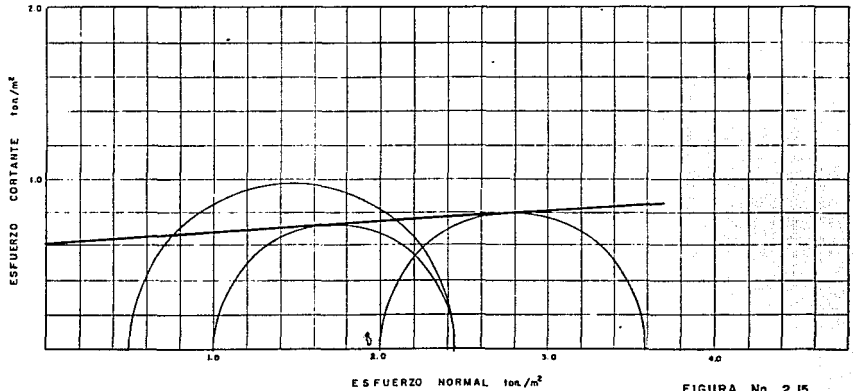


FIGURA No. 2.15

CIRCULOS DE MOHR COMPRESION TRIAXIAL

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

NO CONSOLIDADA NO DILATA		<input checked="" type="checkbox"/> (U) <input type="checkbox"/> (X)		CONSOLIDADA NO DILATA		<input type="checkbox"/> (U) <input type="checkbox"/> (X)		CONSOLIDADA DILATA		<input type="checkbox"/> (U) <input type="checkbox"/> (X)	
PRUEBA No	G_{11} %	G_{12} %	e_1	e_2	(S_1) %	(S_2) %	σ_{11} ton/m ²	$\sigma_2 - \sigma_3$ ton/m ²	γ ton/m ³	PARAMETROS DE RESISTENCIA AL ESP. CONSTANTE	
1	86.29	97.60	20.77		98.54	100.00	0.50	1.14	1.433	$\phi = 6.5^\circ$ $c = 0.45 \text{ ton/m}^2$	
2	86.29	87.81	2.000		100.00	100.00	1.00	1.256	1.467		
3	86.29	89.42	2.000		100.00	100.00	2.00	2.107	1.465		
4											
5											

OBRA AC. CHATAMA - TARIALAJARA
LOCALIZACION PLANTA DE BAMBUC

TIPO DE SONDEO 25 MC - PH - 5 - 2
MUESTRA No 24 PROF. 14.87 y 15.02 m.

DESCRIPCION Arcilla gris verdosa con bolson de
arcilla arenosa y ligeramente arenosa

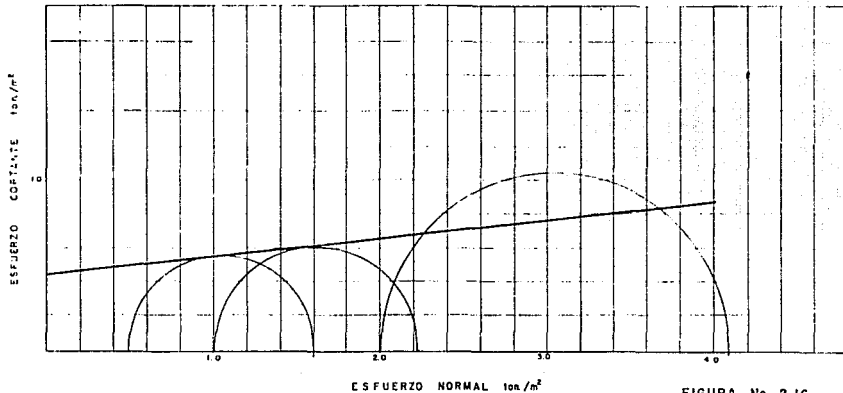


FIGURA No. 2.16

CIRCULOS DE MOHR COMPRESION TRIAXIAL

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

PRUEBA No.	NO CONSOLIDADA NO DRENADA		CONSOLIDADA NO DRENADA		CONSOLIDADA DRENADA		CONSOLIDADA DRENADA		PARAMETROS DE RESISTENCIA AL ESP. CONSTANTE
	C _u %	C _v %	e _i	e _f	(S _r) _i %	(S _r) _f %	σ _m ton/m ²	(σ ₁ - σ ₃) _f ton/m ²	
1	110.72	120.48	2.456	---	100.00	100.00	0.90	2.008	1.368
2	110.72	120.15	2.446	---	100.00	100.00	1.00	2.007	1.372
3	110.72	118.31	2.438	---	100.00	100.00	2.00	2.083	1.376
4									
5									

OBRA AC CHAPALA - GUADALAJARA
 LOCALIZACION PLANTA DE BOMBEO
 TIPO DE SONDEO 23 MC - PB - 5 - 2
 MUESTRA No. 34 PROF. 2153-2166m.
 DESCRIPCION arcilla café verdoso con finos multidireccionales

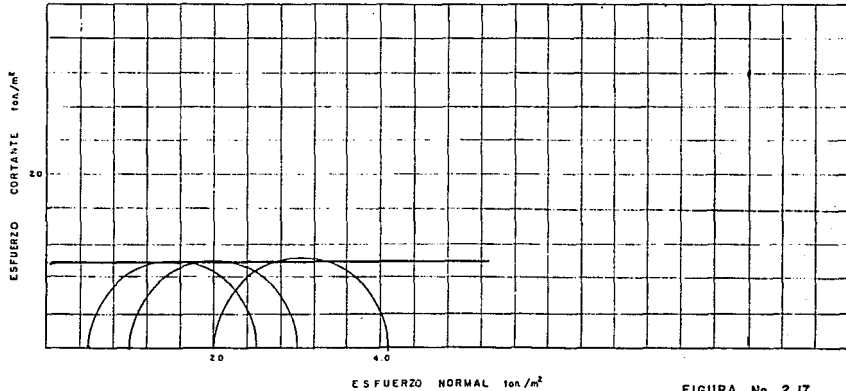


FIGURA No. 2.17

CIRCULOS DE MOHR COMPRESION TRIAXIAL

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

NO CONSOLIDADA NO DRENADA		LUL <input checked="" type="checkbox"/>		CONSOLIDADA NO DRENADA		CU <input type="checkbox"/>		CONSOLIDADA DRENADA		CD <input type="checkbox"/>		PARAMETROS DE RESISTENCIA AL ESF. CORTANTE
PRUEBA No.	C _v %	C _f %	e _i	e _f	(S _r) %	(S _r) %	σ _m ton/m ²	σ _v - σ ₃ ton/m ²	τ ton/m ²	φ = 19.8 °		
1	49.90	54.71	1.246	---	99.83	100.00	0.50	1.640	1.679	c = C 40 ton/m ²		
2	49.90	54.72	1.257	---	99.98	100.00	1.00	2.293	1.655			
3	49.90	53.23	1.247	---	98.72	100.00	2.00	3.174	1.662			
4												
5												

OBRA AC CHAPALA - GUADALAJARA
 LOCALIZACION PLANTA DE BOMBEO

TIPO DE SONDEO 24 MC - PB - 5-3
 MUESTRA No. 24 PROF. 14.90-15.05m.
 DESCRIPCION Arcilla gris verdosa con gravillas
plasticidad de 3/8" de tamaño máximo.

