



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

**FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES
ARAGÓN**

**ANÁLISIS GEOTÉCNICO PARA LA ESTACIÓN
DE SERVICIO UBICADA EN CENTRAL DE
CARGA ORIENTE, COLONIA ÁLVARO
OBREGÓN DELEGACIÓN IZTAPALAPA
MÉXICO DISTRITO FEDERAL.**

T E S I S

**QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
MARIA TERESA TAPIA GARCIA**

**ASESOR:
ING. GABRIEL RUIZ GONZALEZ**

ESTADO DE MÉXICO. OCTUBRE DEL 2005

m. 349238



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

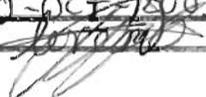
El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición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

A MIS PADRES Y HERMANOS
POR BRINDARME SU APOYO Y
CARIÑO EN TODO MOMENTO.

Autortzo a la Dirección General de Bibliotecas de la
UNAM a difundir en formato electrónico e impreso el
contenido de mi trabajo recepcional.

NOMBRE: María Teresa
López García

FECHA: 20-OCT-2003

SIRMA: 

Agradezco de manera especial al Ingeniero Gabriel Ruiz González por el apoyo recibido en la elaboración del presente trabajo.



INDICE

Pág.

<i>Introducción.</i>	1
I. ANTECEDENTES.	2
I.1 Objetivo	
I.2 Descripción del proyecto.	
I.2.1 Proyecto arquitectónico.	
I.3 Geología regional.	
II. EXPLORACIÓN Y ENSAYES DE LABORATORIO.	12
II.1 Exploración y muestreo del subsuelo.	
II.2 Pruebas de Laboratorio.	
II.3 Características estratigráficas y físicas del subsuelo.	
III. ELECCIÓN Y ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN.	43
III.1 Determinación del tipo de cimentación.	
III.2 Determinación de capacidad de carga	
III.3 Dimensionamiento de zapatas	
III.4 Revisión de los estados límite de falla.	
III.4.1 Estado Límite de Falla en condiciones Estáticas	
III.4.2 Estado Límite de Falla en condiciones Dinámicas	
III.5 Estado Límite de Servicio	
III.6 Procedimiento constructivo	
IV. CAJONES PARA LOS TANQUES DE ALMACENAMIENTO.	59
IV.1 Análisis de los cajones	
IV.1.1 Estado límite de falla	
IV.1.2 Estado límite de servicio	
IV.1.2.1 Expansiones Elásticas	
IV.1.2.2 Expansiones diferidas	
IV.2 Empujes sobre los muros perimetrales del cajón de cimentación.	
IV.2.1 Empuje del Suelo.	
IV.2.2 Empuje por Agua.	
IV.2.3 Empuje por Sobrecarga.	
IV.2.4 Empuje por sismo.	
IV.3 Elección del procedimiento constructivo.	
IV.3.1 Diseño de la Tablestaca.	
IV.3.2 Muro Berlín	
IV.3.3 Muro Milán	
IV.3.4 Estabilidad de taludes.	
IV.3.4.1 Falla de fondo.	
IV.4 Procedimiento Constructivo Definitivo.	



INDICE

Pág.

V. DISEÑO DE PAVIMENTOS RÍGIDOS.

91

V.1 Diseño de la losa.

V.2 Especificaciones para la construcción del pavimento rígido de concreto hidráulico.

V.3 Procedimiento constructivo.

Conclusiones y Recomendaciones.

110

Bibliografía.

114



INTRODUCCIÓN

La presente tesis se elaboró con la finalidad de aplicar los conceptos fundamentales de la mecánica de suelos, los cuales se utilizaron para el análisis de los esfuerzos que se prevé comunicará la estructura por medio de la cimentación al terreno; sin llegar a la falla en este último, al igual que se analizaron las deformaciones que se presentarán en el subsuelo al aplicar dicha carga, los asentamientos tanto en la etapa constructiva como a largo plazo; así como la estabilidad de una excavación profunda.

Las variables mencionadas se orientaran a una Estación de Servicio proyectada en la zona de Lago de la ciudad de México. Los depósitos lacustres, blandos altamente compresibles del antiguo lago así como la alta sismicidad, son características muy específicas del Valle de México, las cuales delimitan el problema que se presenta al intentar desplantar estructuras en éste.

Para lograr el objetivo planteado esta obra se dividió en cinco capítulos. En el primero se habla sobre el entorno físico de la obra proyectada como son geología, relieve; así como la descripción del proyecto. Los procedimientos para establecer la estratigrafía y las propiedades mecánicas del material encontrado son parte del capítulo 2. Toda esta información proporcionará los elementos para el diseño y la elección de la cimentación que ocuparan al capítulo 3 y 4,

En el capítulo 4 se analiza la estructura que conforma los cajones para los tanques de almacenamiento, su cimentación así como los empujes sobre los muros perimetrales de éstos, el tipo de procedimiento constructivo a elegir para la excavación; logrando con la elección la estabilidad de ésta y la economía, principio fundamental en la Ingeniería.

En el último capítulo se resume el diseño del pavimento rígido, al igual que se especifica el procedimiento constructivo de éste basado en las normas de la ASTM.

En la parte final se dan tanto las conclusiones concernientes a este trabajo como las recomendaciones para el procedimiento constructivo y compilación de resultados experimentales y de campo; en los cuales se basan los resultados obtenidos.



CAPITULO I ANTECEDENTES.

I.1 OBJETIVO.

El objetivo del presente trabajo es el establecer las recomendaciones para la construcción de la alternativa de cimentación que se juzgó más conveniente, tanto para la estructura donde se alojarán los servicios y la administración, la cual estará compuesta de dos niveles, así como para las cubiertas de los dispensarios y por último se plantean diversas alternativas para el procedimiento constructivo que deberá ser utilizado para los cajones en donde se alojarán los tanques de almacenamiento del combustible en la Estación de Servicio en proyecto.

Al igual que se proporcionará el procedimiento constructivo de las excavaciones para los cajones que alojarán los tanques de almacenamiento de combustible; así como las recomendaciones de cimentación. Basadas éstas últimas en los resultados de los diversos análisis de Mecánica de Suelos resultado del muestreo y exploración del subsuelo del predio de interés.

Se contempla en el presente informe la elaboración del diseño del pavimento de tipo rígido, él cual será diseñado para cubrir el área de circulación de vehículos; esto es en base a la carga máxima que circulará sobre él, tomando en cuenta las características de la subrasante así como los materiales que lo constituirán, haciendo uso de las pruebas realizadas.

I.2 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.

Se proyecta la construcción de una Estación de Servicio denominada CT-5185, de tipo urbano; la cual se define como un establecimiento destinado para la venta de gasolinas y diesel al público en general, así como la venta de aceites y otros servicios complementarios. Ésta se ubicará dentro de los terrenos de la inmobiliaria Terminal de Carga Oriente, S.A. de C.V.

El predio se ubica en Av. Transportistas Condominio Rojo Lts. J-1, J-2, J-3 y J-4, No. 15, Colonia Álvaro Obregón, Delegación Iztapalapa, México, D. F.



CAPITULO I ANTECEDENTES.

La gasolinera cubrirá un predio con las siguientes dimensiones: 73.99 m. al Poniente con la Terminal de Carga Oriente, 81.93 m al Norte, 62.67 m al Oriente con Avenida Guelatao, 69.53 m al sur con Avenida José Marrón. El terreno cuenta con una superficie total de 6,328 m².

En la Figuras 1.1 y 1.2 se muestra la localización geográfica de la zona donde se proyecta ubicar la obra y de manera más detallada el sitio de interés respectivamente.

La Estación de Servicio se ubicará en la Delegación Iztapalapa, la cual se encuentra situada en la región Oriente de la Ciudad de México, cuenta con una superficie aproximada de 117 kilómetros cuadrados, mismos que representan casi el 8% del territorio de la Capital de la República, y su altura sobre el nivel del mar es de 2100 m.

La jurisdicción tiene como rasgo característico, el que además de confluir con otras Delegaciones del Distrito Federal, incluye en sus límites a municipios pertenecientes al Estado de México, lo que obliga a que se de un constante flujo de vehículos y con esto la necesidad de abastecer a éstos de combustible; por lo que la Estación de Servicios CT-5185, proyectada contribuye a solventar esta necesidad.



CAPITULO I ANTECEDENTES.

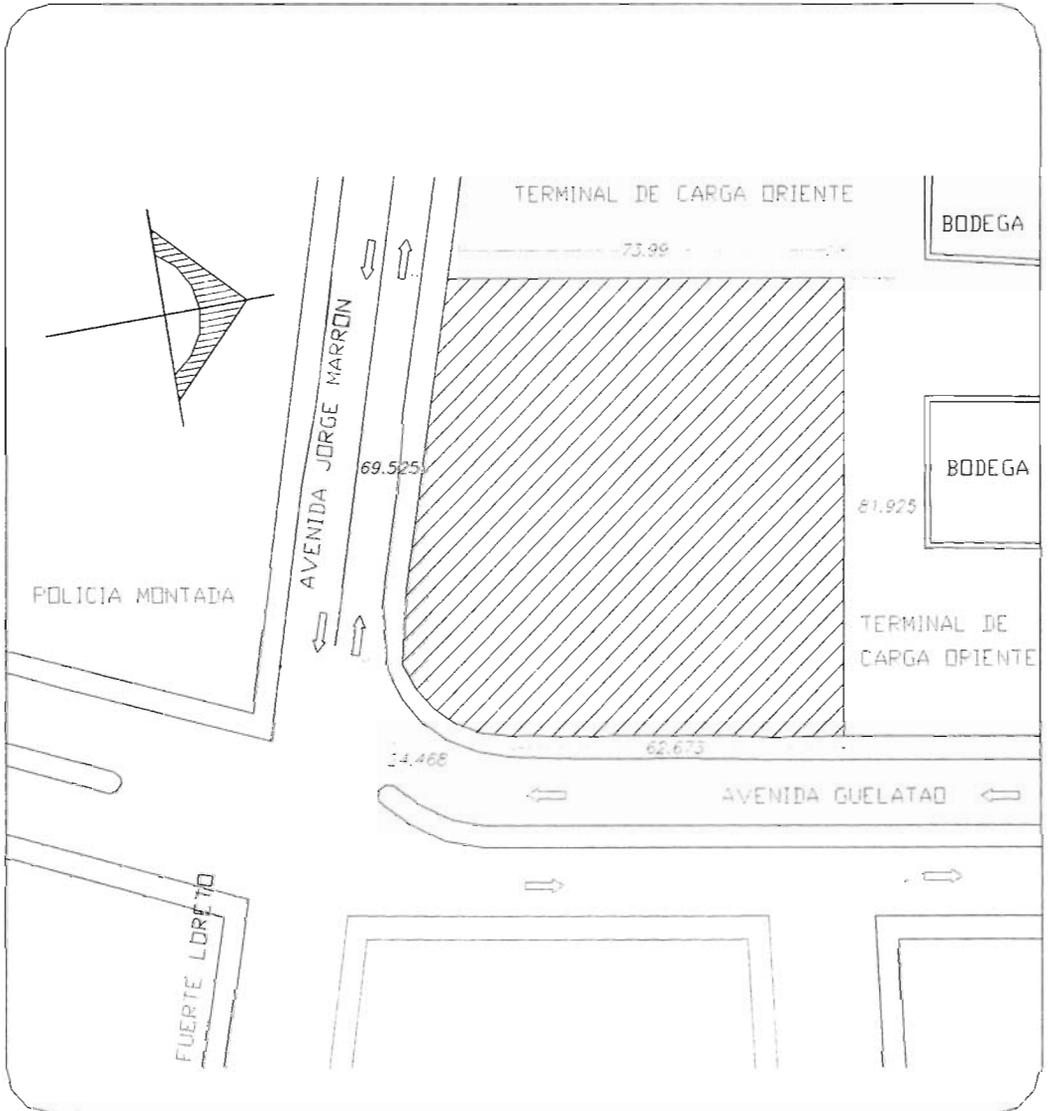


Fig. 1.2. Croquis de Localización.



I.2.1 Proyecto Arquitectónico.

El predio de interés tiene una superficie plana y sensiblemente horizontal en ambas direcciones, con un área aproximada de 6,328.00 m².

El proyecto arquitectónico contempla la construcción de ocho dispensarios, que constan de un equipo electro-mecánico con el cual se abastece de combustible al vehículo automotor; un tanque de almacenamiento tripartido de doble pared de 300,000 lts. (de los cuales 100,000 lts serán Magna, 100,000 lts serán Premium y 100,000 lts serán Diesel).

Se tiene prevista una estructura de un nivel que alojarán una bodega, un cuarto eléctrico y un cuarto de máquinas; con planes a futuro de incrementarse un nivel más. Finalmente se tendrá un estacionamiento vehicular de servicio y zonas verdes. Las áreas de los diferentes espacios se muestran en la Tabla 1.1.

**CUADRO DE ÁREAS.**

ÁREA DE CUBIERTA (DISPENSARIO M.)	278.40 m ²
ÁREA DE CUBIERTA A FUTURO (M. P)	163.20 m ²
ÁREA DE CUBIERTA (DISPENSARIO DIESEL)	182.25 m ²
TOTAL ZONA DE DESPACHO.	623.85 m ²
ÁREA DE TANQUES (ZONA DE ALMACENAMIENTO).	199.58 m ²
ÁREA DE OFICINAS Y SERVICIOS P. B.	223.53 m ²
ÁREA DE OFICINAS A FUTURO P. A.	232.35 m ²
ÁREA TOTAL DE OFICINAS Y SERVICIOS. 4	55.88 m ²
ÁREA ADMINISTRATIVA P. B.	32.78 m ²
ÁREA ADMINISTRATIVA A FUTURO P. A.	232.35 m ²
TOTAL ÁREA ADMINISTRATIVA.	265.13 m ²
CUARTO DE RESIDUOS PELIGROSOS.	4.51 m ²
TABLEROS Y PLANTA DE EMERGENCIA.	15.31 m ²
TABLEROS OFICINA.	6.60 m ²
CUARTO DE MÁQUINAS.	8.55 m ²
BODEGA DE LIMPIOS.	10.05 m ²
ÁREA VERDE 1	38.34 m ²
ÁREA VERDE 2	25.62 m ²
ÁREA VERDE 3	153.83 m ²
ÁREA VERDE 4	18.37 m ²
ÁREA VERDE 5	8.03 m ²
ÁREA VERDE 6	21.39 m ²
ÁREA VERDE 7	48.87 m ²
TOTAL ÁREA VERDE.	314.45 m ²
ÁREA DE ESTACIONAMIENTO.	211.00 m ²
ÁREA CONSTRUIDA.	1,099.55 m ²
ÁREA LIBRE SIN CONSTRUIR.	3,229.52 m ²
ESTACIÓN DE SERVICIO.	4,096.72 m ²
SUPERFICIE TOTAL DE TERRENO.	6,328.00 m ²

Tabla 1.1 Áreas de construcción.



CAPITULO I ANTECEDENTES.

En el cuadro de áreas (*Tabla 1.1*) se puede observar que se tienen proyecciones de construcciones a futuro; las cuales se deben tomar en cuenta en el diseño de cimentación; si se quiere hacer la mejor elección de ésta.

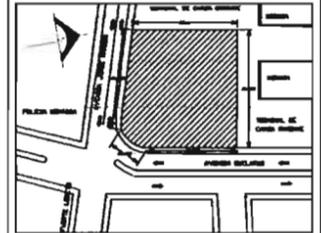
La ubicación en planta de los diferentes componentes del proyecto se muestra en el *plano 1*.

En el *plano 2* se puede observar el detalle del área que cubre los tanques de almacenamiento, él área donde se ubicaran las bombas, así como la estructura en donde se alojarán los servicios y la administración; que son los elementos en los que se enfocará el presente trabajo.

I.3 GEOLOGÍA REGIONAL.

Según F. Mooser, la cuenca del Valle de México constituye una gran presa azolvada. Antes del Pleistoceno el Valle drenaba al Sur, hacia el Amacuzac, por dos profundas cañadas que pasaban por Cuautla y Cuernavaca. A fines del Plioceno se producen fracturas orientadas predominantemente en dirección W-E, en la zona de Puebla y al sur de Toluca por las que tuvieron acceso grandes efusiones de basalto que construyeron la sierra de Chichinautzin en el Cuaternario.

El Valle de México está delimitado por las Sierras de Pachuca, Tepozotlán Guadalupe Patlachique, Tepozan hacia el Norte, formadas a fines del Mioceno. Durante el plioceno inferior se crearon las Sierras de las Cruces y Nevada, al Oeste y Este respectivamente, caracterizadas por una actividad extraordinaria de la que es testigo la formación Tarango constituida por piroclásticos depositados al pie de esas sierras. Los eventos cuaternarios entre el Popocatepetl y la Sierra de Zempoala, transforman al Valle en una zona cerrada.