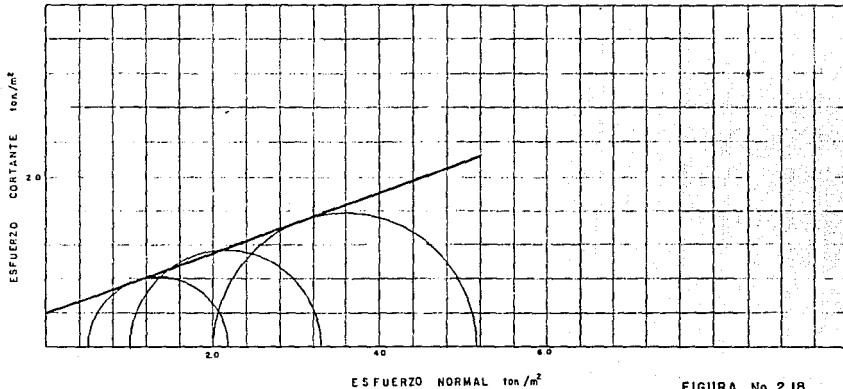


FIGURA No. 2.18

Laboratorio de Mecánica de Suelos
PRUEBA DE CONSOLIDACION

Obra N° AC CHAPALA-GRAD Sondeo 4 MC-PB-2 Localización PLANTA DE BOMBEO

SIMBOLO MUESTRA PROFUNDIDAD w (%) e_0 S_r (%) p (kg/cm²) δ (kg/cm²) p_c (kg/cm²)
 0—0 19 9.20—9.40 2.797 1.60

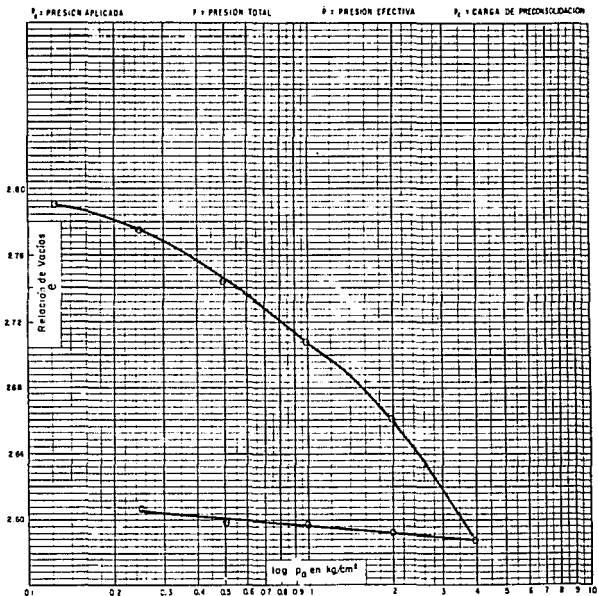


FIGURA N° 2.19

Localización de Mecánica de Suelos
PRUEBA DE CONSOLIDACION

Obra N° 17 - Ingresos - Sonda 4MC-PB - 2 Localización PUNTA DE SOMBEO

SÍMBOLO MUESTRA PROFUNDIDAD W (%) e_0 S (%) ρ (kg/cm³) β (kg/cm²) D_u (kg/cm²)

○ — ○ 26 13.3 — 13.5 2.116 1.4 — 1.8

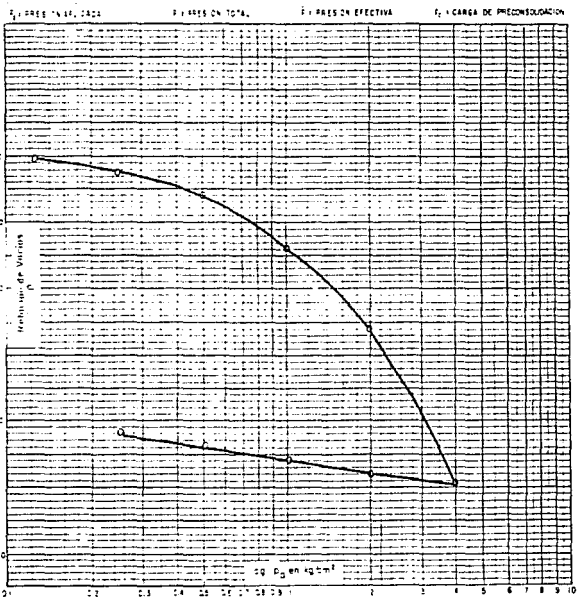


FIGURA N° 2.20

Laboratorio de Mecánica de Suelos
PRUEBA DE CONSOLIDACION

Obra Nº 60 CHAPALA-GUAD Sondeo 4 MC - PR - 2 Localización PLANTA DE BOMBEO

SIMBOLO MUESTRA PROFUNDIDAD (m) w (%) e_0 S_r (%) p (kg/cm²) δ (kg/cm²) p_c (kg/cm²)
 O — 0 35 175 — 1765 2 832 1 60

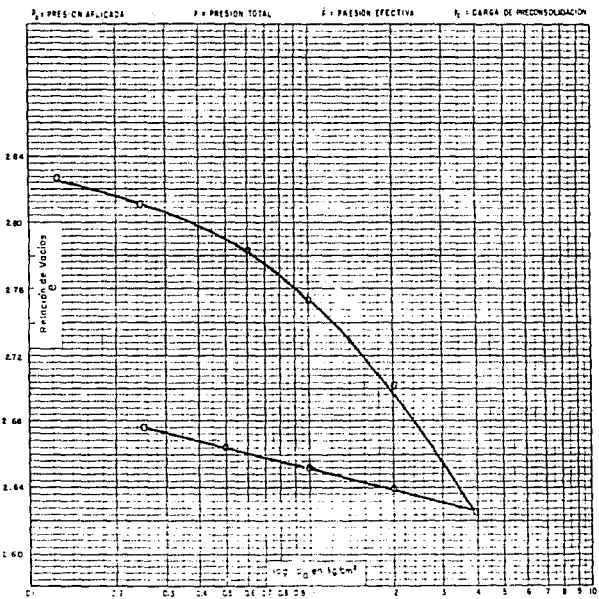


FIGURA Nº 2.21

Laboratorio de Mecánica de Suelos
PRUEBA DE CONSOLIDACION

Obra N° AT-0876-A-0147 Sondeo 23 MC - PB-5-2 Localización PLANTA DE BOMBEO

SIMBOLO MUESTRA PROFUNDIDAD (m) w (%) e_c Sr (%) ρ (kg/cm³) δ (kg/cm²) P_c (kg/cm²)
 0 — e 24 15.02 — 15.10 2.328 1.90 — 2.10

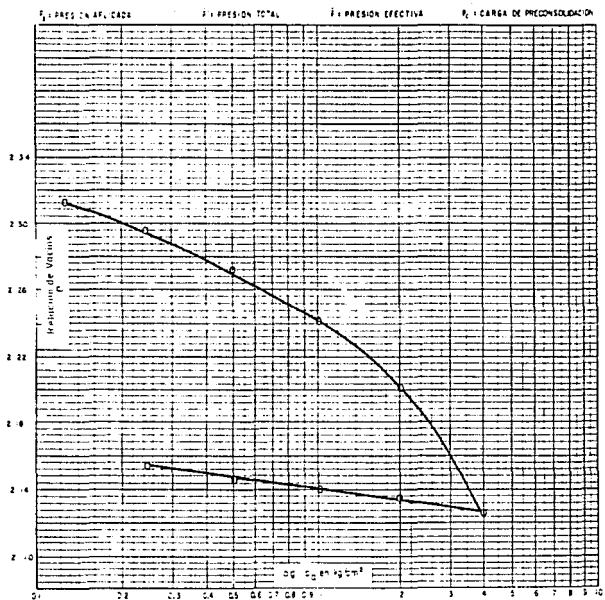


FIGURA N° 2 22

laboratorio de Mecanica de Suelos
PRUEBA DE CONSOLIDACION

Obra N^o de CHAPALA-92B Sondac 23 M²- PB-5-2 Localización PLANTA DE BOMBEO

SIMBOLO MUESTRA PROFUNDIDAD ω (%) e_c S_r (%) ρ (kg/cm³) δ (kg/cm³) p_c (kg/cm²)
 0-0 34 21.66-21.75 3.114 1.70-2.00