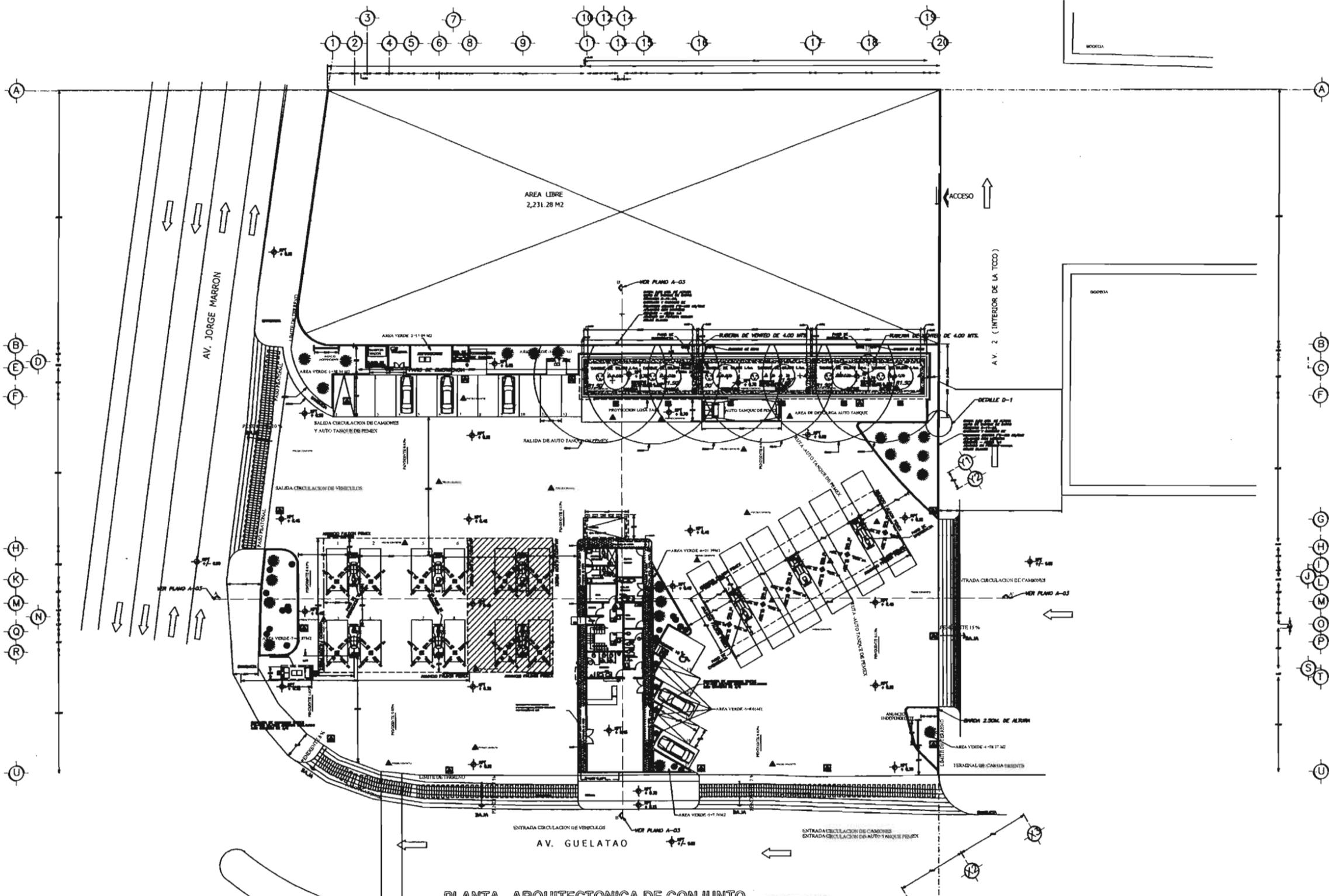


SIMBOLOGIA

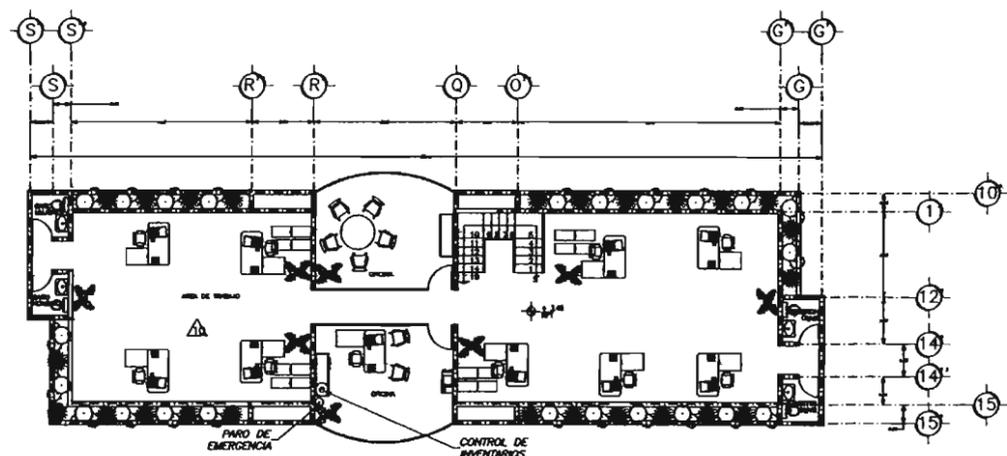
- B.S. BOMBA SUMERGIBLE 1.5 H.P.
 - L.L. LLENADO
 - ACOM. ACCESORIO DE MEDICION
 - Y VENTILA
 - P. PURGA
 - E.A. ESPACIO AMPLAR
 - PARO DE EMERGENCIA
 - EXTINTOR POLVO QUIMICO SECO ABC DE CAP. 9 KG
 - SURTIDOR DE AGUA Y AIRE
 - ANQUEL EXHIBIDOR DE ACEITES
 - E.A. IDENTIFICACION ESTACION DE SERVICIO
 - POZO DE MONITOREO
 - POZO DE OBSERVACION (PROFUNDIDAD MINIMA DE 7.50 M.)
 - TRAMPA DE COMBUSTIBLE CAP. 4.0 M3
 - REJILLA TIPO BRUNO
 - REJILLA
 - PASO PEATONAL
 - AREA DE CRECIMIENTO A FUTURO
- BARRA DE COLUMBIANCA DE TIRABOLLO DE BARRIDO RECOGIDO 5-11-22, APLANADA CON MORTERO DE CEMENTO - ARENA 1:4, CASTILLOS Y CADENAS DE CONCRETO ARMADO (70x50 KG/CM2) ACABADO EN PINTURA VINILICA COLOR BLANCO
- a. MONITOREO ESPACIO AMPLAR
 - b. PURGA
 - c. LLENADO
 - d. RECUPERACION DE VAPORES FASE I
 - e. CONTROL DE INVENTARIOS
 - f. BOMBA SUMERGIBLE

CUADRO DE AREAS

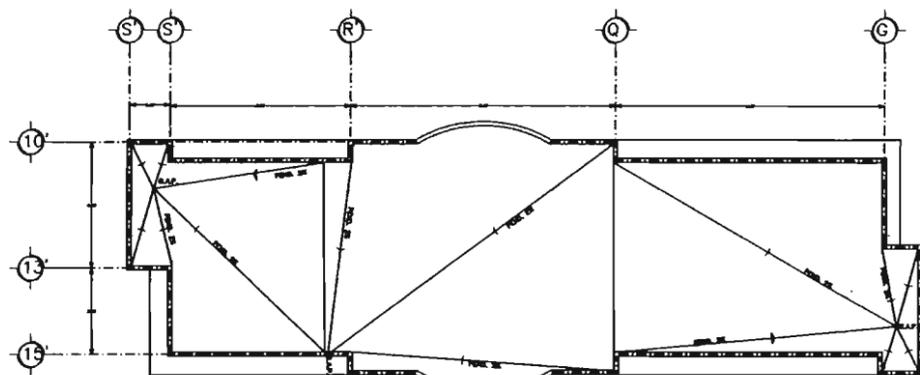
AREA DE COBERTA SUPERFICIES (R.P.)	276.48 m ²
AREA DE COBERTA A PAVIMENTO (R.P.)	162.80 m ²
AREA DE COBERTA SUPERFICIES MEXI.	102.25 m ²
TOTAL AREA DE COBERTA	541.53 m ²
AREA DE DISEÑO	100.00 m ²
AREA DE OBRAS ANTERIORES	20.70 m ²
AREA DE SUPERFICIES PAVIMENTO	20.20 m ²
AREA DE SUPERFICIES MEXI.	14.20 m ²
CUADRO CALLES	6.40 m ²
CANALIZACION	6.40 m ²
TERRENO DE LINDERO	10.00 m ²
TERRENO DE COBERTURA	70.40 m ²
CANALIZACION PLANTA DE SERVICIOS	4.20 m ²
AREA DE COBERTA Y PLANTA DE SERVICIOS	20.20 m ²
TOTAL AREA COBERTURA OBRAS Y SERVICIOS	226.10 m ²
AREA COBERTURA TOTAL	767.63 m ²
AREA VERDE - 1	20.20 m ²
AREA VERDE - 2	17.20 m ²
AREA VERDE - 3	10.20 m ²
AREA VERDE - 4	10.20 m ²
AREA VERDE - 5	10.20 m ²
AREA VERDE - 6	10.20 m ²
AREA VERDE - 7	10.20 m ²
TOTAL AREA VERDE	88.40 m ²
AREA TOTAL DE DESARROLLO	856.03 m ²
AREA LIBRE	2,231.28 m ²
AREA TOTAL DE LA ESTACION DE SERVICIO	3,087.31 m ²
AREA DE CRECIMIENTO A FUTURO	1,000.00 m ²
AREA TOTAL DEL SERVIDOR	4,087.31 m ²



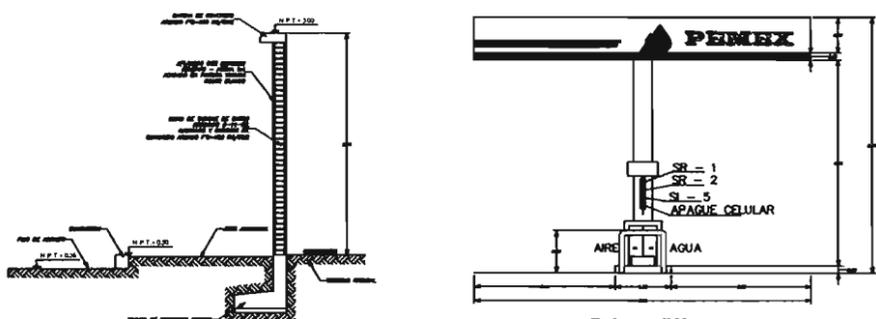
PLANTA ARQUITECTONICA DE CONJUNTO ESCALA 1:200



PLANTA ALTA OFICINAS

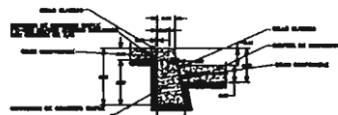


PLANTA DE AZOTEA

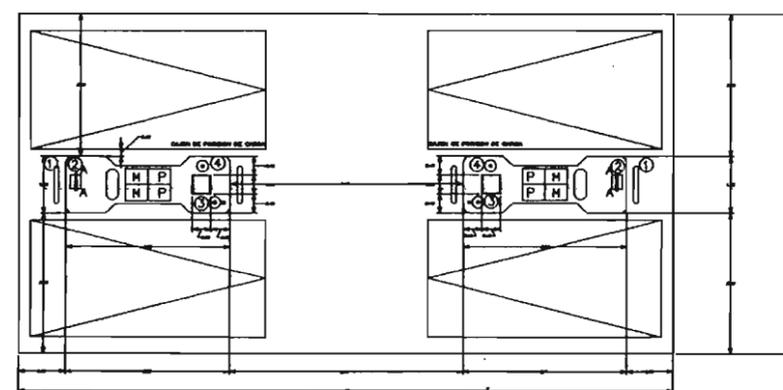
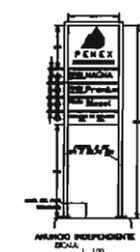
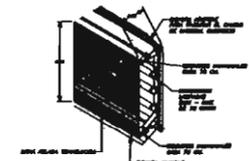


ALZADO LATERAL MODULO DE ABASTECIMIENTO - GASOLINAS

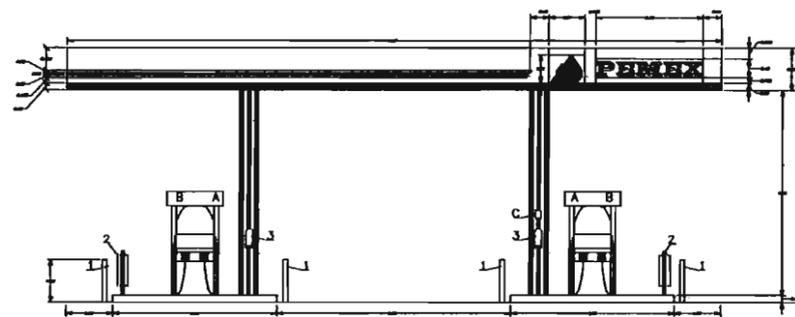
D1 - DETALLE DE BANDA DE COLINDANCIA



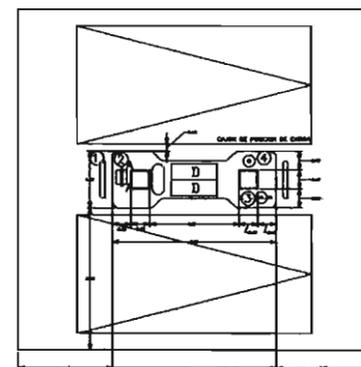
DETALLE DE BANQUETA Y GUARNICION



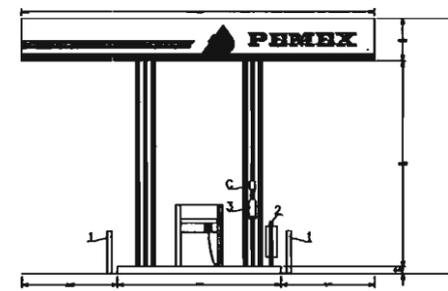
PLANTA MODULO DE ABASTECIMIENTO GASOLINAS



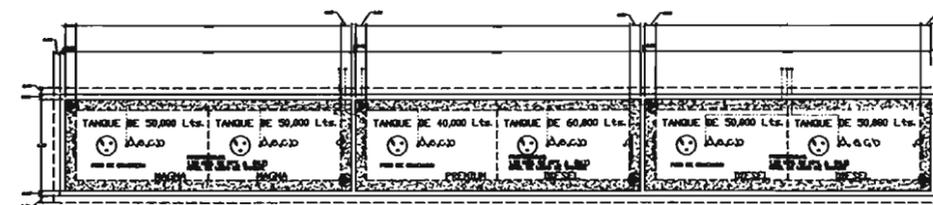
MODULO DE ABASTECIMIENTO - GASOLINAS ALZADO FRONTAL



PLANTA MODULO DE ABASTECIMIENTO DIESEL



ALZADO FRONTAL MODULO DE ABASTECIMIENTO - DIESEL



FOSA PARA TANQUES DE ALMACENAMIENTO (DIESEL, MAGNA Y PREMIUM)

CARACTERISTICAS DE LOS TANQUES
 1.- A. BANDA DE COLINDANCIA Y PUNTA DEL TANQUE DE ALMACENAMIENTO...
 2.- B. DETALLE DE LA BANQUETA Y GUARNICION...
 3.- C. DETALLE DE LA BANQUETA Y GUARNICION...
 4.- D. DETALLE DE LA BANQUETA Y GUARNICION...
 5.- E. DETALLE DE LA BANQUETA Y GUARNICION...
 6.- F. DETALLE DE LA BANQUETA Y GUARNICION...
 7.- G. DETALLE DE LA BANQUETA Y GUARNICION...
 8.- H. DETALLE DE LA BANQUETA Y GUARNICION...
 9.- I. DETALLE DE LA BANQUETA Y GUARNICION...
 10.- J. DETALLE DE LA BANQUETA Y GUARNICION...

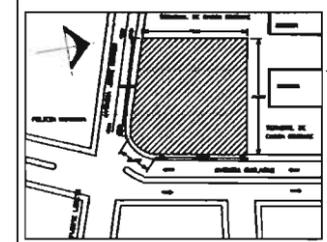
CARACTERISTICAS DE LA TUBERIA
 1.- L. TUBERIA DE ALMACENAMIENTO...
 2.- M. TUBERIA DE ALMACENAMIENTO...
 3.- N. TUBERIA DE ALMACENAMIENTO...
 4.- O. TUBERIA DE ALMACENAMIENTO...
 5.- P. TUBERIA DE ALMACENAMIENTO...
 6.- Q. TUBERIA DE ALMACENAMIENTO...
 7.- R. TUBERIA DE ALMACENAMIENTO...
 8.- S. TUBERIA DE ALMACENAMIENTO...
 9.- T. TUBERIA DE ALMACENAMIENTO...
 10.- U. TUBERIA DE ALMACENAMIENTO...

CARACTERISTICAS DEL DISPENSARIO (TORQUEM)
 1.- V. DISPENSARIO...
 2.- W. DISPENSARIO...
 3.- X. DISPENSARIO...
 4.- Y. DISPENSARIO...
 5.- Z. DISPENSARIO...
 6.- AA. DISPENSARIO...
 7.- AB. DISPENSARIO...
 8.- AC. DISPENSARIO...
 9.- AD. DISPENSARIO...
 10.- AE. DISPENSARIO...

CARACTERISTICAS DE LA FOSA DE TANQUES
 1.- AF. FOSA DE TANQUES...
 2.- AG. FOSA DE TANQUES...
 3.- AH. FOSA DE TANQUES...
 4.- AI. FOSA DE TANQUES...
 5.- AJ. FOSA DE TANQUES...
 6.- AK. FOSA DE TANQUES...
 7.- AL. FOSA DE TANQUES...
 8.- AM. FOSA DE TANQUES...
 9.- AN. FOSA DE TANQUES...
 10.- AO. FOSA DE TANQUES...

SIMBOLOGIA MODULOS DE ABASTECIMIENTO
 1.- BOMBA SUMERGIBLE...
 2.- ACCESORIO DE MEDICION...
 3.- VENTILA...
 4.- PURGA...
 5.- ESPACIO ANULAR...
 6.- PARED DE EMERGENCIA...
 7.- EXTINTOR POLVO QUIMICO SECO...
 8.- ABC DE CAP. 8 KG...
 9.- SURTIDOR DE AGUA Y AIRE...
 10.- ANAQUEL EXHIBIDOR DE ACEITES...
 11.- IDENTIFICACION ESTACION DE SERVICIO...
 12.- POZO DE MONITOREO...
 13.- POZO DE OBSERVACION...
 14.- TRAMPA DE COMBUSTIBLE...
 15.- REJILLA TIPO BRINCO...
 16.- REJILLA...
 17.- PASO PEATONAL...
 18.- AREA DE CRECIMIENTO A FUTURO...

CROQUIS DE LOCALIZACION



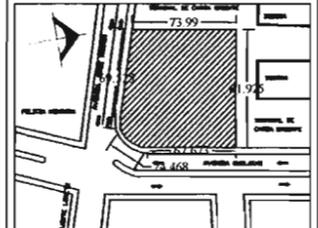
SIMBOLOGIA

- B.S. BOMBA SUMERGIBLE 1.5 HP
 - LL. LLENADO
 - ACC. ACCESORIO DE MEDICION
 - V. VENTILA
 - P. PURGA
 - E.A. ESPACIO ANULAR
 - P.E. PARED DE EMERGENCIA
 - E.P. EXTINTOR POLVO QUIMICO SECO
 - ABC DE CAP. 8 KG
 - S.A. SURTIDOR DE AGUA Y AIRE
 - E.A. ANAQUEL EXHIBIDOR DE ACEITES
 - E.S. IDENTIFICACION ESTACION DE SERVICIO
 - P.M. POZO DE MONITOREO
 - P.O. POZO DE OBSERVACION (PROFUNDIDAD MINIMA DE 7.50 M.)
 - T.C. TRAMPA DE COMBUSTIBLE CAP. 4.0 M3
 - R.T. REJILLA TIPO BRINCO
 - R. REJILLA
 - P. PASO PEATONAL
 - A.F. AREA DE CRECIMIENTO A FUTURO
- BARDA DE COLINDANCIA DE TABIQUE DE BARRO REDONDO S-11-22, APALANADA CON MORTERO CEMENTO - ARENA 1:4, CASTILLOS Y CADENAS DE CONCRETO ARMADO F'c=150 KG/CM2 ACABADO EN PINTURA VINILICA COLOR BLANCO
- o MONITOREO ESPACIO ANULAR
 - o PURGA
 - o LLENADO
 - o RECUPERACION DE VAPORES FASE 1
 - o CONTROL DE INVENTARIOS
 - o BOMBA SUMERGIBLE

CUADRO DE AREAS

AREA DE CONCRETO (SERVICIOS ALP)	176.45 m ²
AREA DE CIMENTOS A FUTURO (ALP)	183.38 m ²
AREA DE CIMENTOS (SERVICIOS DIESEL)	162.55 m ²
TOTAL AREA DE OBSERVACION	462.38 m ²
AREA DE SERVICIO	17.38 m ²
AREA DE OFICINAS ADMINISTRATIVAS	38.78 m ²
AREA DE SERVICIOS PUBLICOS	63.88 m ²
AREA DE SERVICIOS PUBLICOS	14.30 m ²
CUADRO DIESEL	6.48 m ²
CUADRO GASOLINAS	6.48 m ²
BASES DE LAMPARAS	16.88 m ²
REJILLA DE COMERCIALIZACION	76.48 m ²
CIL. DE RESERVA PLENOVOLUMEN	4.48 m ²
CIL. DE DIBUJOS Y PLANTAS DE ABASTECIMIENTO	24.78 m ²
TOTAL AREA CONCRETO OFICINAS Y SERVICIOS	228.15 m ²
AREA CONCRETO TOTAL	688.26 m ²
AREA TOTAL - 1	38.34 m ²
AREA TOTAL - 2	17.88 m ²
AREA TOTAL - 3	168.88 m ²
AREA TOTAL - 4	16.37 m ²
AREA TOTAL - 5	6.60 m ²
AREA TOTAL - 6	38.38 m ²
AREA TOTAL - 7	48.87 m ²
TOTAL AREA TOTAL	395.88 m ²
AREA TOTAL DE PAVIMENTACION	230.88 m ²
AREA TOTAL	2,388.88 m ²
AREA TOTAL DE LA ESTACION DE SERVICIO	4,888.78 m ²
AREA DE CRECIMIENTO A FUTURO	8,238.88 m ²
AREA TOTAL DEL TERRENO	4,888.88 m ²

CROQUIS DE LOCALIZACION



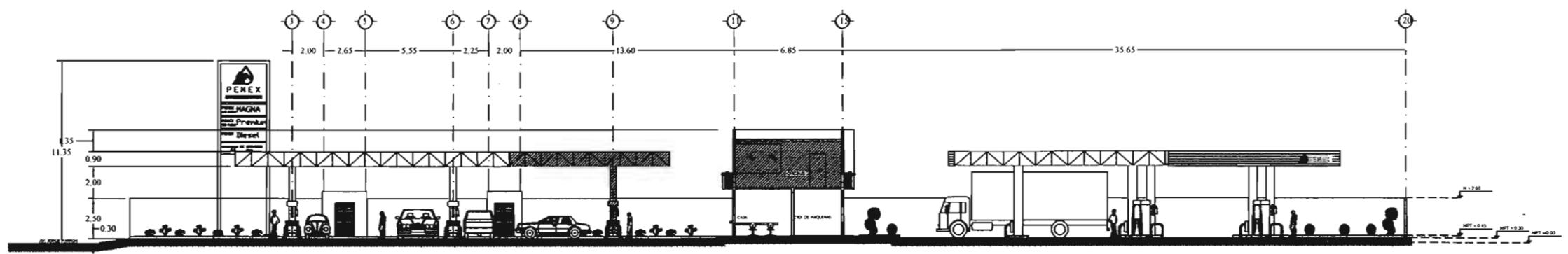
SIMBOLOGIA

- PARED DE EMERGENCIA
- EXTINTOR POLVO QUIMICO SECO
- SURTIDOR DE AGUA Y AIRE
- ANAGUET. EXHIBIDOR DE ACEITES
- IDENTIFICACION ESTACION DE SERVICIO
- AREA DE CRECIMIENTO A FUTURO

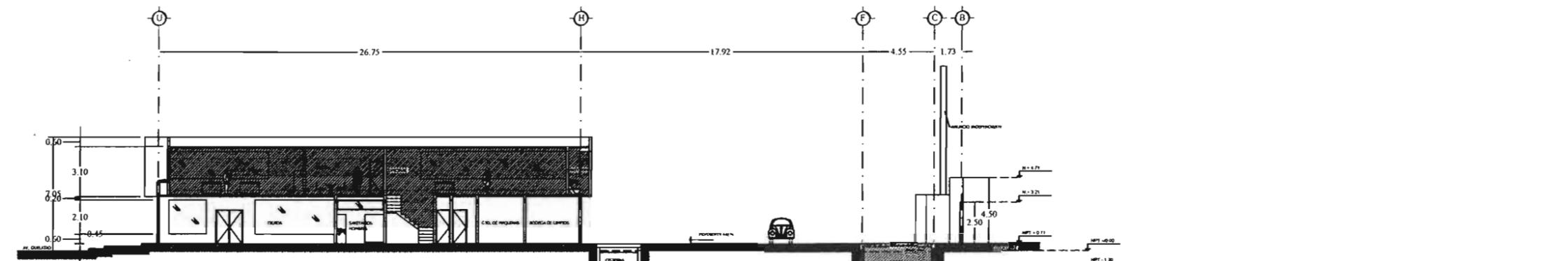
BARDA DE CORDONAMIA DE TABIQUE DE BARRO REDONDO 5-11-22, APLAMADA CON MORTERO CEMENTO - ARENA 1-4, DISTILLES Y CHADERAS DE CONCRETO ARMADO F'c=150 KG/CM2 ACABADO CON PINTURA VEHICULA COLOR BLANCO

CUADRO DE AREAS

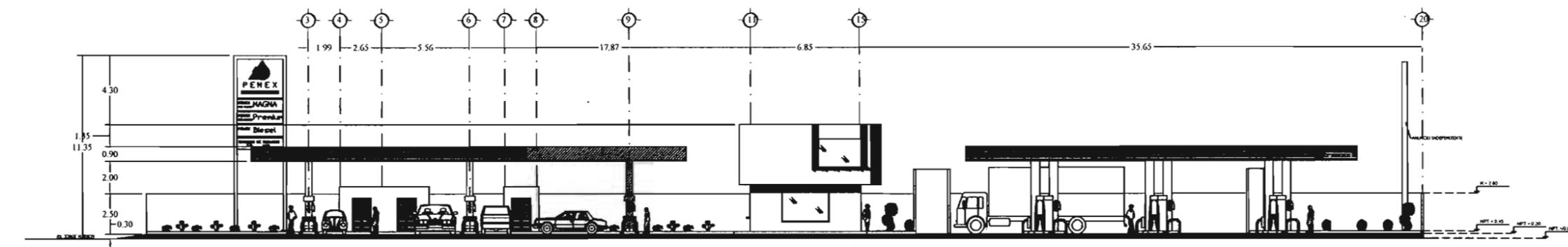
AREA DE CUBIERTA SUPERFICIES ASF.	276.49 m ²
AREA DE CUBIERTA A FUTURO (ASP)	343.88 m ²
AREA DE CUBIERTA SUPERFICIES BARRA	162.36 m ²
TOTAL AREA DE CUBIERTA	782.73 m ²
AREA DE OBRAS ADMINISTRATIVAS	35.76 m ²
AREA DE BARRIOS PUBLICOS	23.39 m ²
AREA DE BARRIO REPLICACION	14.30 m ²
CHOFERTE INDEPENDIENTE	6.89 m ²
CHOFERTE SUPERFICIES	6.89 m ²
BARRIO DE CUBIERTA	10.46 m ²
BARRIO DE CONCRETO	26.46 m ²
CED. DE RESERVA PASADIZOS	4.8 m ²
CED. DE CUBIERTA Y PLANTA DE SERVICIOS	24.3 m ²
VOLADIZO	24.48 m ²
TOTAL AREA CONSTRUYA OBRAS Y SERVICIOS	238.16 m ²
AREA CONSTRUYA TOTAL	1020.87 m ²
AREA VERDE - 1	18.24 m ²
AREA VERDE - 2	17.89 m ²
AREA VERDE - 3	188.82 m ²
AREA VERDE - 4	16.27 m ²
AREA VERDE - 5	6.89 m ²
AREA VERDE - 6	16.27 m ²
AREA VERDE - 7	16.87 m ²
TOTAL AREA VERDE	281.65 m ²
AREA TOTAL DE EXHIBICION	102.09 m ²
AREA LIBRE	1,388.88 m ²
AREA TOTAL DE LA ESTACION DE SERVICIO	4,688.76 m ²
AREA DE CRECIMIENTO A FUTURO	2,254.30 m ²
AREA TOTAL DEL TERRENO	6,943.06 m ²



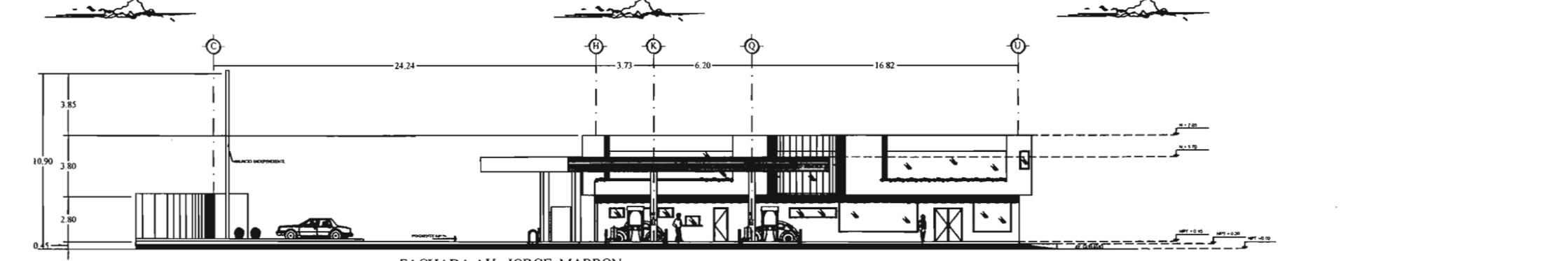
CORTE A - A'



CORTE B - B'



FACHADA AV. GUELATAO



FACHADA AV. JORGE MARRON



CAPITULO I ANTECEDENTES.

Por esta razón se almaceno el agua en varios lagos y los ríos que descendían de las sierras circundantes depositaron en potentes conos de deyección, materiales muy diversos al confluir a dichos lagos. Simultáneamente, la parte central de la cuenca se fue llenando con acarreos limo-arenosos y emisiones de cenizas y pómez provenientes de los volcanes del sur. Finalmente en la época glacial, de alta pluviosidad, la masa de agua se extendió en las partes bajas llegando a formar un solo lago.

En las zonas altas del Valle, se encuentran domos dacíticos (Mioceno Superior a Plioceno Superior), lavas pórvido-andesíticas y los depósitos de la formación Tarango (Plioceno Inferior), grandes emisiones basálticas como las del Sur (Cuaternario), todas ellas competentes por su resistencia y baja compresibilidad, salvo la cubierta meteorizada o de talus, o bien por la presencia de cavernas naturales en los basaltos del Xitle conformados por la emisión efusiva de gases y las que el hombre ha excavado para extraer materiales de construcción (zonas minadas).

Al pie de las sierras y por el cambio brusco de la pendiente en los ríos, se localizan grandes depósitos aluviales de composición muy variable y estratificación cruzada o lenticular, manifestación de una dinámica erosiva muy prominente en los diferentes periodos de la lluvia intensa alternados con otros muy secos. Las partes bajas, entre las sierras y particularmente en la región central de la cuenca, predominan las formaciones lacustres constituidas por ceniza volcánica, intercaladas con pómez, arenas finas y limos. Estos depósitos cubren, o aparecen intercalados con esteros de origen aluvial de la proximidad de los conos de deyección, o bien se encuentran en contacto de las formaciones pétreas típicas de las zonas altas. En general estas formaciones lacustres son altamente compresibles y de baja resistencia al corte.

El predio en estudio se encuentra en la Delegación Iztapalapa; como se menciona anteriormente; ésta se encuentra ubicada en la región oriente del Valle de México, de acuerdo a la zonificación geotécnica, el predio de encuentra en la zona III, conocida como zona lacustre.



CAPITULO I ANTECEDENTES.

El relieve se puede decir que es plano en su mayoría y correspondiente a una fosa o depresión tectónica, que fue el resultado de dos fallas montañosas; quedaron dos alineamientos volcánicos; al primero corresponden: el Cerro Peñón del Marqués (2,400 msnm) y Cerro de la Estrella (2,460 msnm); al segundo: la Sierra de Santa Catarina compuesta por el Cerro Tecuautzi o Santiago (2,640 msnm); Cerro Tetecón (2,480 msnm), Volcán Xaltepec(2,500 msnm); Volcán Yuhualixqui (2,420 msnm) y Volcán Guadalupe o el Borrego (2,820 msnm).-tomándose en cuenta solo las elevaciones principales.

El terreno en estudio se encuentra situado en las laderas del Cerro del Peñón del Marqués (Fig. 1.1), por lo que su Geología es como sigue:

El crestón llamado Peñón del Marqués está compuesto por dos cuerpos extrusivos, que en planta cubre cada uno de ellos la mitad de la superficie que sobresale del nivel medio. El cuerpo Norte es el más reciente y pertenece de acuerdo a la descripción geológica al grupo Chichinahuiztin, superficialmente y en cortes que se han hecho para extraer materiales se observan capas de espumas de lava (tezontle). El cuerpo Sur siendo el más viejo presenta también espuma de lava superficialmente.

Al pie del Peñón y en torno a él se encuentran arenas volcánicas negras en abundancia, distribuidas en horizontes que dan idea de la frecuencia e intensidad de las explosiones volcánicas que las generaron.

Una de las características más significativas de esta zona es que no existen transición entre los depósitos lacustres y la roca ígnea que forma el cerro. Esto es a tal grado crítico en algunos puntos que los problemas de cimentación por hundimientos diferenciales son muy delicados.



CAPITULO I ANTECEDENTES.

La topografía de la roca basal penetra abruptamente dentro de las formaciones lacustres generando cambios bruscos en el espesor de los estratos de alta compresibilidad. En esta zona se tiene el agravante de que antiguamente existían manantiales y actualmente el bombeo de los estratos profundos permeables ha convertido esas zonas en pozos de absorción.



II.1 Exploración y Muestreo del subsuelo.

Cuando se tiene un proyecto, lo primero que hay que establecer en la obtención de una muestra es que ésta debe ser representativa del terreno en el cual se pretende construir. Las muestras pueden ser de dos tipos: alteradas o inalteradas. Se dice que una muestra es alterada cuando no guarda las mismas condiciones que cuando se encontraba en el terreno de donde procede, e inalterada en caso contrario.

Un muestreo adecuado es de fundamental importancia, ya que debido a éste se podrán obtener las propiedades físicas e índice del subsuelo con los ensayos apropiados y de los resultados depende el tipo de cimentación que se recomiende.

En todo estudio geotécnico se debe iniciar con un reconocimiento detallado del terreno. El objetivo de éste; es contar con antecedentes previos para programar la exploración. En ocasiones, se cuenta con estudios anteriores cercanos al lugar, que permite tener una idea aproximada de las condiciones del terreno.

Mediante la observación de cortes naturales y/o artificiales producto de la erosión o deslizamiento será posible, en general, definir las principales unidades o estratos de suelos superficiales.

El programa de exploración que se elija debe ser lo suficientemente adecuado para adaptarse a los imprevistos geotécnicos que se presenten, pero en realidad no existe un método de reconocimiento o exploración que sea de uso universal, para todos los tipos de suelos existentes y para todas las estructuras u obras que se estudian.

El número, tipo y profundidad de los sondeos que deban ejecutarse en un programa de exploración de suelos depende fundamentalmente del tipo de subsuelo observado y de la importancia de la obra.

El propósito de la investigación exploratoria es obtener una información confiable de las condiciones del suelo o de la roca, dependiendo del lugar que se investiga. La



CAPITULO II EXPLORACIÓN Y ENSAYES DE LABORATORIO

profundidad, espesor, extensión y composición de cada uno de los estratos; la profundidad de la roca y la profundidad del agua subterránea son los principales objetivos que se persiguen al dar inicio a ésta; además se obtiene datos aproximados de la resistencia y compresibilidad de los estratos para evaluar los asentamientos de la estructura.

El desconocimiento de las propiedades físicas del terreno donde se planea construir, puede llevarnos a un diseño erróneo de la cimentación; por lo que se le debe dar la importancia adecuada al planear el programa de sondeos y la toma de muestras, eligiendo al personal adecuado y con basta experiencia, preparado en los principios de Geología y de la Mecánica de Suelos.

A continuación se da una breve explicación de los métodos que se utilizaron para la obtención de muestras en el predio en estudio.

Pozos a cielo abierto.

Por medio de este método de exploración podemos recopilar la información referente a las características estratigráficas del subsuelo; haciendo uso sólo de la observación.

Otra de las características de este método, es que nos permite obtener muestras alteradas o inalteradas, de los diferentes estratos que se hayan encontrado; lo cual es de vital importancia para definir las características mecánicas del subsuelo aplicando las pruebas de laboratorio adecuadas.

Esta técnica contempla excavaciones someras de profundidades no mayores a los 10 m; generalmente la sección del pozo es cuadrada. La dimensión que se maneja en este tipo de sección es de 1.50 m; lo que se busca con este ancho es dar espacio suficiente para que un técnico pueda directamente bajar y examinar los diferentes estratos de suelo en su estado natural, así como darse cuenta de las condiciones precisas referentes al agua contenida en el suelo.



CAPITULO II EXPLORACIÓN Y ENSAYES DE LABORATORIO

Cuando se excave por debajo del nivel freático, se deberá tener presente que se debe instalar un sistema de bombeo para extraer el agua y con más facilidad obtener las muestras.

Cuando se realice este tipo de exploración deben cuidarse especialmente los criterios para distinguir la naturaleza del suelo que suele ser modificada por la excavación.