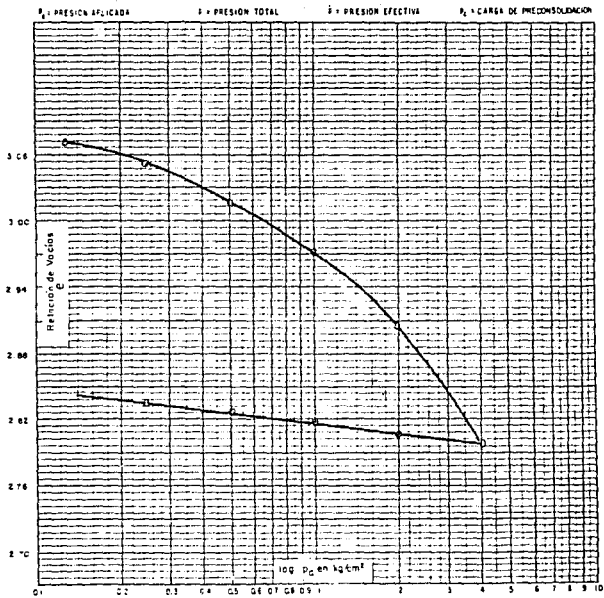


FIGURA N^o 2.23

Laboratorio de Mecánica de Suelos
PRUEBA DE CONSOLIDACION

Obra N° 10 ONPA, A-RHC Sondeo 23 MP - PB - 5 - 2 Localización PLANTA DE EDIFICIO

SIMBOLO MUESTRA PROFUNDIDAD (m) w (%) e_c S_r (%) p (kg/cm²) β (kg/cm²) ρ_c (kg/cm³)
 0 — 0 47 29.60 — 29.70 2.024 17 — 1.9

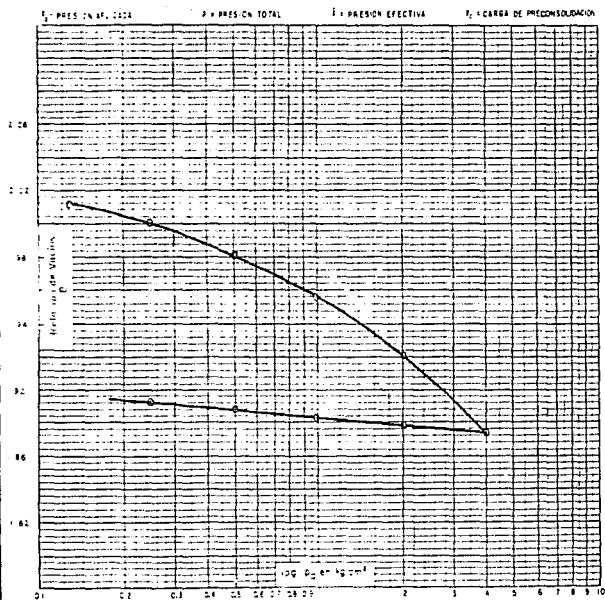


FIGURA N° 2.24

Laboratorio de Mecánica de Suelos
PRUEBA DE CONSOLIDACION

Obra N° CC CHAPA-A-QUAD Sondeo 24 MC - PB - 5 - 3 Localización PLANTA DE BOMBEO

SÍMBOLO MUESTRA PROFUNDIDAD (m) w (%) e_0 S_r (%) ρ (kg/cm³) β (kg/cm²) p_c (kg/cm²)
 0 — 0 24 15 05 — 15 15 1 26 1 1 6 — 18

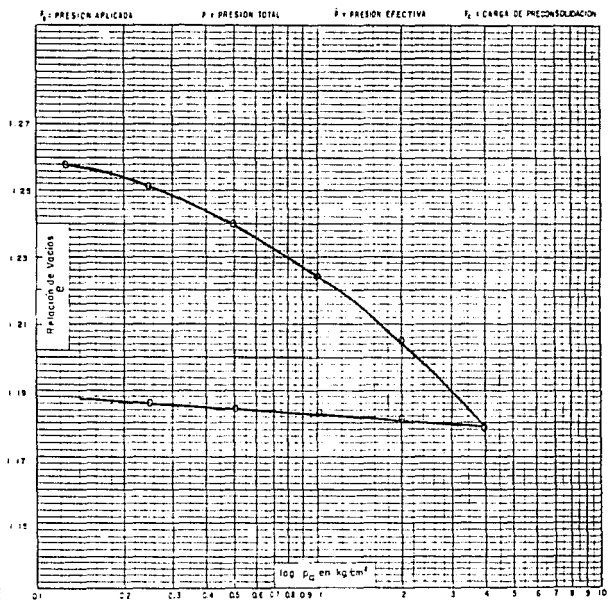
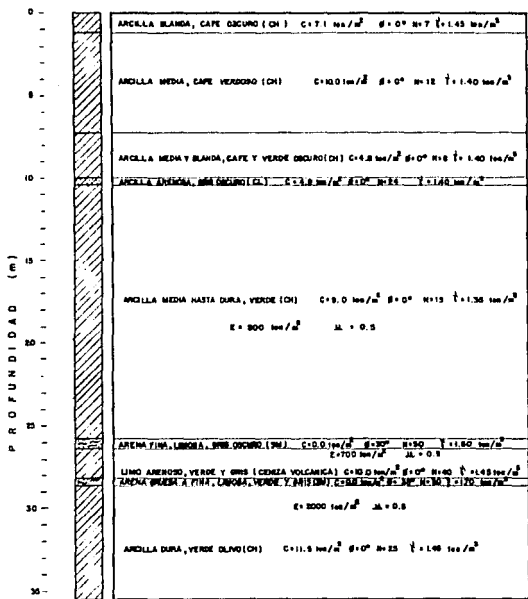


FIGURA N° 2.25



**ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DE LOS MATERIALES
CONSIDERADOS PARA LOS ANALISIS GEOTECNICOS.**

S U B - I N D I C E

CAPITULO III

3. ELECCION Y ANALISIS DE LA CIMENTACION

3.1 Elección de la Cimentación

3.2 Análisis y Diseño

3.3 Excavación

3.4 Muros de Retención

3.1 ELECCION DE LA CIMENTACION

La estructura en estudio es una Planta de Bombeo que estará constituida por un cárcamo, formando parte de dicha planta una caseta de protección para las bombas y en cuyos muros deberá tenerse las ménsulas para el paso de una grúa viajera.

Las condiciones del subsuelo en forma general, de acuerdo con la descripción estratigráfica hecha en el capítulo anterior son: El material detectado en el sitio de proyecto es arcilloso con una compresibilidad general relativamente uniforme. La arcilla detectada en este si tio se encuentra en estado preconsolidado.

Su puede observar en la fig. 1.2 que el Canal de lla mada tiene su plantilla a la elevación 1514.0 m y de la Planta de Bombeo partirán los ductos que llevarán el agua a presión; la magnitud de los movimientos totales de la estructura debidos a la compresibilidad de los materiales del subsuelo representan uno de los aspectos más importantes en la selección de la cimentación, ya que dichos movimientos podrían generar esfuerzos inadmisibles y aún el colapso de las juntas que parten de la planta.