Este método puede realizarse en cualquier tipo de suelo; pero es utilizado con mayor frecuencia en suelos de tipo cohesivos, entre los suelos granulares no se recurre a él; por las dificultades que se presentan.

La investigación de los depósitos superficiales del subsuelo del predio en estudio se realizó mediante la excavación de dos pozos a cielo abierto denominados PC-1 y PC-2 respectivamente; a 2.5 m de profundidad; se inspeccionaron las paredes del pozo determinando su estratigrafía mediante la clasificación de los materiales con técnicas de campo, y se labraron muestras cúbicas inalteradas de los materiales representativos. En el anexo I se presenta un reporte fotográfico de los trabajos de campo realizados.

Método de Penetración estándar:

Esta técnica de exploración debe usarse en aquellos casos en que el reconocimiento del perfil estratigráfico; que se deba estudiar, no pueda ser obtenido mediante pozos a cielo abierto, ya sea porque se requiere reconocer el perfil en una profundidad mayor a la recomendada en el pozo a cielo abierto, o bien por la presencia de agua a mínimas profundidades.

Mediante las correlaciones empíricas realizadas en diversos suelos, la prueba de Penetración Estándar permite obtener la compacidad aproximada, el ángulo de fricción interna ϕ en arenas y el valor de la resistencia a la compresión simple (q_u) en arcillas, de acuerdo al número de golpes dado para penetrar los 30cm intermedios.



CAPITULO II EXPLORACIÓN Y ENSAYES DE LABORATORIO

Este método permite obtener muestras alteradas para identificar las características del subsuelo en estudio; éstas son utilizadas para determinar las propiedades índice como contenido de humedad, y los límites de consistencia.

El dispositivo necesario para llevar a cabo esta técnica consta de un muestreador especial de dimensiones establecidas (Fig.2.1). El Penetrómetro es de media caña, para facilitar la extracción de la muestra.

La prueba de penetración estándar consiste en hincar 60 cm el Penetrómetro Estándar de 3.5 cm de diámetro interior, por medio de golpes que le proporciona un martinete de 63.5 Kg. que cae desde una altura de 76 cm; el índice de resistencia a la penetración de los materiales atravesados, se mide contando el número de golpes necesarios para avanzar los 30 cm intermedios.

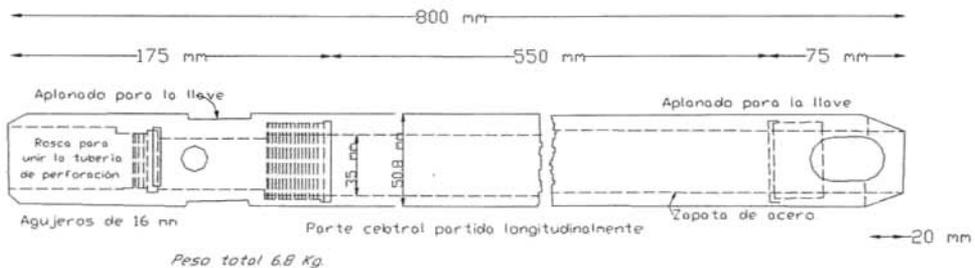


Fig. 2.1 Penetrómetro Estándar

Muestreador Shelby.

El Muestreador Shelby (Fig. 2.2) es un tubo de acero de pared delgada, de 10 cm de diámetro y 1 m de longitud, con el extremo inferior afilado, y unido por el superior a un cabezal con una válvula que permite el alivio de presión durante el hincado y que se cierra durante la extracción; en suelos blandos se hincan a presión 80 cm, con velocidad constante, dejando una longitud de 20 cm donde se alojan los azolves que pudieran tenerse en el fondo de la perforación.



CAPITULO II EXPLORACIÓN Y ENSAYES DE LABORATORIO

En suelos semiduros el extremo inferior del tubo Shelby se le forman ocho dientes de corte de sierra dispuestos simétricamente, de 1 cm de altura y 3 cm de base, hincándolo a rotación de 80 cm aplicando presión vertical y a una velocidad de 60rpm.

El grado de perturbación que produce el muestreador depende principalmente, del procedimiento usado para su hincado; las experiencias han comprobado que si se desea un grado de alteración mínimo aceptable, ese hincado debe efectuarse ejerciendo presión continua y nunca a golpes, ni con algún método dinámico. Hincando el tubo a presión a velocidad constante y para un cierto diámetro de tubo, el grado de alteración parece depender esencialmente de la llamada relación de áreas.

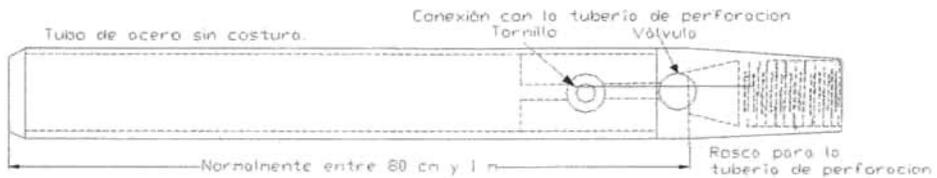


Fig. 2.2 Muestreador Shelby

El muestreo en suelos duros se realiza utilizando con barril doble giratorio de tipo Denison con broca de carburo de tungsteno. Este tipo de muestreador consta de dos tubos concéntricos; el tubo del interior se hinc a presión, retiene la muestra del suelo, mientras que el tubo del exterior con la boca de corte en su extremo gira y corta perimetralmente a la muestra atrapada. Para operar este tipo de muestreador se requiere de fluidos de perforación, que se hace circular por dentro de los tubos.

Para conocer las características estratigráficas y físicas del subsuelo en el área en que se encontrarán los tanques de almacenamiento, se efectuó un sondeo de tipo mixto a 20 m de profundidad, denominado SM-1.



CAPITULO II EXPLORACIÓN Y ENSAYES DE LABORATORIO

El sondeo mixto se realizó combinando el muestreo inalterado utilizando el muestreador shelby, en materiales blandos, y el barril doble giratorio con broca de diamante, en roca, con el muestreo alterado mediante la realización de la prueba de penetración estándar.

Con este equipo de exploración, se obtuvieron muestras alteradas representativas a cada 0.60 m y simultáneamente se midió la resistencia a la penetración de los materiales que se encontraron.

Al efectuar el sondeo se detectó la posición del nivel de aguas freáticas, el cual se ubicó a 2.30 m, bajo la boca del sondeo.

La localización en planta del sondeo mixto y de los pozos a cielo abierto se muestra en la *figura 2.3*.

Los perfiles estratigráficos de los pozos a cielo abierto excavados, se presentan en el Anexo II, incluyendo los valores del índice de resistencia a la penetración estándar de los depósitos atravesados.



Fig. 23 Localización del Sondeo Mixto y los PCA.



II.2 Ensayes de Laboratorio.

Debido a la complejidad que presenta el suelo se han ideado pruebas de laboratorio, lo que permite obtener en forma aproximada, valores de propiedades índice y mecánicas del suelo en estudio; los resultados de éstas son de gran utilidad, ya que nos servirán como parámetros para diseñar la cimentación de nuestra estructura.

En el siguiente apartado se describen en forma breve cada uno de los ensayos realizados a las muestras obtenidas en la exploración del subsuelo en estudio.

Identificación de Suelos conforme al SUCS.

En la naturaleza, los suelos se encuentran en forma heterogénea, por lo que para poderlos identificar es necesario separar: los suelos gruesos de los finos, empleando en forma empírica los siguientes ensayos conforme al SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos):

Suelos gruesos.

La muestra por analizar debe quedar totalmente disgregada, con el objeto de apreciar la distribución y uniformidad de los diversos tamaños de las partículas.

Las gravas quedan comprendidas entre 3" y 1/4 "; por lo tanto si se cuenta con una criba de 1/4 " debe depositarse el material aceptando todo aquel que quede retenido en esta malla como grava y el material que haya pasado se puede considerar como arena, arcilla o limo.

Las arenas son partículas minerales cuyos tamaños varían de 1/4 " (6.35mm) a 0.002" (0.05mm). Cuando por alguna circunstancia no sea posible apartar las gravas de las arenas mediante la criba de 1/4 ", habrá que realizar la identificación visualmente.

El material se deposita en un recipiente transparente que contenga agua, agitándose en seguida. Posteriormente se deja reposar con el objeto de que las partículas se vayan sedimentando, estando en función para ello, el peso de las mismas; así como sus características.



CAPITULO II EXPLORACIÓN Y ENSAYES DE LABORATORIO

La granulometría se observa por separado en toda la altura del recipiente. Por ejemplo: el limo permanece en suspensión aproximadamente un minuto, la arcilla una hora o más y las arenas instantáneamente se sedimentan.

Suelos Finos.

La identificación de suelos finos se lleva a cabo mediante diversas pruebas manuales, las cuales dependiendo de las características observadas en cada una de ellas, indican el tipo de suelo estudiado. Para realizar cualquiera de estas pruebas es necesario pasar el material por la malla No 40.

Ensayo de Sacudimiento. Consiste en depositar material preparado (suelo húmedo) en la palma de la mano y agitarse con movimientos horizontales, observando cuidadosamente el comportamiento que tiene el agua (reacción rápida, semi-rápida o lenta) al reflejarse superficialmente en la muestra con una apariencia brillante o lustrosa. En seguida se aprisiona la muestra con los dedos, con el objeto de que el agua abriéndose instantáneamente, dándose cuenta que el lustre desaparece. La facilidad o dificultad que presente el agua para fluir servirá para identificar el suelo. Por ejemplo: Las reacciones rápidas se presentan cuando el material se encuentra constituido por polvo de roca o arena muy fina. Si la reacción es en menor escala que la anterior correspondería a un limo, limo-arcilloso (reacción media). Cuando se tienen reacciones lentas el material analizado resulta ser una arcilla. En cambio cuando por completo no hay reacción es una arcilla de alta plasticidad o con contenido de materia orgánica.

Ensayo de Tenacidad o Plasticidad cerca del Limite Plástico. El material que fue utilizado en el ensayo anterior se amasa procurando darle una consistencia de masilla aceitosa formando inicialmente una esfera de aproximadamente 3cm de diámetro, la cual se va rodando con la mano, sobre una superficie despolvada de cristal hasta que adopte la forma de un cilindro con diámetro de $\frac{1}{8}$ " (3.275mm), estando en estas condiciones, en el momento en que la muestra presenta agrietamiento transversales en toda su longitud, nos indicará que ha llegado a su limite plástico.



CAPITULO II EXPLORACIÓN Y ENSAYES DE LABORATORIO

Dependiendo de la facilidad o dificultad para lograr lo anteriormente expuesto, se podrá estar en libertad de identificar a los suelos. Por ejemplo:

En el caso de las arenas ni siquiera es posible dar la forma mencionada, (cilindro), en los limos con uno o dos ensayos el cilindro presenta agrietamientos; sin embargo las arcillas dependiendo de su plasticidad requieren de varios ensayos.

Adherencia a la piel. Al estar preparando el material, deje cierta cantidad untada en la palma de la mano hasta que se seque completamente y con la otra mano trate de quitarlo, observando y sintiendo a la vez la dificultad que presenta para desprenderlo. Por ejemplo:

La arena caerá instantáneamente con el solo movimiento de la mano o con un leve contacto, el limo opondrá cierta resistencia. Sin embargo la arcilla dependiendo de su plasticidad opondrá una mediana o alta resistencia.

Ensayo de resistencia en estado seco. De la muestra en estudio deje secar una porción del material a temperatura ambiente o si desea acelerar el secado introdúzcala a un horno a temperatura constante de 105°C durante un tiempo de 24 hrs. Enseguida sujete la muestra con los dedos índice y pulgar aprisionándola hasta provocar la ruptura. Tendiendo presente que si el material no presenta dificultad, éste puede ser arena, certificando de acuerdo al tacto. Una resistencia baja indica la presencia de un material limoso y cuando la muestra opone mayor resistencia a la falla podrá ser una arcilla inorgánica de plasticidad media o alta, de acuerdo a la oposición que presente.

Ensayo de olor. El olor en los suelos es característico únicamente si se tiene la presencia de materia orgánica; la cual se manifiesta por el olor penetrante de putrefacción, cuando el material se encuentra en estado húmedo, disminuyendo cuando se deposita a la intemperie y aumentando al estar en contacto con el fuego.

Ensayo de ácido. Consiste en verter cierta cantidad de ácido clorhídrico sobre la muestra en estudio y observar que realmente se provoque la reacción efervescente en el suelo detectando así la presencia de carbonato de calcio.



CAPITULO II EXPLORACIÓN Y ENSAYES DE LABORATORIO

Los datos obtenidos al identificar los suelos deben representarse en forma simbólica cada uno de ellos formando así el perfil estratigráfico.

Todas las muestras obtenidas se clasificaron en forma visual y al tacto, en estado húmedo y seco mediante los ensayos mencionados anteriormente del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). Los resultados se presentan en el Anexo II.

Contenido de Humedad.

El contenido de humedad es la relación del peso del agua entre el peso de los sólidos de un suelo (comúnmente se expresa en porcentaje).

Formula:

$$W = \frac{W_w}{W_s} \times 100$$

Donde:

W = Contenido de humedad.

Ww = Peso del agua.

Ws = Peso de la muestra en estado seco.

El objetivo que se persigue al determinar este ensaye es el de obtener la cantidad de agua que posee una muestra con respecto al peso seco de la misma.

El procedimiento consiste:

1. Numerar todas las taras que se vayan a emplear y pesarlas, anotando los pesos de cada una ordenadamente.
2. Con una espátula se extrae de la muestra representativa (inalterada), la cual se deposita en cada cápsula.
3. Introducir las cápsulas al horno durante un tiempo de 18 a 24 hrs. Con una temperatura constante de 108 a 110°C.
4. Después del tiempo indicado extraer las cápsulas del horno.



CAPITULO II EXPLORACIÓN Y ENSAYES DE LABORATORIO

5. Cuando haya transcurrido un tiempo aproximado de $\frac{1}{2}$ hora, se pesa la cápsula más el suelo seco, obteniéndose el registro, con estos datos se aplica la fórmula anteriormente indicada y se obtiene el contenido de humedad del suelo en estudio.

De las propiedades físicas del suelo, el contenido de humedad es de las más simples en obtener y la que se emplea más. Pero al realizar este tipo de ensaye se deben tener en cuenta algunas consideraciones como son:

- La variación del contenido de humedad en el total de las muestras.
- El tiempo de secado. Mientras que para una arena es posible tener un secado completo en una hora o menos, en arcillas es difícil decir cuando se ha llegado a un secado total.
- En los hornos se ha notado, que la temperatura en varios puntos de él es variable, llegándose a tener variaciones de decenas de grados de un punto a otro.

Con las muestras obtenidas en los pozos a cielo abierto, se determino el contenido natural de agua del suelo en estudio. En el Anexo II se presentan los registros de laboratorio con los resultados de estos trabajos.

Peso Volumétrico Natural.

El peso volumétrico del material en estado natural (suelos cohesivos y friccionantes), es la relación de su peso entre la unidad de volumen, a contenido natural de humedad.

Los valores obtenidos en este tipo de ensaye intervienen en los siguientes análisis:

- a) Empujes sobre estructuras de retención.
- b) Estabilidad de taludes.
- c) Presiones verticales efectivas debidas al peso propio del suelo.
- d) Grado de compactación (en pavimentos).



CAPITULO II EXPLORACIÓN Y ENSAYES DE LABORATORIO

Preparación de las muestras.

1. Las muestras se labran manualmente buscando la forma cilíndrica.
2. Con una segueta se extrae una porción rectangular de suelo de aproximadamente de 12cm X 6cm de base de una muestra inalterada.
3. Incruste la muestra en un moldeador manual y con una segueta se le va dando la forma cilíndrica.
4. Después de que ha quedado definida la forma cilíndrica, se procede a colocar la muestra en un riel de dimensiones establecidas, cortando en seguida sus extremos con una segueta de alambre la altura de la muestra debe ser de dos a tres veces el diámetro.
5. Debido a la irregularidad que presenta la muestra, mediante un vernier, se obtienen lecturas de los diámetros superior central e inferior y la altura en dos sentidos (girando 90°), esto se hace con la finalidad de obtener un valor lo más representativo posible.
6. A continuación se determina el peso de la muestra en estado natural. Con los valores obtenidos se calculan las áreas superior (As), central (Ac), inferior (Ai) y el área media (Am) con la expresión:

$$Am = \frac{As + 4Ac + Ai}{6}$$

Volumen de la muestra = Am X Hm

$\sigma h = \sigma m =$ Peso Volumétrico Natural.

$$\sigma m = \frac{\text{Pesodelamuestra(edonatural)}}{\text{Volumendelamuestra}}$$

Es conveniente determinar el contenido de humedad debido a que se correlaciona con la resistencia del suelo estudiado y en forma directa, puede calcularse el peso volumétrico seco (σd) mediante la expresión:

$$\sigma d = \frac{\sigma h}{1 + \omega}$$



CAPITULO II EXPLORACIÓN Y ENSAYES DE LABORATORIO

La secuencia anteriormente expuesta es la que se lleva a cabo para obtener cilindros de suelo, los cuales se emplean en ensayos de: compresión simple, compresión Triaxial rápida, entre otras.

En muestras inalteradas del suelo en estudio se hizo la determinación del peso volumétrico natural, los resultados se presentan en el Anexo II.

Limites de Consistencia de Attemberg.

Los suelos dependiendo de la cantidad de agua que posean y de sus características físicas pueden ser en mayor o menor escala deformables. Así mismo está en función su resistencia al esfuerzo cortante. Por ejemplo la arcilla a medida que va perdiendo su contenido de humedad su resistencia se incrementa inicialmente llegando a un estado plástico, si el proceso continúa hasta alcanzar el material un estado sólido su resistencia al esfuerzo resulta mayor.

Attemberg propuso cuatro estados por los que pueden pasar los suelos al ir disminuyendo su contenido de humedad, definiendo tres fronteras a los que llamo límites de consistencia (Limite Líquido LL, Limite Plástico LP y Limite de Contracción LC).

Limite Líquido. Es la frontera entre el estado semilíquido y plástico definiéndose como el contenido de humedad que requiere un suelo previamente remoldeado, en el que al darle una forma trapecial sus taludes fallen simultáneamente, cerrándose la ranura longitudinalmente 13mm, sin resbalar en sus apoyos, al sufrir el impacto de 25 golpes consecutivos (de 2 por segundo) en la copa de Casagrande siendo su altura de 1cm.

El límite líquido se define también como el contenido de humedad que requiere un suelo para presentar una resistencia al esfuerzo cortante de aproximadamente 27grs/cm² independientemente de su mineralogía.



CAPITULO II EXPLORACIÓN Y ENSAYES DE LABORATORIO

Límite Plástico. (Lp) Se define como el contenido de humedad que posee un cilindro de material en estudio de 11cm de longitud y 3.2mm de diámetro (formado al rotarlo con la mano sobre una superficie lisa) al comenzar a sufrir agrietamientos en su estructura.

Límite de Contracción (LC). Se define como el contenido de humedad que tiene un suelo que tras un secado posterior ya no provoca disminución de volumen. Es el nombre que recibe el material que se encuentra entre los estados semisólido y sólido.

El objetivo al determinar el Límite Plástico, Límite Líquido y de Contracción es clasificar el material, obtener el índice de fluidez y tenacidad, comparar los valores obtenidos con los de otros suelos.

En los diferentes estratos representativos se ensayaron límites de consistencia, en el Anexo II se presentan los resultados del ensayo realizado.

Determinación de la resistencia al esfuerzo cortante en el laboratorio.

Dentro de los ensayos de mayor importancia que se realizan en los laboratorios de Mecánica de Suelos; están aquellos donde se puede valorar la resistencia al esfuerzo cortante. La información obtenida es necesaria debido a que interviene en el diseño de cimentaciones de Ingeniería Civil tales como: edificios, puentes, presas, terraplenes y además en análisis de estabilidad de taludes, túneles y empujes sobre estructuras de retención. Para cada caso, dependiendo de las condiciones a que se encuentre sujeto el suelo o a las que se vaya a someter, existen varias pruebas tanto de laboratorio como de campo las cuales representan en parte las condiciones in-situ.

Las pruebas de laboratorio que se aplicaron a las muestras obtenidas en el presente estudio fueron:

- Compresión simple.
- Compresión Triaxial Rápida (UU).

El objetivo es determinar la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo con el objeto de evaluar la carga que puede actuar sobre él, sin provocar la falla de la masa del mismo.



CAPITULO II EXPLORACIÓN Y ENSAYES DE LABORATORIO

Con éste tipo de ensayos se persigue definir adecuadamente los parámetros de resistencia (ϕ , C), donde ϕ = Ángulo de fricción interna y C = Cohesión.

Se debe interpretar debidamente el tipo de falla que sufrió el material conforme a sus características.

Comparar los valores obtenidos para un mismo suelo sujeto a diferentes ensayos de resistencia, calcular la sensibilidad del suelo estudiado. Otro de los datos a obtener es el modulo de elasticidad.

La resistencia al esfuerzo cortante se expresa con la formula:

$$S = C + \sigma \tan \phi$$

Esta expresión representa la ley de resistencia la cual se encuentra en la teoría de Coulomb-Mohr.

En donde:

S = Resistencia al esfuerzo cortante.

C = Cohesión.

σ = Esfuerzo normal.

ϕ = Ángulo de fricción interna.

En suelos puramente friccionantes $S = \sigma \tan \phi$ y en materiales puramente cohesivos

$S = C$

Compresión Simple.

1. Después que se ha labrado el espécimen debe determinarse con un vernier sus diámetros y altura.
2. Calcule las magnitudes de las deformaciones totales que corresponden al 5%, 10%, 15% y 20% de la altura neta del espécimen. Las lecturas del extensometro correspondientes a estas deformaciones sirven de guía respecto al progreso de la prueba. El ensaye de compresión simple se lleva a cabo aplicando cargas axiales a un espécimen de suelo; midiendo las deformaciones correspondientes a la carga aplicada.



CAPITULO II EXPLORACIÓN Y ENSAYES DE LABORATORIO

La muestra se puede hacer fallar mediante dos procedimientos:

- Esfuerzo controlado o
- Deformación controlada.

Cuando los suelos son blandos el procedimiento que se emplea es el segundo, debido a que a una carga mínima corresponden deformaciones considerables. En cambio cuando se tienen materiales rígidos (suelos cementados en estado seco) debe aplicarse el primero.

3. Revisar el aparato de compresión simple.
4. Colocar el micrómetro y el extensómetro para tomar las lecturas de la carga y deformación respectivamente.
5. Monte el espécimen por ensayar, hasta que la placa superior haga contacto ligeramente con la muestra (sin aplicar ninguna carga).
6. Tome las lecturas iniciales en el micrómetro, extensómetro y cronómetro anotándolas ordenadamente.
7. Si se va a seguir el procedimiento controlando las deformaciones, puede fijarse la variación en el extensómetro; ya sea a cada 10, 20, 50, 100 centésimas de milímetro. Por lo tanto una vez establecidos estos valores, habrá que correlacionarlos simultáneamente con las lecturas proporcionadas por el micrómetro al ir transcurriendo el ensaye.

Nota: La velocidad de deformación a que deberá someterse el espécimen será de 5 a 2% de su altura por minuto.

8. Se abre la válvula sometiendo la probeta a la velocidad de deformación especificada hasta que la carga, después de haber llegado a un máximo empiece a decrecer (materiales arenosos). Es conveniente tomar varias lecturas después que ha fallado la muestra.

En el caso de suelos plásticos el ensaye debe de suspenderse cuando la deformación corresponde a un 20% con respecto a la altura inicial.

9. Haga un croquis mostrando la falla. Mida su ángulo con respecto a un plano horizontal.
10. Calcule los esfuerzos representando sus valores gráficamente.



Compresión Triaxial Rápida (UU).

Las pruebas de compresión triaxial nos sirven para determinar la relación esfuerzo-deformación, así como la resistencia de los suelos.

El ensaye de compresión triaxial rápida se lleva a cabo de la misma manera que la de compresión simple, en lo que respecta a la forma en la que se aplica la carga vertical.

Antes de someter la muestra a esfuerzo vertical, se le aplica un confinamiento lateral, producido por la presión de un líquido (agua).

La presión confinante que debe aplicarse dependerá del tipo de suelo, profundidad y sobrecargas.

El tipo de prueba triaxial que debe efectuarse en el laboratorio, dependerá de las condiciones a las que va estar sujeto el terreno de cimentación. Cabe aclarar que la prueba de compresión triaxial rápida se lleva a cabo en un tiempo menor a la rápida consolidada y a la lenta. Por otra parte el ensaye UU proporciona valores más conservadores que los R-CU y S-CD, esto se debe a que en la primera, la relación de vacíos y el grado de saturación se consideran constantes durante la prueba.

Procedimiento:

1. Debido a que la muestra se va a someter inicialmente a una presión confinante, el espécimen debe protegerse mediante una membrana de hule.
2. Deposite la muestra en el cabezal que se encuentra fijo en la base de la cámara, previamente coloque una piedra porosa y papel filtro.
3. Mediante una liga sujete la membrana con el cabezal inferior.
4. Coloque una piedra porosa en la parte superior del espécimen, y sobre ella el cabezal, sujetándolo mediante una liga.
5. Una vez que se encuentra montada la muestra se procede a fijar mediante la cámara de compresión, asentando el vástago en el cabezal superior.
6. Lleve la cámara al banco de compresión triaxial, conectando enseguida las mangueras que la comunican con el cilindro del dispositivo, de tal manera que el agua a presión le de el confinamiento deseado al espécimen.



CAPITULO II EXPLORACIÓN Y ENSAYES DE LABORATORIO

7. Se procede a aplicar la carga hasta que el espécimen falle, considerando el mismo criterio que se llevo a cabo en el ensaye de compresión simple.
8. Para determinar los parámetros de resistencia se dibujan a una determinada escala los círculos de Mohr, la ley de resistencia del suelo queda definida al trazar una línea tangente a ellos. En este caso, deben efectuarse tres ensayes empleando diferentes valores de presión confinante.

Para conocer los parámetros de resistencia del suelo, se efectuaron en muestras inalteradas ensayes de compresión triaxial no consolidada-no drenada (Pruebas UU), aplicando presiones de 0.25, 0.50 y 1.00 kg/cm². La ley de resistencia definida por la envolvente de los círculos de Mohr correspondientes a los estados de esfuerzo desviador máximo, obtenidos en pruebas de compresión triaxial no consolidada - no drenada, UU. Los registros de laboratorio así como las gráficas de esfuerzo-deformación unitaria, de las pruebas UU, se representan en el Anexo II.

Para determinar la resistencia del suelo se efectuaron en muestras inalteradas ensayes de compresión axial no confinada (q_u), los registros de laboratorio y las graficas de esfuerzo-deformación unitaria de las pruebas de compresión no confinada (q_u) realizadas, se presentan en el Anexo II.

Consolidación.

El proceso de deformación de las arcillas bajo carga llama la atención, no solo por los grandes asentamientos que pueden llegar a producirse, sino también porque estos tienen lugar casi completamente en un largo lapso posterior al momento de aplicación de la carga propiamente dicha; como resultado, es posible que una estructura sufra grandes deformaciones años después de su erección.

Los procesos de disminución de volumen de los suelos finos cohesivos (arcillas y limos plásticos), provocados por la actuación de sollicitaciones sobre su masa y que ocurren en el transcurso de un tiempo generalmente largo se denominarán procesos de consolidación.



CAPITULO II EXPLORACIÓN Y ENSAYES DE LABORATORIO

Frecuentemente ocurre que durante el proceso de consolidación permanece esencialmente igual la posición relativa de las partículas sólidas sobre un mismo plano horizontal; así el movimiento de las partículas de suelo puede ocurrir solo en la dirección vertical; esta es la consolidación unidimensional. Sucede en la realidad por ejemplo, en estratos de gran extensión en comparación con su espesor, comprimidos bajo cargas que ocupan áreas importantes. También sucede cuando un estrato grueso de arcilla contiene tal cantidad de capas delgadas de arena que la formación lateral queda restringida a límites despreciables.

En estos casos y en otros similares, las características de la consolidación de los estratos de arcilla pueden investigarse cuantitativamente con aproximación razonable realizando la prueba de consolidación unidimensional sobre especímenes representativos del suelo, extraídos en forma tan inalterada como sea posible. Se puede así calcular la magnitud y la velocidad de los asentamientos probables debidos a las cargas aplicadas.

Una prueba de consolidación unidimensional estándar se realiza sobre una muestra labrada con forma de cilindro, de pequeña altura en comparación al diámetro de la sección recta. La muestra se coloca en el interior de un anillo generalmente de bronce que le proporciona un completo confinamiento lateral. El anillo se pone entre dos piedras porosas una en cada cara de la muestras; las piedras son de sección circular y de diámetro ligeramente menor que el diámetro interior del anillo. El conjunto se coloca en la cazuela de un consolidómetro. El consolidómetro de anillo flotante, hoy principalmente usado y así llamado porque se puede desplazar durante la consolidación del suelo.

Por medio del marco de carga se aplican cargas a la muestra, repartiéndolas uniformemente en toda su área con el dispositivo formado con la esfera metálica y la placa colocada sobre la piedra porosa superior. Un extensómetro apoyado en el marco de carga móvil y ligado a la cazuela fija, permite llevar un registro de las deformaciones en el suelo. Las cargas se aplican en incrementos, permitiendo que cada incremento obre por un espacio de tiempo suficiente para que la velocidad de deformación se reduzca prácticamente a cero.



CAPITULO II EXPLORACIÓN Y ENSAYES DE LABORATORIO

En cada incremento de carga se hacen lecturas en el extensómetro, para conocer la deformación correspondiente a diferentes tiempos. Los datos de estas lecturas se dibujan en una grafica que tenga por abscisas los valores de los tiempos transcurridos, en escala logarítmica, y como ordenadas las correspondientes lecturas del extensómetro, en escala natural. Estas curvas se llaman de consolidación y se obtiene una parte para cada incremento de carga aplicado.

Una vez que el suelo alcanza su máxima deformación bajo un incremento de carga aplicado, su relación de vacíos llega a un valor menor evidentemente que el inicial; y que puede determinarse a partir de los datos iniciales de la muestra y las lecturas del extensómetro. Así para cada incremento de carga aplicado se tiene finalmente un valor de la relación de vacíos y otro de la presión correspondiente actuante sobre el espécimen. En suma de toda la prueba, una vez aplicados todos los incrementos de carga, se tienen valores para constituir una grafica en cuyas abscisas se ponen los valores de la presión actuante, en escala natural o logarítmica, y en cuyas ordenadas se anotan los correspondientes de e en escala natural, estas curvas se llaman de compresibilidad y de ellas se obtiene una en cada prueba de consolidación completa.

Los parámetros de compresibilidad del suelo, se obtuvieron por medio de pruebas de consolidación estándar. En el Anexo II se presentan la curva de compresibilidad, y el registro de laboratorio de la prueba de consolidación realizada.

Ensaye de C. B. R. (Valor Relativo de Soporte.)

El objetivo es conocer la calidad de los suelos en cuanto a valor de soporte se refiere midiendo la resistencia la penetración del suelo compactado y sujeto a un determinado periodo de saturación.

La prueba de Valor Relativo de Soporte se utiliza mucho todavía en la tecnología mundial de pavimentos como prueba de diseño y, en algunos casos, como prueba de control de calidad. Por tanto, es interesante conocer la variación del valor relativo de soporte con las diferentes condiciones de compactación.



CAPITULO II EXPLORACIÓN Y ENSAYES DE LABORATORIO

Para los especímenes que se prueban después de la saturación se obtiene una curva parecida a la de compactación, debido a la absorción de agua y expansión que sufre el espécimen durante la saturación.

El valor relativo de soporte depende tanto del contenido de agua como del peso volumétrico que se alcance durante la compactación del material.

El Valor Relativo de Soporte (VRS) se obtiene de una prueba de penetración, en la que un vástago de 19.40cm^2 (3plg^2) de área se hace penetrar en un espécimen de suelo a razón de 0.127 cm/min . (0.05plg/min); se mide la carga aplicada para penetraciones que varíen en 0.25cm (0.1plg). El Valor Relativo de Soporte del suelo se define como la relación, expresada en porcentaje, entre la presión necesaria para penetrar los primeros 0.25cm (0.1plg) y la presión requerida para tener la misma penetración en un material arbitrario, adoptando como patrón, que es una piedra triturada en la que se producen las presiones en el vástago que se anotan en una tabla que contenga dos columnas: penetración (cm) y presión del vástago (Kg/cm^2).

Como se dijo, la penetración que se usa para calcular el V.R.S., es la de los primeros 0.25cm ; como regla general, el V.R.S. disminuye cuando la penetración en que se hace su cálculo es mayor, pero a veces si se calcula con la penetración de 0.5cm resulta, más grande que el obtenido de la primera penetración; en tal caso se adopta como V.R.S. el obtenido con la segunda penetración (0.5cm).

El espécimen de suelo con el que se hace la prueba está confinado en un molde de 15.2cm (6plg) de diámetro y 20.3cm (8plg) de altura. En el método de prueba original utilizado en California, el espécimen se prepara en tres capas varilladas que llenasen el molde; después el material se presionaba con 140kg/cm^2 , aplicados uniformemente en su superficie superior, en estas condiciones eran preparados especímenes con humedades diferentes, hasta encontrar una en la que los 140kg/cm^2 provocarían la exudación del agua en la parte inferior del molde; este espécimen, tras un periodo de saturación de 4 días, se suponía representativo de las condiciones más desfavorables que pudieran llegar a prevalecer en el futuro pavimento.



Contrapeso.

En épocas más recientes el U.S. Army Corps Engineers ha desarrollado un método de prueba que difiere del tradicional en los procedimientos de preparación del espécimen.

Equipo

Maquina para aplicar carga.

Micrómetro.

Procedimiento.

Se saca el espécimen del tanque de saturación, dejándose escurrir previamente antes de someterlo a la prueba, una vez realizado esto se lleva el espécimen a la maquina para aplicar la carga correspondiente a la penetración. De la cual se obtiene que:

$$V.R.S. = \left(\frac{CARGA}{1360} \right) X 100$$

Se determinó el Valor Relativo de Soporte (CBR) de los materiales de depósito natural, los resultados se presentan de en el Anexo II.

II.3 CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRAFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO

Los numerosos estudios del subsuelo del Valle de México han permitido a Marsal y a Mazari zonificar la ciudad de México en tres grandes regiones que son:

1. Zona de Lomas.

Esta zona está constituida por terrenos compactos, areno-limosos, con alto contenido de gravas unas veces y otras con tobas pumíticas bien cementadas; en algunas partes esta zona invade los derrames basálticos del Pedregal. En general, la zona de lomas presenta buenas condiciones para la cimentación de estructuras; la capacidad de carga del terreno es alta y no hay formaciones compresibles capaces de asentarse mucho, Sin embargo debido a la explotación de minas de grava y arena, muchos predios pueden estar cruzados por galerías de desarrollo muy errático. Muchas de estas galerías pueden estar actualmente rellenas de materiales arenosos sueltos, lo cual, sin disminuir mucho su peligrosidad, hace muy difícil su localización, análogamente, en la zona en la que



CAPITULO II EXPLORACIÓN Y ENSAYES DE LABORATORIO

aparece una fuerte costra de derrames basálticos, en el contacto en diferentes derrames pueden aparecer cuevas o aglomeraciones de material suelto y fragmentado que pueden ser causa de falla bajo columnas pesadas. Esta es la razón de Marsal y Mazaric para explicar porque las estructuras pesadas de Ciudad Universitaria se erigieron evitando las áreas invadidas por las lavas derramadas de antaño por el Volcán Xitli. Otro problema que se presenta en la parte norte de la Ciudad de México, dentro de la zona general de lomas es la presencia de depósitos eólicos de arena fina y uniforme; estas formaciones son susceptibles de producir asentamientos diferenciales bruscos y erráticos, lo cual exige estudios importantes para elegir la cimentación acertadamente.

1. Zona de Transición.

Esta zona comprende las serranías, del poniente y el fondo del Lago de Texcoco, en donde las condiciones del subsuelo desde el punto de vista estratigráfico varían mucho de un punto a otro. En general aparecen depósitos superficiales arcillosos o limosos orgánicos, cubriendo arcillas volcánicas muy compresibles que se presentan en espesores muy variables con intercalaciones de arenas limosas o limpias, compactas; todo el conjunto sobreyace sobre mantos potentes, predominantemente de arena y grava. Los problemas de capacidad de carga y de asentamientos diferenciales son muy complejos, en particular en construcciones muy grandes expuestas a condiciones de carga diferente; esto es frecuente en construcciones industriales.

2. Zona de Lago.

Esta zona es la que corresponde a la mayor parte del Valle de México y así se le denomina por corresponder a los terrenos que constituyen el antiguo lago de Texcoco. Esta zona presenta características especiales en un corte estratigráfico; las cuales se enlistan como sigue:

- A. Depósitos areno-arcillosos o bien rellenos artificiales de hasta 10m de espesor.
- B. Arcilla de origen volcánico altamente compresible con intercalaciones de arena en pequeñas capas o lentes.