Por otra parte, aún cuando las cargas que provoca la estructura son de cierta consideración, la descarga neta será bastante menor debido a la excavación que se hará

para alojar el cárcamo de la planta.

Todas estas condiciones y desde luego no olvidando que toda obra de Ingeniería tiene como meta la economía, seguridad y funcionalidad de la misma, podemos considerar de una forma bastante clara, que la cimentación más apropiada es la de una losa, que funcionará como losa de fondo del cárcamo de la Planta de Bombeo.

3.2 ANALISIS Y DISEÑO

3.2.1 Acciones

Las acciones a considerar en el análisis de la cimentación serán las siguientes:

- a) Combinación de cargas permanentes y de cargas vivas con intensidad máxima, que tendrá un valor de 43.5 Ton/m^2 . Estas cargas incluyen el peso de la cimentación, estando afectadas por un factor de cargas de 1.4, y se consideraran en el análisis del estado límite de falta en condiciones estáticas.
- b) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad instantánea, con un valor de 32 Ton/m y un momento de volteo equivalente a una excentricidad de 1.90 m de la carga vertical en la dirección corta de la losa de cimentación.
- c) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad media, con un valor de 28 Ton/m^2 , se emplearan en el análisis del estado límite de servicios, por consolidación de los depósitos arcillosos.

3.2.2 Estados límite de falla

En condiciones estáticas se deberá cumplir la desi-

gualdad siguiente:

$$\Sigma QF_c \leq R$$

donde

QF_c suma las acciones verticales en cuenta en la combinación considerada, afectada de sus correspondientes factores de carga.

R capacidad de carga de la cimentación al nivel de desplante de la losa de cimentación.

La estratigrafía considerada para realizar los análisis se presenta en la fig. 2.26.

Para el análisis de la capacidad de carga del suelo en contacto con la losa de cimentación se utilizó la siguiente ecuación:

$$C_L = cN_{CS} A_L F_R + P_V A_L$$

c cohesión en base a un promedio pesado del material en la zona de falla igual a 10.2 Ton/m²

A_L área de la losa, igual a 19.50 x 53.50=1,043.25m²

N_{CS} coeficiente de capacidad de carga igual a 5.6

F_R factor de resistencia igual a 0.7

P_V presión vertical actuante a la profundidad de desplante por peso propio del suelo igual a

$$D_f = 1.20 \times 1.45 + 6.10 \times 1.40 + 2.70 \times 1.40 + 0.40 + 1.40 + 5.1 \times 1.35 = 21.51 \text{ Ton/m}^2$$

$$C_\ell = (10.2 \times 5.6 \times 1,043.25 \times 0.7) + 21.51 + 1,043.25$$

$$C = 64,154 \text{ Ton.}$$

La desigualdad queda

$$45,381 \leq 64,154$$

que se cumple

En condiciones dinámicas o de sismo (cargas permanentes y cargas vivas con intensidad instantánea) tomando en cuenta que el momento de volteo equivalente a una excentricidad de 1.90 m, para esta revisión se considerará un área reducida de la losa de cimentación con ancho de $19.5 - 1.9 \times 2 = 15.70 \text{ m.}$, por lo que:

$$C_\ell = 10.2 \times 5.5 \times 839.95 \times 0.7 + 21.51 \times 839.95$$

$$C_\ell = 51,052 \text{ Ton.}$$

y la desigualdad $\Sigma QF_c \leq R$ queda

$$33,384 \leq 51,052$$

La cimentación propuesta es estable

Se analizará el mecanismo de falla por flotación.
La revisión se efectúa verificando la desigualdad siguiente:

$$\Sigma \frac{Q}{A} F_c > H$$

donde:

$\Sigma \frac{Q}{A}$ combinación de las acciones permanentes y variables con valor mínimo probable. Se considerará que el valor mínimo probable de las cargas variables es nulo. El valor de la suma de las acciones para esta combinación será de 20 Ton/m.²

F_c factor de carga igual a 0.9

H altura máxima estimada del nivel freático, medida a partir del nivel de desplante, igual a

$$15.5 - 1.5 = 14.0 \text{ m}$$

peso volumetrico del agua igual a 1 Ton/m³

$$20 \times 0.9 > 14 \times 1$$

$$18 > 14$$

la desigualdad se cumple.

3.2.3 Estados límites de servicio

En este inciso se realiza una evaluación de los asentamientos que se producirán por el efecto de la cimentación que se construya para la Planta de Bombeo del Acueducto Lago de Chapala-Guadalajara.

Los análisis realizados primeramente fueron para determinar la magnitud de los movimientos elásticos que podrían presentarse y posteriormente se revisaron los asentamientos por consolidación. En este último caso se consideraron la combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad media (28 ton/m^2) y la descarga por excavación resultando un incremento neto de carga de:

$$28 - 21.5 = 6.5 \text{ ton/m}^2$$

Asentamientos inmediatos

Los asentamientos inmediatos se analizarán utilizando el criterio de Steinbrenner, según el criterio, el desplazamiento vertical bajo la esquina de un área rectangular uniformemente cargada, colocada en la superfi-

cie de una capa de espesor D , está dada por:

$$\Delta p_d = \frac{q \cdot B}{E} \left[(1 - \mu^2) F_1 + (1 - \mu - 2\mu^2) F_2 \right]$$

donde:

- Δp_d asentamiento en la esquina del área cargada (m)
 q carga uniformemente repartida en el área (ton/m²)
 B ancho del área cargada (m)
 E módulo de Young del estrato de espesor D (ton/m²)
 relación de Poisson (μ)
 F_1 y F_2 factores que dependen de las relaciones D/B y
 L/B
 D espesor del estrato (m)
 L longitud del área cargada (m)

Se aplicó el criterio anterior a la estratigrafía mostrada en la fig. 2.26. Los módulos de elasticidad fueron obtenidos de correlacionar las propiedades índices de los materiales de interés con los de otros semejantes en los que se han determinado los módulos elásticos por métodos geosísmicos, la relación de Poisson se consideró de 0.5.

Para un sistema de capas o estratos la expresión resulta:

$$\Delta p_d = \Delta p_{D_1} (\epsilon_1 \mu_1) + \Delta p_{D_2} (\epsilon_2 \mu_2) - \Delta p_{D_1} (\epsilon_2 \mu_2) + \dots$$

$$+ \Delta p_{D_N} (E_n - \mu_n) - \Delta p_{D_{N-1}} (E_n - \mu_n)$$

Se obtuvieron los asentamientos totales δ_i indicados en la fig. 3.1 que corresponden a una relación asentamiento claro máxima de 0.001 entre los puntos A y B, valor aceptable de acuerdo con las normas.

Estos movimientos son como resultado de la recuperación de la expansión por excavación supuesta realizada en su totalidad previamente a la construcción y del asentamiento bajo la carga ($43.5 - 21.5 = 22 \text{ ton/m}^2$).

Asentamientos diferidos.

La mayoría de los asentamientos por consolidación se producirán en los suelos arcillosos. Para calcularlos se utilizó la expresión propuesta en la teoría de la consolidación, según la cual:

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

En donde:

ΔH = asentamiento por consolidación

Δe = variación en la relación de vacíos bajo el incremento de carga, Δp inducido a la profundidad Z por la carga superficial.

H = espesor del estrato

e_0 = relación de vacíos inicial del estrato.