CAPITULO II EXPLORACIÓN Y ENSAYES DE LABORATORIO

- C. La primera capa dura, de unos 3 m aproximadamente de espesor está constituida por materiales arcillo-arenosos muy compactos. Esta capa suele localizarse a una profundidad del orden de los 33 m.
- D. Arcillas volcánicas semejantes a las que se describieron en el inciso anterior, aunque la estructura es más cerrada, el espesor de esta capa fluctúa entre los 4 y 14m
- E. Estratos alterados de arena con grava y limo con arcilla-arenosa.

En algunos lugares a partir de los 65 m se localiza un tercer manto arcilloso compresible. La zona de Lago se subdivide en dos:

- a. Zona Preconsolidada. Esta zona se ubica en el llamado centro del Valle, en donde antiguamente se construyeron monumentos Aztecas, y después coloniales, que fueron destruidos o sepultados, que han provocado una fuerte preconsolidación en zonas determinadas. Existen sitios en donde por estos efectos, la capa arcillosa superior no pasa de 20 m de espesor, otra de las causas principales es la sobre explotación de los mantos acuíferos provocando hundimientos diferenciales.
- b. Zona no preconsolidada. Esta zona cubre, aquella parte de la ciudad que no fue cargada con construcciones antiguas por lo que presenta mejor homogeneidad en sus propiedades mecánicas

El predio de interés se localiza en la Zona III (Zona de Lago), según la regionalización del subsuelo considerada por el Reglamento de Construcciones, en la zona del Peñón del Marqués.

Zona del Peñón de Marqués.

En esta zona, se han realizado varios estudios del subsuelo de los que se puede reportar lo siguiente: en un radio de 2 Km. en torno al cerro del Peñón del Marqués se encuentran arcillas de alta compresibilidad hasta 77m de profundidad y roca aflorando superficialmente. La pendiente de las capas incompresibles, de arena con gravas de tezontle, que penetran en los mantos compresibles tiene pendiente mayor del 10%.



CAPITULO II EXPLORACIÓN Y ENSAYES DE LABORATORIO

Superficialmente se encuentran arenas limosas de compacidad media a alta con contenidos de agua menores de 100%, a continuación se tienen arcillas de alta compresibilidad con contenidos de agua variables entre 100 y 400%, estratificadas con arenas limosas de baja compresibilidad en espesores muy variables. Finalmente aparecen capas de arena y grava de tezontle con los contenidos de agua muy bajos.

En esta zona, actualmente el bombeo de los estratos permeables ha abatido los niveles piezométricos a tal grado, que la zona permeable y fracturada debe funcionar como pozo de absorción, abatiendo localmente la presión del poro.

Superficialmente existe un sistema de fracturas, cuya traza tiende a ser paralela con las curvas de nivel del cerro y del cual solo aparece una parte en la figura 2.3.

Los movimientos diferenciales y las deformaciones de extensión que ocurren alrededor de estas aberturas afectan a tal grado las construcciones, que casas de dos niveles han sido demolidas.

Las grietas ocurren por el hundimiento regional del Valle de México y el abatimiento piezométrico local por bombeo. La consolidación diferencial que se genera por estos factores produce un alargamiento de la superficie del suelo creando áreas de tensión y agrietamiento, que se manifiestan en las zonas de mayor debilidad y en donde el cambio de pendiente de los materiales incompresibles es más brusco.

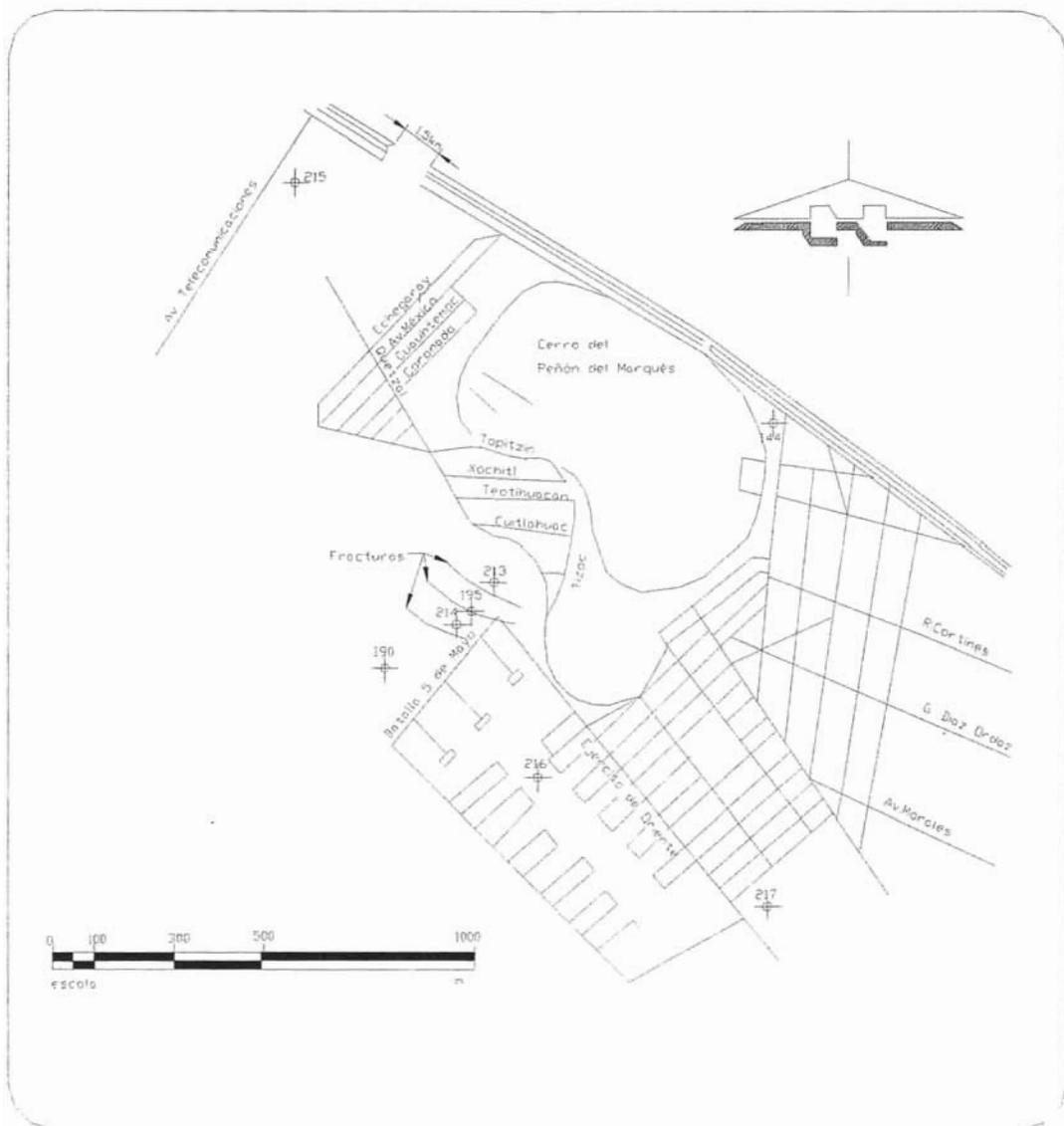


Fig. 2.3 Localización de grietas.



CAPITULO II EXPLORACIÓN Y ENSAYES DE LABORATORIO

Al término de la exploración del subsuelo en estudio se tiene la siguiente estratigrafía en cada uno de los pozos excavados:

POZO A CIELO ABIERTO PCA-1

Profundidad (m)	Descripción.
De 0.00 a 0.30	Capa de suelo vegetal
De 0.30 a 2.50	Arcilla gris oscuro, poco limosa, con raíces desecadas, de consistencia variable de firme a blanda. Con un contenido de agua entre el 50 y el 94 %. Limite liquido entre el 56 al 86 % y un limite plástico entre el 13 y el 15 %. De acuerdo al SUCS pertenece al grupo CH, con peso volumétrico de 1.50 ton/m ³ .



POZO A CIELO ABIERTO PCA-2

Profundidad (m)	Descripción.
De 0.00 a 0.30	Capa de suelo vegetal
De 0.30 a 2.50	Arcilla gris obscuro, poco limosa, con raíces desecadas, de consistencia variable de firme a blanda. Con un contenido de agua entre el 54 y el 62 %. Limite liquido entre el 58 al 83 % y un limite plástico entre el 32 y el 34 %. De acuerdo al SUCS pertenece al grupo CH, con peso volumétrico de 1.62 ton/m ³



CAPITULO II EXPLORACIÓN Y ENSAYES DE LABORATORIO

De acuerdo al sondeo realizado en el predio de interés se presenta la siguiente secuencia estratigráfica:

Superficialmente se encuentran materiales de relleno de tipo heterogéneo empacados en arcilla poco limosa con raíces, con espesor variable de 0.1 a 0.2 m.

A continuación se detectó la formación conocida como manto superficial, con un espesor de 2.5 m está constituida por arcillas con contenido de arena variable, café oscuro, de consistencia media, con límite líquido de 87 % y plástico de 16 % del grupo CH según el SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos), con contenido de agua variable entre 50 y 100%, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable entre 16 y 7 golpes, de consistencia media, con cohesión de 3.2 ton/m² y ángulo de fricción interna de 7°, determinados en compresión triaxial UU no consolidada-no drenada. Con peso volumétrico natural de 1.47 ton/m³, densidad de sólidos de 2.42 y relación de vacíos de 1.38.

Enseguida aparece la formación arcillosa superior con un espesor aproximado de 45 m. Está constituida por arcilla bentonítica de diferentes coloraciones, con estratos intercalados de arena y materia orgánica. El contenido de agua varía entre 125 y 376%, IRPE variable entre 1 golpe y peso de herramienta, de consistencia entre blanda y muy blanda. Con límite líquido variable entre 240 y 500%, límite plástico entre 160 y 240%, del grupo CH según el SUCS. En la parte superior se tiene una cohesión de 2.5 ton/m² y un ángulo de fricción interna de 4°, determinados en compresión triaxial UU no consolidada no drenada, a partir de 9.5 m de profundidad la cohesión oscila entre 1.8 y 3.5 ton/m² determinada en compresión axial no confinada. El peso volumétrico natural varía entre 1.10 y 1.13 ton/m³.

En particular entre 9.2 y 10.6 m de profundidad se encuentra una capa de limo poco arenoso y arena poco limosa, gris oscura, con contenido de agua medio de 40%, compacta, con índice de resistencia a la penetración estándar medio de 2 golpes.



CAPITULO II EXPLORACIÓN Y ENSAYES DE LABORATORIO

El nivel freático se encontró a 2.30 m de profundidad, con respecto al nivel actual de la superficie del terreno en la fecha en la que se realizó la exploración.

El estado actual de los esfuerzos en el subsuelo se representa en la *Anexo II* mediante la gráfica de la variación con la profundidad de la presión vertical efectiva (determinada como la diferencia entre la presión total y la de poro); también se indican los intervalos de preconsolidación definidos en los ensayos de consolidación unidimensional efectuados.

Del los resultados de el ensaye de consolidación unidimensional, se concluye que los depósitos localizados entre la superficie y 6.5 m de profundidad, están preconsolidados por desecación y a partir de dicha profundidad, y hasta 20 m tienen una diferencia entre los esfuerzos efectivos actuales de la estructura de los depósitos arcillosos y el esfuerzo de preconsolidación, variable entre 2 y 1.5 ton/m², decrementándose con la profundidad.

Considerando las características de rigidez de la cimentación que más adelante se define, la deformabilidad de los materiales del subsuelo y la presión de contacto aplicada a los materiales de apoyo por la cimentación, el módulo de reacción del suelo deberá considerarse de 2 kg/cm³.



CAPITULO III ELECCIÓN Y ANALISIS DE LA CIMENTACIÓN.

El objetivo de una cimentación es transmitir las cargas de la superestructura y el peso propio de ésta al terreno. Pero además debe cumplir las siguientes funciones: proporcionar apoyo a la estructura: distribuyendo las descargas, considerando un factor de seguridad adecuado entre la estructura de cimentación y el suelo; limitar los asentamientos totales y diferenciales; con la finalidad de controlar los daños en la construcción y construcciones adjuntas; mantener la posición vertical de la estructura ante las acciones.

La selección del tipo de cimentación depende fundamentalmente del tipo de construcción, de las cargas o acciones que actúan sobre de ella y del terreno donde se va a ubicar. Se dice que la selección de una cimentación debe estar basada en los conocimientos técnicos y el buen criterio del Ingeniero lo segundo es una cualidad que se desarrolla después de varios años de experiencia.

III.1 Determinación del tipo de cimentación

Considerando las características arquitectónicas y estructurales de la edificación destinada a los servicios de administración, contemplando que el proyecto contempla dos niveles; y tomando en cuenta las características estratigráficas y mecánicas del subsuelo antes descritas, en particular la existencia de materiales arcillosos de consistencia media, entre 1 y 2 m de profundidad, subyacidos por un depósito arcilloso de consistencia blanda, se juzga que la alternativa de cimentación más adecuada para la estructura que alojará los servicios y la administración debe ser soportada por zapatas corridas. (Fig. 3.1).

Por lo anterior mencionado las estructurales de las cubiertas de las bombas (Fig.3.2) se cimentaran por medio de zapatas aisladas

Ambas cimentaciones se desplantaran a 1.0 m de profundidad, respecto al nivel actual de la superficie del terreno, diseñadas para una capacidad de carga que resulte.



CAPITULO III ELECCIÓN Y ANALISIS DE LA CIMENTACIÓN.

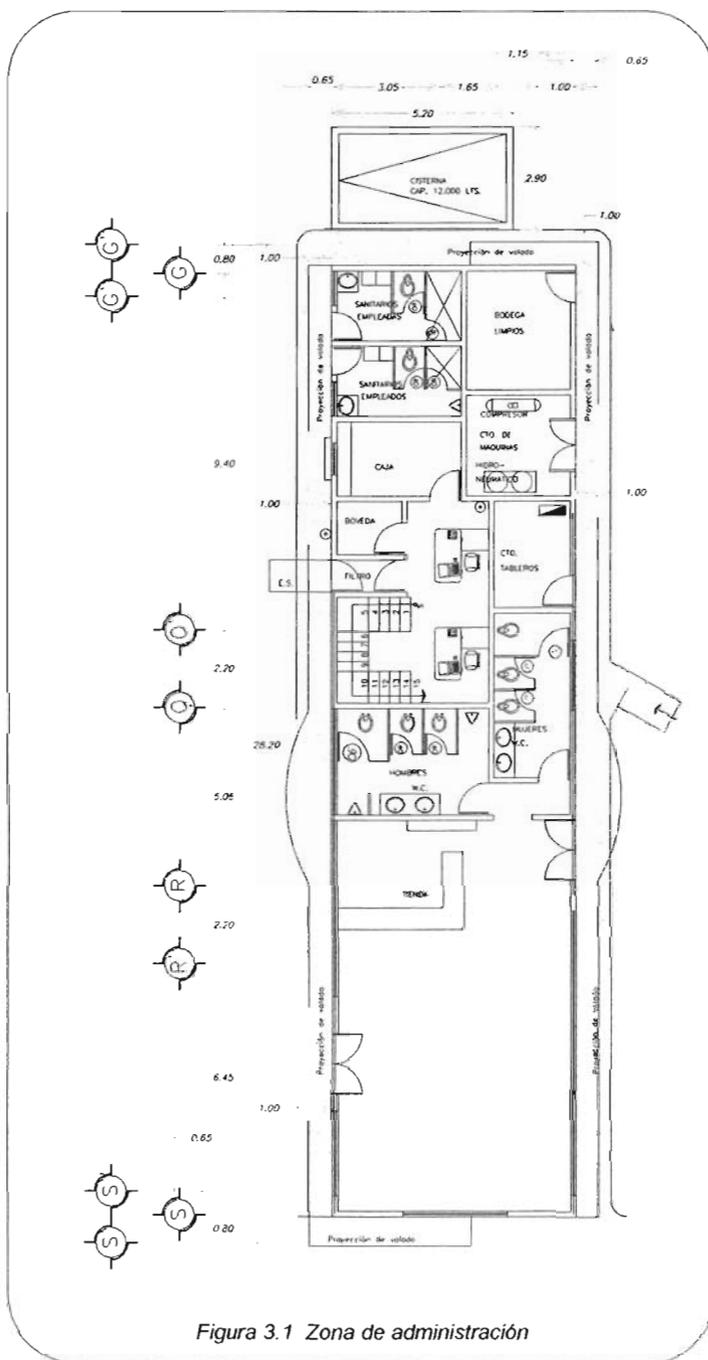
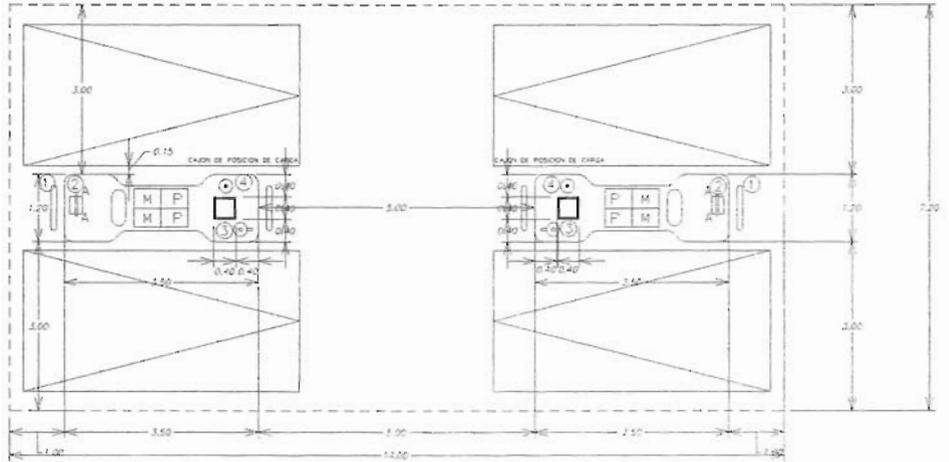


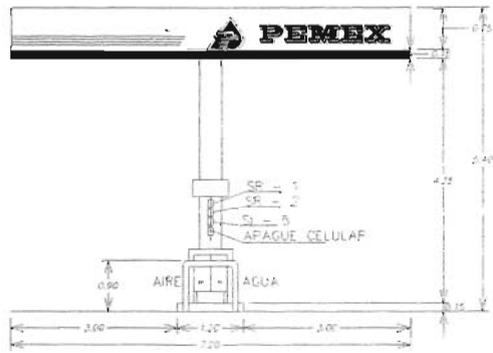
Figura 3.1 Zona de administración



CAPITULO III ELECCIÓN Y ANALISIS DE LA CIMENTACIÓN.



PLANTA MODULO DE ABASTECIMIENTO
GASOLINAS



ALZADO LATERAL
MODULO DE ABASTECIMIENTO - GASOLINAS

Fig. 3.2 Estructuras de las cubiertas de las bombas.



CAPITULO III ELECCIÓN Y ANALISIS DE LA CIMENTACIÓN.

Para lograr un factor convincente de seguridad, deberán tenerse en cuenta dos aspectos mecánicos primordiales: uno de ellos es la capacidad del subsuelo para soportar las cargas impuestas; otro es que los movimientos totales y diferenciales sean compatibles con el tipo de cimentación que se propone, con el tipo de estructura y con los requisitos funcionales de la obra. Adjuntamente; el comportamiento de la misma deberá ser tal que no afecte las construcciones vecinas, en su caso.

La capacidad del subsuelo es un concepto importante que se debe tener en cuenta al iniciar el cualquier análisis de una cimentación; así como los diferentes tipos de falla a los que se puede llegar.

Se llama capacidad de carga a la máxima intensidad de presión que una estructura transmite al suelo, que lo soporta sin llegar a causar asentamientos que pongan en peligro la estabilidad de la construcción o se presente falla del suelo por cortante.

El análisis de la capacidad de carga en la evaluación de la estabilidad y la economía de las cimentaciones superficiales dependen de las características geométricas de la cimentación, de las propiedades mecánicas e índices del terreno, así como de la localización del nivel freático.

Se ha observado que la falla por capacidad de carga en las construcciones sucede como producto de una rotura por el corte del suelo de desplante de la cimentación, los tres tipos de falla principales de la cimentación son:

1. Falla por corte general.
2. Falla por punzamiento.
3. Falla por corte local.



CAPITULO III ELECCIÓN Y ANALISIS DE LA CIMENTACIÓN.

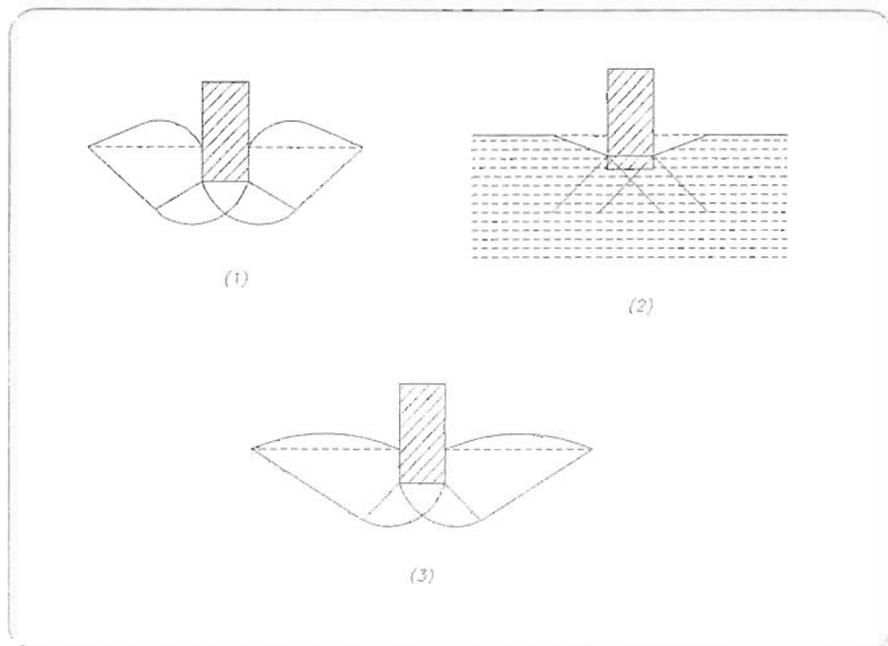


Figura 3.3 Tipos de falla por capacidad de carga.

La falla por corte general (Figura 3.3 a) se caracteriza por la existencia, dentro del terreno, de una superficie de deslizamiento continuo, que se inicia desde un borde de la cimentación hasta la superficie del terreno.

La falla por punzamiento (Figura 3.3 b) se identifica por un movimiento vertical de la cimentación, debido a la compresión del suelo, inmediatamente debajo de dicha cimentación hasta la superficie del terreno.

La falla por corte local (Figura 3.3 c) presenta una marcada tendencia al bufamiento del suelo a los lados de la cimentación, presentándose compresiones verticales fuertes debajo de ella, la superficie de deslizamiento terminan en algún punto dentro de la misma masa del suelo. Este tipo de falla es de transición entre las dos mencionadas anteriormente.



CAPITULO III ELECCIÓN Y ANALISIS DE LA CIMENTACIÓN.

Se puede establecer, en términos generales que el tipo de falla depende de la compresibilidad relativa del suelo en cuanto a las condiciones geométricas y de carga actuante. Se tendrá falla por corte general en suelos incompresibles, con una resistencia al esfuerzo cortante finita. Y falla por punzamiento cuando se tengan suelos muy compresibles en relación con su resistencia. No obstante resulta interesante hacer notar que el tipo de suelo no determina el tipo de falla.

La determinación de la capacidad límite de falla de una cimentación es un problema de equilibrio elastoplástico. La solución al problema presenta dificultades al encontrar las relaciones esfuerzo - deformación – tiempo.

Otros de los factores importantes en el análisis de la cimentación son el:

- A. Determinar los hundimientos y presiones de contacto del suelo.
- B. Calcular los elementos mecánicos en los elementos estructurales de la cimentación, debido a los movimientos diferenciales, presiones de contacto y las cargas de la superestructura.

Las zapatas son estructuras constituidas principalmente por una losa que puede tener formas diversas como cuadradas, rectangulares, circulares o cualquier otra de acuerdo a la construcción. Las zapatas que soportan una sola columna se llaman zapatas aisladas. La zapata que se construye debajo de un muro se llama zapata continua.

Por medio de análisis teóricos elásticos y observaciones que muestran que la distribución de esfuerzos debajo de las zapatas cargadas simétricamente, no es uniforme. La distribución de los esfuerzos, depende del tipo de material debajo de la zapata, y de la rigidez de la zapata misma. Para zapatas sobre material suelto y poco cohesivo, las partículas de suelo tienden a desplazarse hacia los extremos quedando relativamente confinadas en el centro como se ve en la figura (1.a). En el caso general de zapatas rígidas sobre suelo cohesivos, la figura (1.b) muestra la distribución teórica de las presiones. Debido a que las intensidades de la presión debajo de las zapatas



CAPITULO III ELECCIÓN Y ANALISIS DE LA CIMENTACIÓN.

dependen de la rigidez, del tipo de suelo y las condiciones del mismo, el problema es generalmente indeterminado.

En diseños prácticos se recomienda la siguiente hipótesis:

1. La distribución de presiones es lineal.
2. La losa de la zapata se considera rígida.
3. No se admiten tensiones en el terreno.

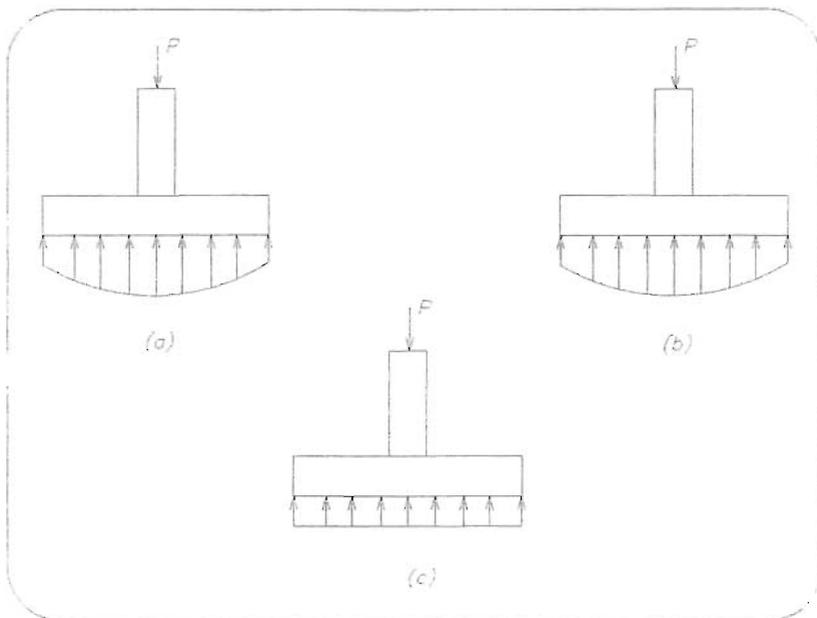


Figura 3.4 Distribución de las presiones debajo de una zapata.

A continuación se presentan los criterios aplicados para el análisis de los estados límite de falla y de servicio de la alternativa de cimentación elegida así como los resultados obtenidos.



III.2 Determinación de la capacidad de carga.

La capacidad de carga se determinó considerando que los materiales afectados por la superficie potencial de falla son suelos cohesivos, y aplicando la siguiente expresión¹:

$$Ca = CNcF_R + Pv$$

En donde:

Ca = Capacidad de carga admisible del suelo de apoyo de las zapatas, en ton/m².

C = Cohesión del material de apoyo, en ton/m².

Nc = Coeficiente de capacidad de carga, adimensional y dado por:

$$Nc = 5.14 \left(1 + 0.25 \frac{D}{B} + 0.25 \frac{B}{L} \right) = 7.71$$

en la cual:

Df = Profundidad de desplante la cimentación en m = 1.0m

B = Ancho del cimiento, en m = 1.0m

L = Largo del cimiento, en m.

F_R = Factor de resistencia, adimensional e igual a 0.35

Pv = Presión vertical total a la profundidad de desplante, en ton/m².

Considerando una cohesión de 1.0 ton/m², y un peso volumétrico de 1.18 ton/m³, obtenidos de las pruebas de compresión triaxial UU no consolidada no drenada realizadas, y los datos que se mencionaron con anterioridad; se calculo la capacidad de carga admisible obteniéndose como resultado:

$$Ca = 4.0 \text{ ton} / \text{m}^2$$

¹ Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones Gaceta Oficial del Departamento del D.F., Quinta Época No. 40, México, D.F. 12 de Noviembre de 1987.



CAPITULO III ELECCIÓN Y ANALISIS DE LA CIMENTACIÓN.

Por lo que se toma una capacidad de carga = 4.0ton/m²

Se reviso la zapata corrida de la Estructura de Servicios y Administración ubicada en el eje "G" (Figura 3.5), para lo cual se utilizaron los criterios que a continuación se describen, junto con los resultados obtenidos.

III.3 Dimensionamiento de las zapatas.

Para el dimensionamiento de las zapatas se deberá considerar que el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal indica tomar la carga que resulte mayor de las siguientes condiciones:

- Condiciones estáticas, que considera la combinación de cargas permanentes más carga viva con intensidad máxima más el peso de la cimentación, afectadas de un factor de carga de 1.4.
- Condiciones dinámicas, que considera la combinación de cargas permanentes más carga viva con intensidad instantánea y acción accidental más crítica (incremento de carga provocada por el momento de volteo debido al sismo) más el peso de la cimentación, afectadas por un factor de carga de 1.1.
- En el caso de la combinación de cargas (en particular los que incluyan solicitaciones sísmicas) que den lugar a excentricidades actuando a una distancia "e" del eje centroidal del cimientó el ancho efectivo de éste, deberá considerarse igual a:

$$B' = B - 2e$$

donde :

B' = Ancho reducido, en m.

B = Ancho de la zapata, en m.

e = Excentricidad con respecto al centroide del área de cimentación.



CAPITULO III ELECCIÓN Y ANALISIS DE LA CIMENTACIÓN.

El coeficiente sísmico que deberá considerarse que actúa en la base de la construcción por efecto de sismo, será igual a 0.40, por considerarse que el subsuelo en el sitio de interés tiene características similares a la zona que el Reglamento de Construcciones denomina Zona de Lago.

Se tomará una carga de $0.9 \text{ ton/m}^2/\text{nivel}$	Condiciones Máximas
$0.9 \text{ ton/m}^2 / \text{nivel} \times 0.95 = 0.855 \text{ ton/m}^2 / \text{nivel}$	Condiciones Instantáneas.
$0.9 \text{ ton/m}^2 / \text{nivel} \times 0.90 = 0.81 \text{ ton/m}^2 / \text{nivel}$	Condiciones Medias.

Analizando la zapata corrida del eje "G" tenemos (Fig. 3.5)

$$A = L \times B = 7.00 \text{ m} \times 1.65 \text{ m} = 11.55 \text{ m}^2$$

$$0.90 \text{ ton/m}^2 / \text{nivel} \times 2 \text{ niveles} = 1.80 \text{ ton/m}^2$$

$$1.80 \text{ ton/m}^2 \times 11.55 \text{ m}^2 = 20.79 \text{ ton} \times 1.4 = 29.10 \text{ ton}$$

$$A = \frac{W}{Q_{adm}} = \frac{29.10 \text{ ton}}{4 \text{ ton/m}^2} = 7.27 \text{ m}^2$$

$$B = \frac{A}{L} = \frac{7.27 \text{ m}^2}{7 \text{ m}} = 1.03 \text{ m} \approx 1.10 \text{ m}$$

$$B = 1.10 \text{ m}$$



III.4 Revisión de los estados límite de falla.

La zapata que funcionará como cimentación en la estructura que conforma el área de oficina para servicios administrativos se revisará como sigue:

III.4.1 Estado límite de falla en condiciones estáticas.

Considerando la combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad máxima, más el peso de la cimentación, afectadas por un factor de 1.4, una vez dimensionadas las zapatas deberá verificarse que la desigualdad siguiente se satisfaga:

$$\left(\frac{\sum QFc}{A} \right) < RF_R$$

donde :

$\sum Q$ = Suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada en ton.

Fc = Factor de carga, adimensional e igual a 1.4

A = Área de apoyo de la zapata de cimentación, en m².

R = Capacidad de carga de los materiales que subyacen a la zapata de cimentación.

F_R = Factor de resistencia, igual a 0.35

Aplicando tenemos:

$$\left(\frac{\sum QFc}{A} \right) < RF_R$$
$$\left(\frac{29.10ton}{7.0m \times 1.10m} \right) < 4.0ton/m^2$$

$$3.77ton/m < 4.0ton/m^2 \quad \text{CUMPLE}$$



III.4.2 Estado límite de falla en condiciones dinámicas.

Considerando la combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad instantánea y acción accidental más crítica (sismo), más el peso de la cimentación, afectadas por un factor de carga de 1.1 una vez dimensionadas las zapatas deberá comprobarse que la desigualdad siguiente se satisfaga:

$$\left(\frac{\sum QFc}{A} \right) < RF_R$$

donde :

$\sum Q$ = Suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada en ton.

Fc = Factor de carga, que para este caso es igual a 1.1.

R = Capacidad de carga de los materiales que subyacen a la zapata de cimentación.

R_R = Factor de resistencia igual a 0.35.

Aplicando tenemos:

$$\left(\frac{\sum QFc}{A} \right) < RF_R$$

$$\left(\frac{20.79\text{ton} \times 1.1}{7.0\text{m} \times 1.10\text{m}} \right) < 4.0\text{ton}/\text{m}^2$$

$$2.97\text{ton}/\text{m} < 4.0\text{ton}/\text{m}^2$$



CAPITULO III ELECCIÓN Y ANALISIS DE LA CIMENTACIÓN.

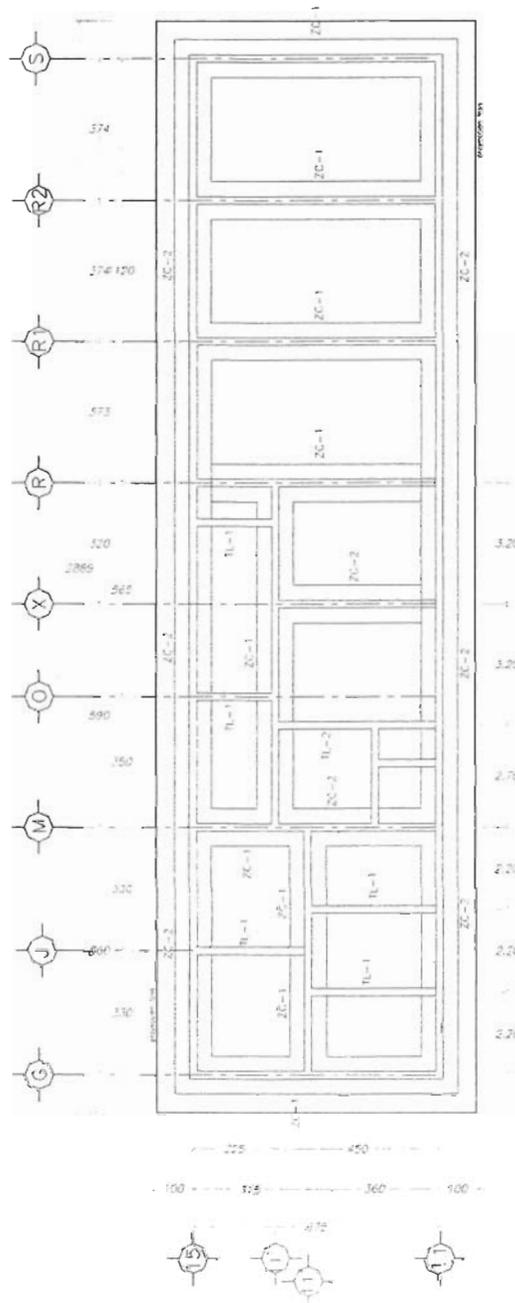


Fig. 3.5 Dimensionamiento de zapatas (Zona de servicios y administración)



III.5 Estado límite de servicio

Se estimaron los asentamientos a largo plazo que sufrirá la cimentación considerando que transmitirá un incremento de presión a los materiales del subsuelo de 3.5 ton/m², actuando a partir del nivel de desplante de la cimentación.

Los asentamientos se calcularon empleando un programa de computadora, el cual determina la distribución de esfuerzos en el subsuelo debidos al incremento de esfuerzos considerando la presión neta, según la teoría de Boussinesq y en base a éstos, los asentamientos tomando en cuenta las presiones efectivas actuales del subsuelo y las curvas de compresibilidad de los estratos arcillosos afectados por la sobrecarga aplicada.