Las condiciones de compresibilidad de los materiales arcillosos incluidos en la estratigrafía de cálculo se determinarán a partir de las curvas de compresibilidad determinadas en los ensayos de consolidación unidimensional realizados sobre muestras de dichos materiales, previó análisis de la distribución de incrementos de esfuerzos en el medio, en la vertical que pasa por los puntos de interés A a D, los perfiles de incrementos de esfuerzos obtenidos bajo los puntos considerados se presentan en la fig. 3.2, en la misma figura se presenta el diagrama de presiones efectivas iniciales. Las curvas de compresibilidad a que se ha hecho mención se presentan en las figs. 2.19 a 2.25.

Los asentamientos por consolidación obtenidos ód son los indicados en la fig. 3.1, por lo cual la magnitud del asentamiento diferencial máximo sería del orden de 5.4cm, entre los puntos A y B.

De acuerdo a los ensayos de consolidación unidimensional realizados, el coeficiente de consolidación C_v , se encuentra en el rango de 0.16 a 5.1 cm^2/min ; estimado que el C_v tienen valor promedio de 1.56 cm^2/min y considerando además que los suelos arcillosos presentan un es

pesor de 35.0 m, tenemos que para alcanzar el 50% de con
solidación se requiere de 269 días. Lo anterior da idea
de que el proceso de consolidación se desarrolla muy len
tamente en estos suelos.

3.3 EXCAVACION

3.3.1 Estados límite de falla

En este inciso se revisa la estabilidad de la excavación que deberá realizarse para construir el cárcamo de la Planta de Bombeo, para fines de análisis se ha considerado que la excavación será de tipo temporal y que tendrá una profundidad de 15.5 m, así mismo se ha considerado que dicha excavación tendrá en su base un ancho del orden de 19.50 m y una longitud de 53.50 m.

Puesto que superficialmente y dentro del orden de profundidad que se ha manejado con anterioridad, en el cual podría construirse la losa de fondo del cárcamo de bombeo, predominan materiales arcillosos, que se han supuesto puramente cohesivos, puede aplicarse el criterio de análisis más simplista, según el cual la altura máxima que podría excavarse con taludes verticales queda determinada por la expresión:

$$H = \frac{4c}{\gamma}$$

En donde:

- H: profundidad máxima de la excavación
- C: resistencia no drenada a corto plazo de los materiales del subsuelo (cohesión)
- γ : peso volumétrico del material en las condi-

ciones en que se encuentre.

De acuerdo con lo anterior, y tomando en cuenta los parámetros que definen la resistencia al corte, a corto plazo, de los materiales, las cuales se presentan en la estratigrafía general fig. 2.26, la altura máxima del talud vertical estable sería de 13.71 m. Si consideramos que el factor de seguridad contra déslizamiento en los materiales arcillosos que se encuentran en el sitio, puede obtenerse mediante la expresión:

$$F.S. = \frac{H_{max}}{H_{exc}}$$

Tenemos que el factor de seguridad contra deslizamiento para el sitio en estudio sería de 0.88.

Por lo tanto tomando en cuenta los resultados se procedió a analizar la excavación con taludes de inclinación.

Estabilidad de los taludes de la excavación.

La estabilidad de los taludes de la excavación para alojar la losa del cárcamo de la Planta de Bombeo fué analizada calculando los factores de seguridad correspondientes a posibles superficies cilíndricas de falla. En la fig. 3.3 se muestran 2 de los círculos analizados y

se tabulan sus factores de seguridad. Los cálculos mostrados corresponden a valores mínimos entre los muchos analizados dentro del dominio de centros indicado en la misma fig.

Para calcular el factor de seguridad contra falla de los taludes de la excavación se recurrió a uno de los procedimientos de equilibrio límite, en este caso se utilizó el procedimiento debido a Fellenius, implementado en un programa de computadora que utiliza el método de cálculo denominado dovelas diferenciales.

Para el análisis se consideraron exclusivamente condiciones de resistencia a corto plazo de los materiales del subsuelo y para hacerlo más crítico se supuso la eventual acción de un sismo; la aceleración máxima del sismo utilizada en el análisis fué de 0.150 g.

Se consideraron también las fuerzas hidrodinámicas originadas por el flujo del agua hacia la excavación. Para hacer está última consideración se dibujó una red de flujo y se proporcionaron a la computadora las presiones de poro en una malla de puntos dentro del dominio de análisis. Lo anterior implica que el flujo se encuentra establecido, lo cual llevará un tiempo considerable, mayor probablemente al período que la excavación permanecerá abierta. Por esta razón es probable que las fuerzas hidrodinámicas involucradas en el análisis se encuentren

del lado conservador.

Los resultados del análisis realizado se presentan en la fig. 3.3, se puede observar que los factores de seguridad obtenidos resultan superiores a 1,5, por lo cual puede decirse que la excavación puede realizarse con taludes de 1.0 a 1.0, sin que se produzca la falla de los mismos.

3.3.2 Estados límite de servicio

Las expansiones inmediatas prácticamente coinciden con los asentamientos inmediatos calculados anteriormente y presentados en la fig. 3.1.

3.4 MUROS DE RETENCION

El cárcamo de la Planta de Bombeo incluye la construcción de muros verticales de considerable altura, los cuales deberán resistir el empuje horizontal del relleno que se coloque tras ellos. La magnitud del empuje total que actúe contra el muro dependerá en gran medida del tipo de relleno que se coloque; para este análisis se consideró que el material de relleno, será el mismo material arcilloso producto de la excavación, asignandosele un peso volumétrico promedio de 1.40 ton/m^3 .

Se consideró que la parte superior del muro quedará a la elevación de 1526.5 m y la parte inferior a la elevación 1510.2 m; lo anterior implica una altura total del muro de 16.3 m.

Para determinar la magnitud del empuje horizontal se supuso una condición de empuje a largo plazo, es decir el estado en reposo del suelo, que se supone es la condición que alcanzará el material de relleno con el transcurso del tiempo. El coeficiente de empuje horizontal de suelos, K_0 , se supuso igual a 0.5, y se considerarán los siguientes efectos:

La presión hidrostática que ejerce el agua, expresada como el producto de su peso volumétrico por la profundidad afectada del muro, a partir del nivel de agua freática

ticas.

El empuje de la masa de suelo en condición de reposo, considerado como el producto acumulado de su peso volumétrico total para profundidades sobre el nivel freático y bajo éste el peso volumétrico sumergido, por los espesores en que estos se pueden considerar del mismo valor, afectado por el coeficiente de presión de tierras en reposo.

La acción de una sobrecarga uniformemente repartida (1.5 ton/m^2) en la superficie del terreno natural en un área rectangular, contigua al muro, obteniéndose los esfuerzos inducidos bajo un punto en la parte media lateral de la longitud de la carga considerada, afectados por el coeficiente de empuje de suelos en reposo.

Una vez calculados los valores de los efectos, se superponen y se obtiene la envolvente de empuje horizontal.

De acuerdo al criterio anteriormente expuesto, tenemos:

Profundidad (m)	Empuje del suelo (ton/m^2)	Empuje del agua (ton/m^2)	Empuje de la sobrecarga (ton/m^2)	Empuje total (ton/m^2)
0.0- 2.3	1.61	- - -	0.373	1,983
2.3- 7.3	2.61	5.0	0.364	7.974
7.3-10.0	3.15	7.7	0.351	11.204
10.0-14.0	3.95	11.7	0.330	15.980
14.0-16.3	4.41	14.0	0.310	18.720

Los resultados se presentan en forma gráfica en la fig. 3.4

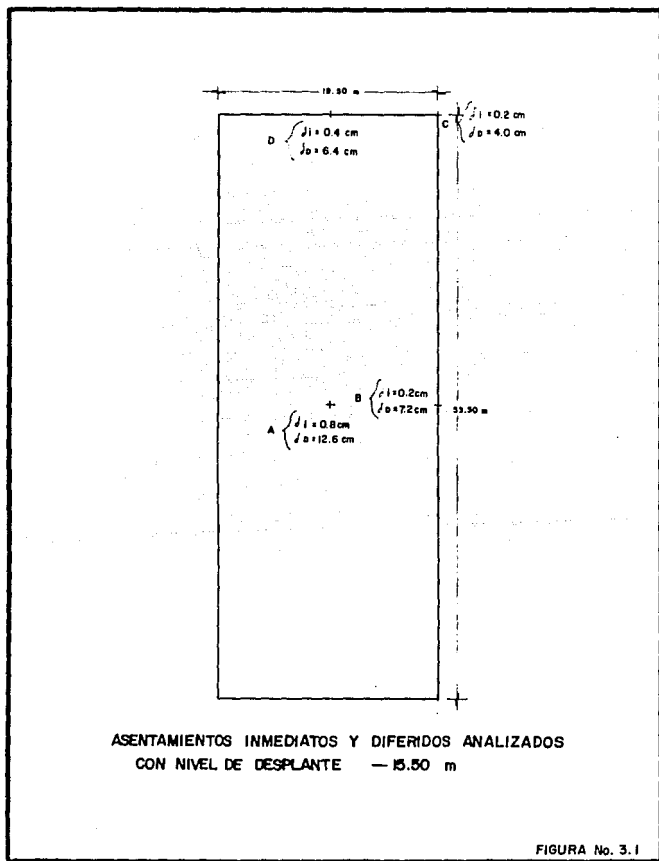
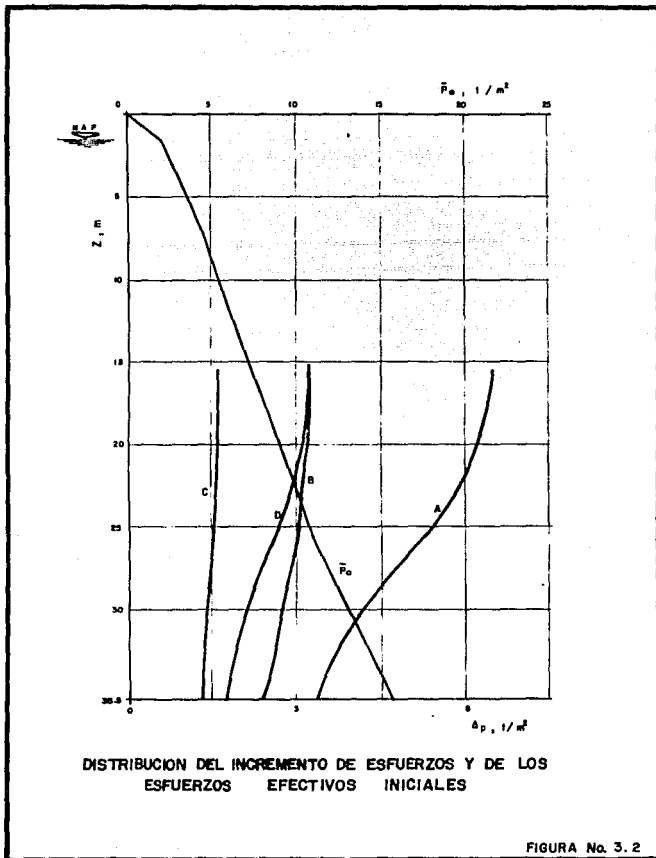
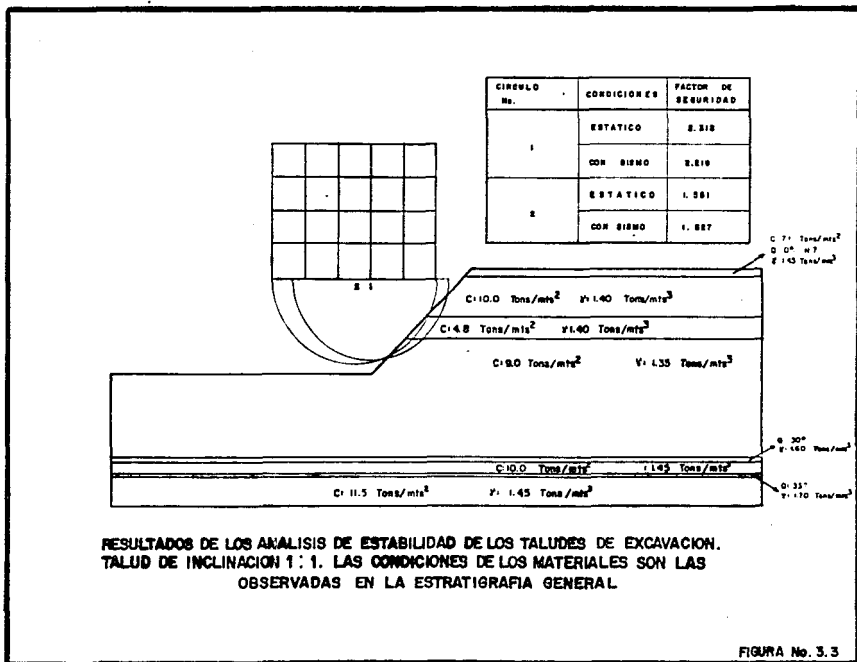
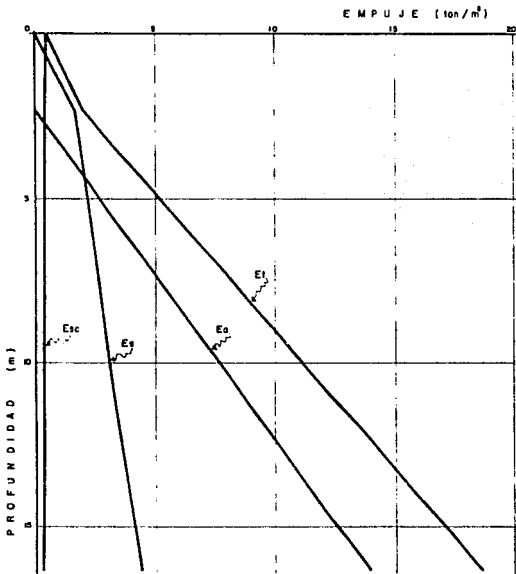


FIGURA No. 3.1







E_s = Empuje debido al suelo
 E_t = Empuje total

E_a = Empuje debido al agua.
 E_{sc} = Empuje debido a la sobrecarga

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS ACTUANTES EN LOS MUROS

FIGURA No. 3.4

S U B - I N D I C E

CAPITULO IV

4. ANALISIS DE PROBLEMAS CONSTRUCTIVOS

4.1 Excavación

4.2 Drenaje Necesario

4.3 Muros de Retención

4. ANALISIS DE PROBLEMAS CONSTRUCTIVOS

4.1 EXCAVACION

La excavación que deberá realizarse para alojar el cárcamo de la Planta de Bombeo, será de tipo temporal y tendrá una profundidad aproximada de 15.5 m y dimensiones de 19.5 por 53.5 m.

Para la profundidad de desplante que se ha mencionado, la excavación y la construcción de la subestructura podrá efectuarse en una sola etapa.

La excavación se hará dejando un talud de uno horizontal por uno vertical en el perímetro fuera del área de cimentación, se recomienda que además de darle a los taludes de la excavación una inclinación de 1:1, se construyan banquetas intermedias de 3.0 m de ancho, de tal manera que los taludes expuestos que se construyan tengan alturas no mayores de 8.0 m, se estima que esta recomendación no únicamente mejorará la estabilidad general de los taludes de la excavación, sino que contribuirá también a facilitar las labores de construcción. El espacio excavado fuera de los muros se rellenará con material compactado en forma adecuada.

Para evitar alteraciones del terreno la excavación no deberá permanecer abierta más del tiempo requerido en

el programa constructivo; deberá tenerse presente que para realizar los análisis de estabilidad de taludes de la excavación se ha considerado que dichos taludes serán de tipo temporal y si estos permanecen expuestos por períodos de tiempo prolongados, se provocará la erosión y la intemperización del material expuesto, con lo cual se pierde la pendiente que originalmente se había asignado al talud y además se pierde la resistencia al corte de los materiales; si la obra se suspendiera se le deberá dar una protección adecuada a los taludes ya sea mediante un mortero de cemento, lanzado neumáticamente hacia la cara del talud, o bien mediante un concreto pobre, también lanzado hacia la cara del talud.

4.2 DRENAJE NECESARIO

Durante la etapa de construcción de la cimentación de la Planta de Bombeo, deberá realizarse un abatimiento del nivel de aguas freáticas, el cual se encontró en profundidad promedio de 1.50 m. Puesto que la excavación tendrá una profundidad del orden de 15.5 m el abatimiento del NAF. (nivel de aguas freáticas) será de 14 m.

Para estimar la magnitud de dicho gasto es necesario conocer el coeficiente de permeabilidad de los suelos arcillosos del sitio del proyecto, el cual fué determinado por medio de los ensayos de consolidación. Ya que las variaciones de permeabilidad no cambian considerablemente en cada uno de los estratos considerados es posible tomar un valor promedio de K y es viable generar una red de flujo a través de los diferentes estratos.

Para calcular el gasto que fluirá hacia la excavación se hicieron las siguientes consideraciones:

- a) Se supuso que la excavación se realizará en un suelo con una permeabilidad promedio K de 8.38×10^{-5} cm/seg.
- b) La excavación a realizar será de forma rectangular de 19.5 x 53.5 m, con un área aproximada de 1043 m².

- c) El gasto total se calculó por medio del método de la Red de Flujo, el cual se basa en la afirmación que la solución de la ecuación de Laplace para flujo de agua bidimensional, está resuelta por dos familias de curvas que se intersectan con ángulos de 90° , formando un arreglo ortogonal entre sí, que son las líneas de flujo y las líneas equipotenciales, este procedimiento gráfico muy utilizado en la actualidad en problemas que involucren el flujo de agua en suelos, fue desarrollado por Ph. Forchheimer. En la figura 4.1 se presenta el diagrama de la red de flujo generada para la zona en estudio.
- d) Para calcular el gasto total en la zona en estudio se empleó la fórmula siguiente:

$$Q = KHL \frac{NF}{Ne}$$

donde:

Q = gasto total, en m /seg.

K = coeficiente de permeabilidad en suelos, en m/seg.

H = carga hidráulica total perdida en la zo

na de flujo, en m

L = longitud de la zona en estudio, en m

Nf = número de canales de flujo

Ne = número de caídas equipotenciales.

Utilizando las consideraciones anteriores se obtuvo que el gasto probable será de 1,14 lts/seg.

Considerando las dimensiones de la excavación se estima que este gasto es perfectamente manejable si se construyen trincheras ó canales que drenen el agua hacia un cárcamo central desde el cual se podría extraer mediante un bombeo que tal vez sería intermitente.

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

4.3 MUROS DE RETENCION

El relleno compactado en la espalda de los muros de retención, se hará con material de baja compresibilidad, como es el caso de una arena limosa o un limo arenoso, no deberá contener material arcilloso, para no tener empujes importantes, sobre los muros de retención. Este material deberá ser compactado a un 90% del peso volumétrico seco máximo obtenido en prueba Próctor estándar.

En el análisis efectuado en el capítulo anterior se observa que el empuje hidrostático es muy significativo en el empuje total hacia los muros; por lo que se recomienda colocar un material granular, con las características de un filtro, entre el muro y el material de relleno, en un espesor mínimo de 0.50 m, el cual deberá tener pendiente en su base hacia un cárcamo central, de tal manera que al vaciar el cárcamo de la Planta de Bombeo se pueda bombear el agua del cárcamo que recolecte el agua del filtro exterior, evitando así que el agua actúe contra el muro del cárcamo de la planta por el exterior, aumentando así el factor de seguridad contra deslizamiento durante la vida útil del cárcamo, durante los períodos en que se vacíe esta estructura para darle mantenimiento.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

A continuación se presentan las conclusiones y recomendaciones derivadas del estudio realizado en los capítulos anteriores.

Tratando de definir de manera precisa las características de los materiales del subsuelo en el sitio en donde se construirá la Planta de Bombeo del Acueducto Lago de Chapala-Guadalajara, se ejecutó un programa de exploración geotécnica de detalle. Este programa consto de la ejecución de 4 sondeos de exploración geotécnica e implicaron un total de 115.0 m de perforación.

Los 4 sondeos ejecutados indican una estratigrafía relativamente uniforme, es decir existe en todo el lugar y hasta la máxima profundidad explorada una formación arcillosa que superficialmente presenta colores café obscuro a café verdoso y cambia paulatinamente a gris oscuro para finalmente, en la parte mas profunda de los sondeos, presentarse en colores verde olivo a verde oscuro; esta arcilla tiene superficialmente consistencia inicial blanda y en el resto del sondeo presenta consistencia inicial media a firme, ocasionalmente dura, es altamente plástica y pegajosa, difícilmente remoldeable, con valores de N variables entre 5 y 15 hasta 25.0 m de profundidad a

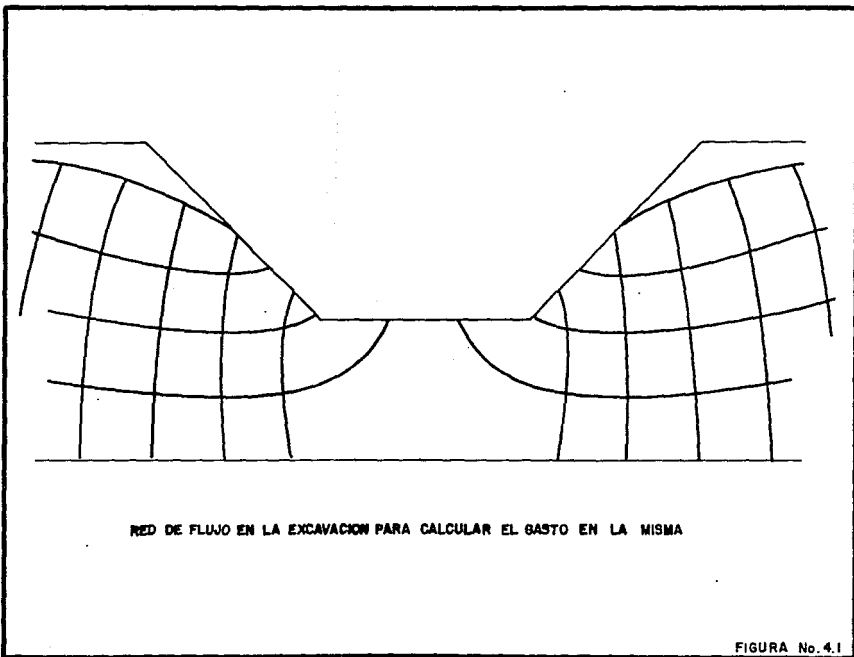
partir de donde sube a 20 golpes en promedio; en el sondeo 24 MC se detectó una ligera tendencia a incrementarse el valor de N en relación con los sondeos restantes.

La arcilla presenta valores de w de 100% en promedio, con L_w de 175 y P_w de 40% lo anterior clasifica a esta arcilla como CH conforme al SUCS e indica además que se trata de un material preconsolidado.

Tratándose de una arcilla de origen lacustre presenta una alta relación de vacíos, del orden de 2.5, con comportamiento elastoplástico casi perfecto, y una presión de preconsolidación del orden de 16 ton/m².

Prácticamente todos los sondeos presentan detalles estratigráficos menores, constituidos sobre todo por delgadas lentes arenosas y limo arenosos, que no parecen tener continuidad.

Se revisó la capacidad de carga, para el caso de una losa de cimentación, desplantada a 15.5 m de profundidad, la cual resultó ser de 44 ton/m², considerandose un factor de seguridad de 3. También se revisó la falla por flotación resultando este con un factor de seguridad de 1.28, para el caso en que el cárcamo de la Planta de Bombeo se encuentre vacío. Se calcularon no solo los asentamientos por consolidación sino también los asentamientos



la excavación pueden tener pendiente de 1:1.

Para ejecutar estos análisis se consideró la acción de un sismo, cuya aceleración máxima resultó de 0.150 g así como las fuerzas originadas por el flujo de agua hacia la excavación, todas estas consideraciones hacen muy conservador los cálculos efectuados.

El empuje total calculado contra los muros verticales del cárcamo resultó de 18.72 ton/m² y la distribución de presiones que se presentaría es la que se muestra esquemáticamente en la fig. 3.4.

Se recomienda colocar un filtro tras las paredes verticales del cárcamo, de 0.50 m de espesor mínimo, que tenga pendiente hacia un depósito central para que, cuando el cárcamo se vacíe para darle mantenimiento, se pueda bombear también el agua del depósito central exterior, evitando de esta manera que el empuje hidrostático actúe en el exterior del muro.

El gasto probable que fluirá hacia la excavación, se calculó por medio del método de la red de flujo, el cual resultó de 1.14 lts/seg.

Se estima que este gasto es perfectamente controlable si se construyen trincheras o canales y se drena el agua hasta un cárcamo central de donde podría sacarse

tal vez con bombeo intermitente.

Se estima que para la losa de cimentación no se tendrá problemas en cuanto a capacidad de carga, aunque el asentamiento calculado podría ser excesivo para las juntas con las tuberías que parten de la Planta de Bombeo. En tal caso no se recomienda reducir la compresibilidad de los suelos mediante un tratamiento a base de precarga, ya que el coeficiente de consolidación indica que este proceso ocurre muy lentamente por ejemplo, para alcanzar el 50% de consolidación, se requiere de un período de 269 días, el cual se estima excesivo. Es probable que la consolidación pueda acelerarse si se introducen drenes verticales prefabricados como los que últimamente han aparecido en el mercado y que aparentemente funcionan con eficiencia.

Para fines de análisis se consideró que el relleno que se colocará tras los muros verticales del cárcamo será del mismo material producto de la excavación, lo anterior resulta factible aunque se recomienda que el relleno se haga con material areno limoso o un limo arenoso, materiales de baja compresibilidad, para no tener empujes importantes, tenderlo en capas compactándolo hasta alcanzar el 90% de su peso volumétrico seco máximo, determinado con una prueba Próctor Estándar.

Entre este relleno y el muro vertical del cárcamo deberá colocarse un material que reúna las características de un filtro, con un espesor no menor de 0.50 m.

Se hace mención que en los análisis se ha considerado que la excavación para el cárcamo de Bombeo será provisional, por lo cual deberá evitarse que se deje abierta por tiempos prolongados o bien que se suceda así, se protejan los taludes, mediante mortero o concreto pobre, lanzado neumáticamente.

Se recomienda observar el comportamiento de la Planta de Bombeo y de su cimentación, tanto durante la etapa de construcción como durante el funcionamiento de la misma, mediante una instrumentación geotécnica adecuada. Esta instrumentación podría estar constituida principalmente por testigos para la observación de asentamientos y desplazamientos, y por inclinómetros para observar los movimientos de las paredes verticales del cárcamo.

Finalmente se recomienda diferir en todo lo posible la conexión de las tuberías a la Planta de Bombeo a fin de permitir la generación de asentamientos y que los que se presenten posteriormente, durante la operación de la planta sean minimizados.

BIBLIOGRAFIA

- BOWLES, J.E.; Foundation Analysis and Design, 2a. edición, México, editorial Mc. Graw-Hill, 1977, New York. pp. 750.
- CRESPO VILLALAZ, Carlos; Mecánica de Suelos y Cimentaciones; 1a. edición, México, editorial Limusa, 1979, pp. 571.
- DUNHAM CLARENCE, W; Foundations of Structures; second edition; México, editorial Novaro-México, S.A., 1965, pp. 722.
- GEOMARINA, S.A., Estudio Geotecnico de las Alternativas para la Cimentación de la Planta de Bombeo del Acueducto Lago de Chapala-Guadalajara, Jal., México, 1984, pp. 39.
- GORDON A. FLETCHER, P.E.; Vernon A. Smpots, P.E.; Estudios de Suelos y Cimentaciones en la Industria de la Construcción, Traducción Hortencia Corona Rodriguez, 1a. edición, México, editorial Limusa, 1978, pp. 474.
- GOBIERNO DEL EDO. DE JALISCO, Ecoplán del Estado de Jalisco, México, enero 1980, pp. 195.
- JUAREZ BADILLO, E., RICO RODRIGUEZ A.; Mecánica de Suelos, Tomo I; 3a. edición, México, editorial Limusa, 1976, pp. 642.
- JUAREZ BADILLO, E., RICO RODRIGUEZ A.; Mecánica de Suelos, Tomo II, 2a. edición, México, 1980, pp. 703.
- JUAREZ BADILLO E., RICO RODRIGUEZ, A.; Mecánica de Suelos, Tomo III, 1a. edición, México, editorial Limusa, 1982, pp. 484.
- LITTLE, A.L.; Cimentaciones, traducción Guillermo Cortés García de León, 1a. edición, México, Compañía editorial Continental, S.A., 1965, pp. 385.

PETROLEOS MEXICANOS; Especificaciones Generales para Proyectos de Obras, 1a. edición, México, editorial Petróleos Mexicanos, 1976, pp. 238.

RICO A. y DEL CASTILLO H.; La Ingeniería de Suelos, 1a. edición, México, editorial Limusa, 1982, Vol. I, pp. 235-402.

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS; Manual de Mecánica de Suelos, 5a. edición, México, editorial Secretaría de Recursos Hidráulicos, 1970, pp. 447.

SOCIEDAD MEXICANA DE MECANICA DE SUELOS, A.C.; XI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, 1a. edición, México, editorial Consultoria Técnica, S.C. Publicas, 1982, Vol. I, pp. 363.

SOCIEDAD MEXICANA DE MECANICA DE SUELOS, A.C.; VIII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, 1a. edición, México, editorial SMMS, A.C., 1976, Vol. I y II, pp. 482-265.

SOWERS, George B.; Sowers, George F; Mecánica de Suelos y Cimentaciones, traducción José Menendez Menendez, 1a. edición, México, editorial Limusa-Wiley, S.A., 1972, pp. 677.

TERZAGHI, KARL and PECK, R.B.; Soil Mechanics in Engineering Practice, 2a. edición, New York, editorial John Wiley and sons, 1967, pp. 729.