III.5.1 Determinación de las deformaciones diferenciales máximas.

Con los asentamientos obtenidos de la zapata se calculó la deformación diferencial entre el centro y la esquina de ésta con la siguiente expresión:

$$\Delta H = \Delta H_{\text{máx}} - \Delta H_{\text{mín}}$$

Los asentamientos que se obtuvieron fueron: en la esquina de 2.40cm y en el centro de 8.10cm. Por lo que resulta que:

$$\Delta H = 5.70\text{cm}$$

El desglose de los cálculos se expone en el anexo II.

Se recomienda utilizar en la construcción; material aligerado, ya que para los cálculos se supuso una carga de 0.90ton/m² para cada una de las plantas,



III.6 Procedimiento Constructivo

Las cimentaciones de la mayor parte de las estructuras se desplantan debajo de la superficie del terreno. Por lo tanto no pueden construirse hasta que se ha excavado el suelo que está arriba del nivel de la base de las cimentaciones.

Las excavaciones poco profundas pueden hacerse sin sostener el material circunvecino, si existe el espacio adecuado para construir taludes que puedan soportar el material. La inclinación de los taludes es función del tipo y carácter del suelo o roca; de las condiciones climáticas; de la profundidad de la excavación y del tiempo que la excavación vaya a permanecer abierta. Como regla los taludes se hacen tan parados como el material lo permita, porque la ocurrencia de pequeños derrumbes generalmente no tiene importancia. El costo de extraer el material afectado por los derrumbes puede ser considerablemente menor que el de la excavación adicional, necesaria para tener taludes menos inclinados.

Los taludes menos inclinados que pueden usarse en una localidad dada se determinan por la experiencia.

El talud máximo que un suelo arcilloso puede soportar es función de la profundidad del corte y de la resistencia al esfuerzo cortante de la arcilla. Si la arcilla es blanda, abajo del nivel de la base de la excavación, pueden ser necesarios taludes más inclinados para evitar el bufamiento del fondo. Además las arcillas rígidas o duras comúnmente poseen o desarrollan grietas cerca de la superficie del terreno. Si estas grietas se llenan de agua, la presión hidrostática reduce mucho el factor de seguridad y puede producir fallas en los taludes.



CAPITULO III ELECCIÓN Y ANALISIS DE LA CIMENTACIÓN.

Debido a lo antes mencionado se considera que la excavación que alojará a las zapatas de cimentación se hará como sigue:

- 1) Las excavaciones necesarias para alojar a las zapatas de cimentación se podrán hacer con taludes verticales, empleando maquinaria hasta 0.2 m arriba del nivel de desplante, la última capa se excavará a mano para evitar la alteración del material de apoyo.
- 2) Una vez realizadas las cepas que alojarán a las zapatas, previamente a su construcción, deberá revisarse que al nivel de desplante recomendado no se tengan materiales de relleno. En caso de tenerse rellenos deberán retirarse totalmente y recuperar el nivel de desplante de proyecto con la plantilla de concreto pobre y/o tepetate-tezontle en una proporción 30-70% en peso respectivamente.
- 3) Se colocará a la brevedad posible una plantilla de concreto pobre que proteja al material de alteraciones por el tránsito de trabajadores.
- 4) Se procederá a colocar el armado y a colar las zapatas.



CAPITULO IV CAJONES PARA LOS TANQUES ALMACENAMIENTO.

Los cajones que alojarán los tanques de almacenamiento, serán de concreto reforzado. Desde el punto de vista geotécnico; éstos constituirán una estructura sobrecompensada, entendiéndose por esto, que se trata de remover un cierto peso del suelo y buscar que la carga de la estructura sea menor al peso de los materiales excavados. De esta manera se logra que el estado de presiones en el terreno, después de colocada la estructura sea similar al estado de presiones existentes antes de la construcción.

Los cajones se cimentarán mediante el apoyo de su losa de fondo, desplantados a 6.10m de profundidad, con una losa tapa al nivel de piso del pavimento. Las dimensiones de los cajones se muestran en la figura 4.1.

La losa de fondo se define como un elemento estructural con dimensiones similares a la base de la estructura, en ella se considera que la carga total de la estructura es uniformemente distribuida, con lo que se reduce la presión de contacto



CAPITULO IV CAJONES PARA LOS TANQUES DE ALMACENAMIENTO

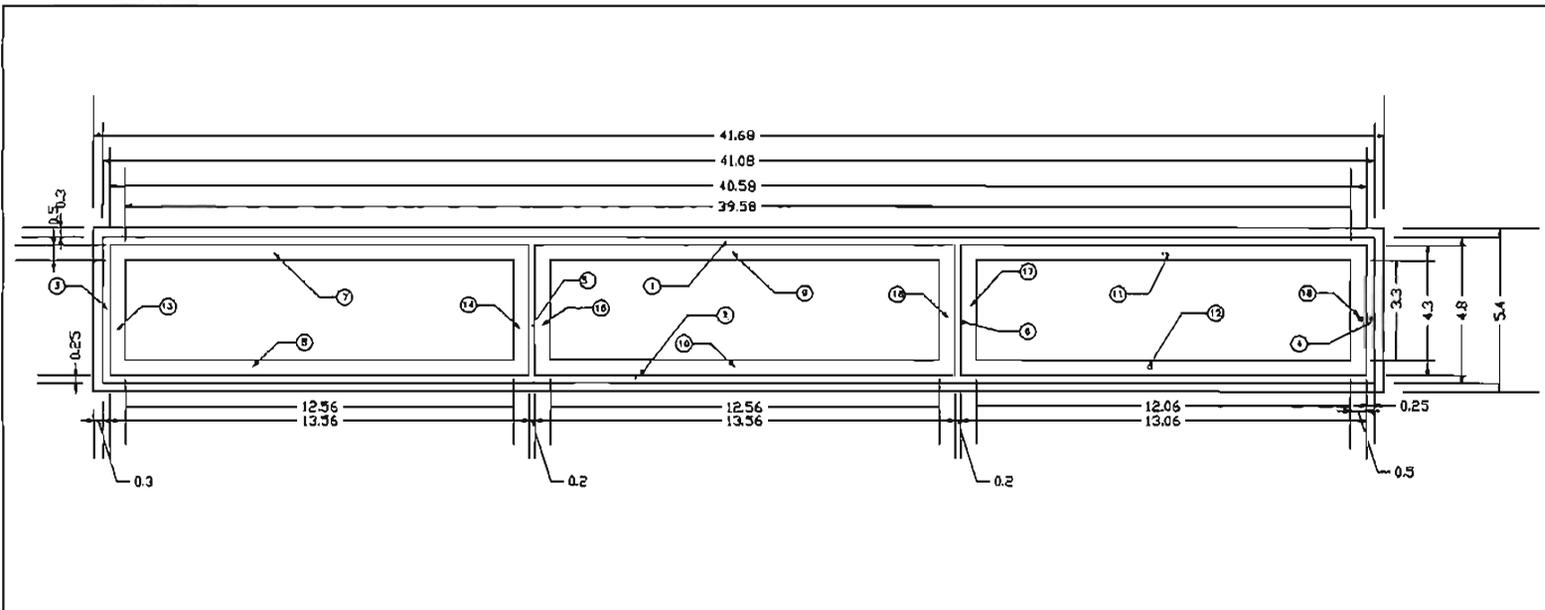


FIG. 4.1
CAJONES PARA ALOJAR LOS TANQUES DE ALMACENAMIENTO
(PLANTA)



CAPITULO IV CAJONES PARA LOS TANQUES ALMACENAMIENTO.

IV.1 Análisis de los Cajones.

La estructura estará compuesta por tres cajones; los cuales se revisarán tomándose como uno solo.

Las acciones que se toman en cuenta para la revisión de los cajones únicamente es el peso de la estructura, sumando a éste: el peso de los tanques llenos, tomándose en cuenta que la situación más crítica es cuando los tanques de combustible se encuentran vacíos, pero esto se revisará más adelante en falla por flotación.

La determinación de la profundidad de desplante de los cajones se hizo de acuerdo a las características de los tanques,

IV.1.1 Estado limite de falla

La estabilidad de los cajones (estructura sobrecompensada Fig. 4.1) se verificará de la siguiente manera:

Para satisfacer el estado limite de falla el único mecanismo que debe revisarse es el de flotación. La revisión se efectúa verificando la desigualdad siguiente:

$$\left[\frac{\sum Q}{A} \right] F_c > H \gamma \omega$$

donde:

$\left[\frac{\sum Q}{A} \right]$ = Combinación de las acciones permanentes y variables con valor mínimo probable.

Fc = Factor de carga. Fc = 0.9

H = Altura máxima estimada del nivel freático, medida a partir del nivel de desplante.

$$H = 6.10m - 2.30m = 3.80m$$



CAPITULO IV CAJONES PARA LOS TANQUES ALMACENAMIENTO.

El peso unitario de cada uno de los cajones que alojarán los tanques de combustible, considerando los tanques vacíos, será de 5.00 ton/m^2 , en esas condiciones la desigualdad resulta:

$$\left[\frac{\sum Q}{A} \right] Fc = 5.00 \times 0.9 = 4.50 \text{Ton} / \text{m}^2$$

$$H\gamma\omega = 3.80 \times 1.0 = 3.80 \text{Ton} / \text{m}^2$$

$$4.50 \text{Ton} / \text{m}^2 > 3.80 \text{Ton} / \text{m}^2$$

Por lo tanto la cimentación no flotará, pero se tiene un factor de seguridad de:

$$F.S. = \frac{4.50 \text{Ton} / \text{m}^2}{3.80 \text{Ton} / \text{m}^2} = 1.18$$

Dejando esta condición en un estado incipiente de falla, por lo que se recomienda que se tenga un factor de seguridad mínimo de 1.5.

Para evitar la falla por flotación deberá incrementarse el peso del cajón, lo que podrá hacerse mediante una losa en volado de 1 m de ancho, ligada estructuralmente al cajón a 1.1 m de profundidad, respecto al nivel de piso de proyecto, sobre la que se colocará un lastre constituido por un material con peso volumétrico mínimo de 1.5 ton/m^2 , lo que incrementará el peso unitario del cajón a 7.5 ton/m^2 , en esas condiciones la desigualdad resulta:

$$\left[\frac{\sum Q}{A} \right] Fc = 7.50 \times 0.9 = 6.75 \text{Ton} / \text{m}^2$$

$$H\gamma\omega = 3.80 \times 1.0 = 3.80 \text{Ton} / \text{m}^2$$

$$6.75 \text{Ton} / \text{m}^2 > 3.80 \text{Ton} / \text{m}^2$$

Que se satisface, resultando entonces admisible el estado límite de falla contra flotación, con un factor de seguridad de 1.78



CAPITULO IV CAJONES PARA LOS TANQUES ALMACENAMIENTO.

Se realizaron los cálculos convenientes para obtener las dimensiones de la losa de fondo y la losa tapa, y lograr tener una cimentación sobrecompensada; al igual que para obtener el Factor de Seguridad adecuado. Las dimensiones de las losas se muestran en el plano No.3. El desglose de los cálculos se expone en el anexo II.

IV.1.2 Estado limite de servicio

Los movimientos verticales que sufra la estructura respecto al terreno circundante se deberán a las recuperaciones de las expansiones elásticas producidas durante la construcción de la cimentación y las expansiones debidas al aumento de volumen de los depósitos arcillosos, producidos por el decremento de presión neta transmitida al subsuelo, por ser una cimentación sobre compensada.

IV.1.2.1 Expansiones Elásticas

Para la evaluación de las expansiones elásticas máximas que ocurrirán al efectuar la excavación necesaria para construir el cajón que alojará los tanques de almacenamiento, se empleo el criterio de Steinbrenner y los módulos de elasticidad obtenidos de correlacionar las propiedades índice de los materiales de interés con las de otros semejantes en los que se han determinado los módulos elásticos por métodos geosísmicos.

Según dicho criterio, el desplazamiento vertical bajo la esquina de un área rectangular descargada, colocada en la superficie de una capa de espesor D, está dada por:

$$HD = \frac{qB}{E} [(1-u^2)F_1 + (1-u-2u^2)F_2]$$

donde:

q = Descarga uniformemente repartida superficialmente, provocada con la excavación, en ton/m²

B = Ancho del área descargada, en m.

F1 y F2= Coeficientes adimensionales, que dependen de la relación D/L y L/B.



CAPITULO IV CAJONES PARA LOS TANQUES ALMACENAMIENTO.

D = Espesor del estrato considerado, en m.

L = Longitud del área descargada

E = Módulo de elasticidad del suelo bajo la zona de excavación, en ton/m².

μ = Relación de Poisson, adimensional.

Que para un sistema de capas o estratos queda la siguiente expresión:

$$H = HD_1(E_1, u_1) + \{HD_2(E_2, u_2) - (HD_1(E_2, u_2))\} + \dots + \{Hd_N(E_N, u_N) - HD_{n-1}(E_N, u_N)\}$$

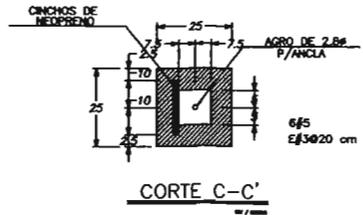
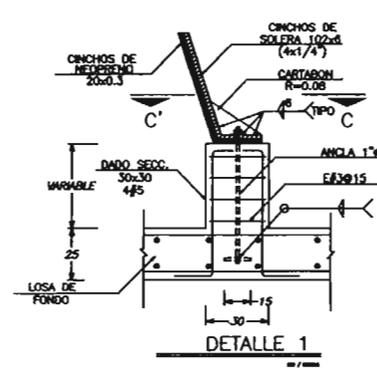
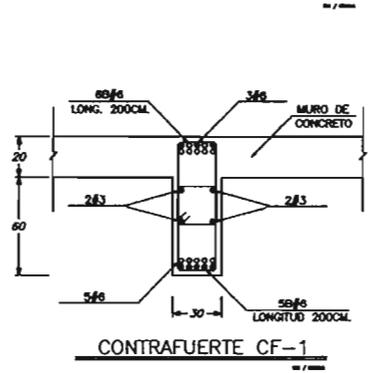
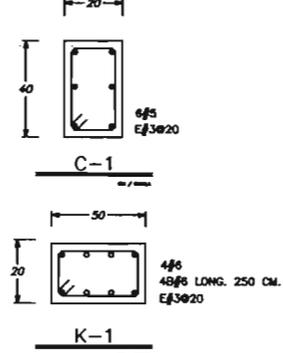
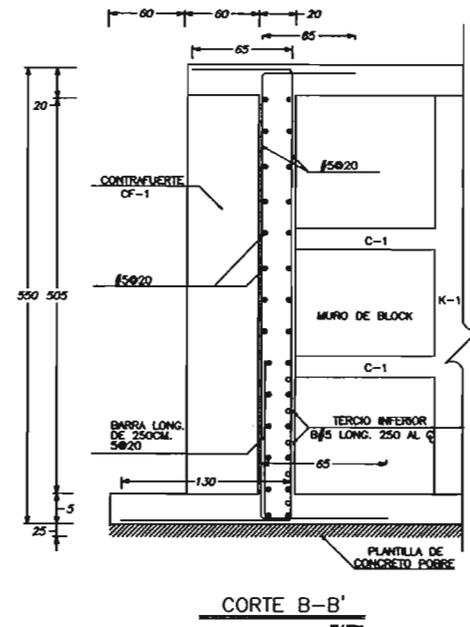
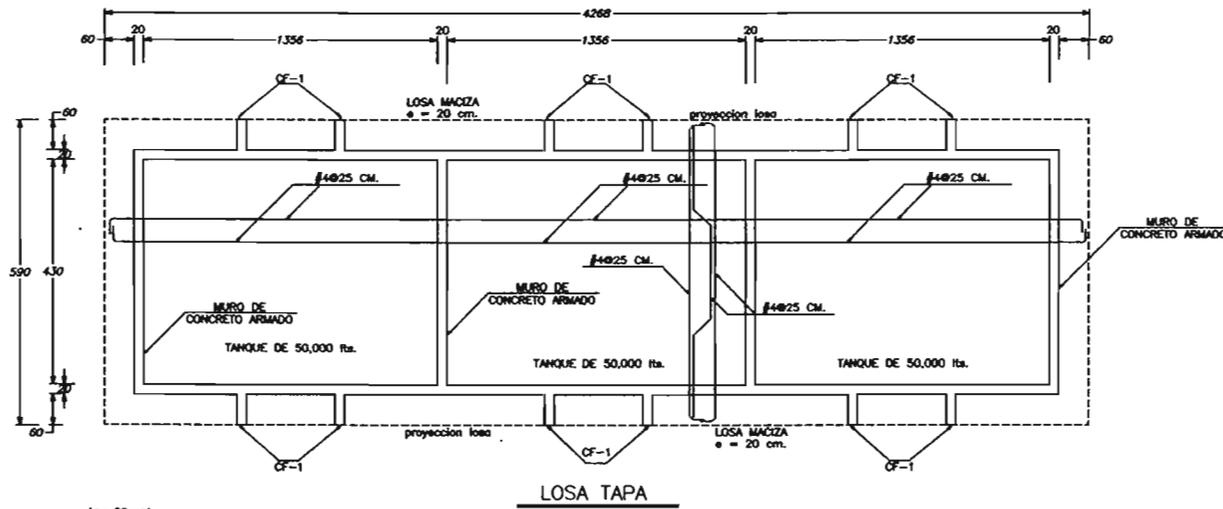
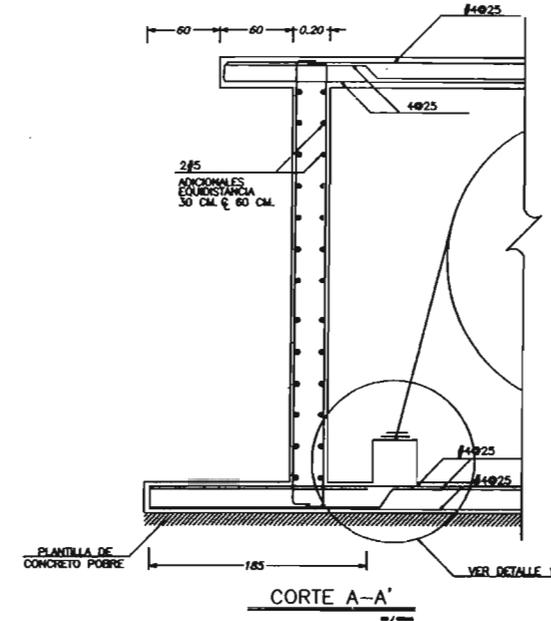
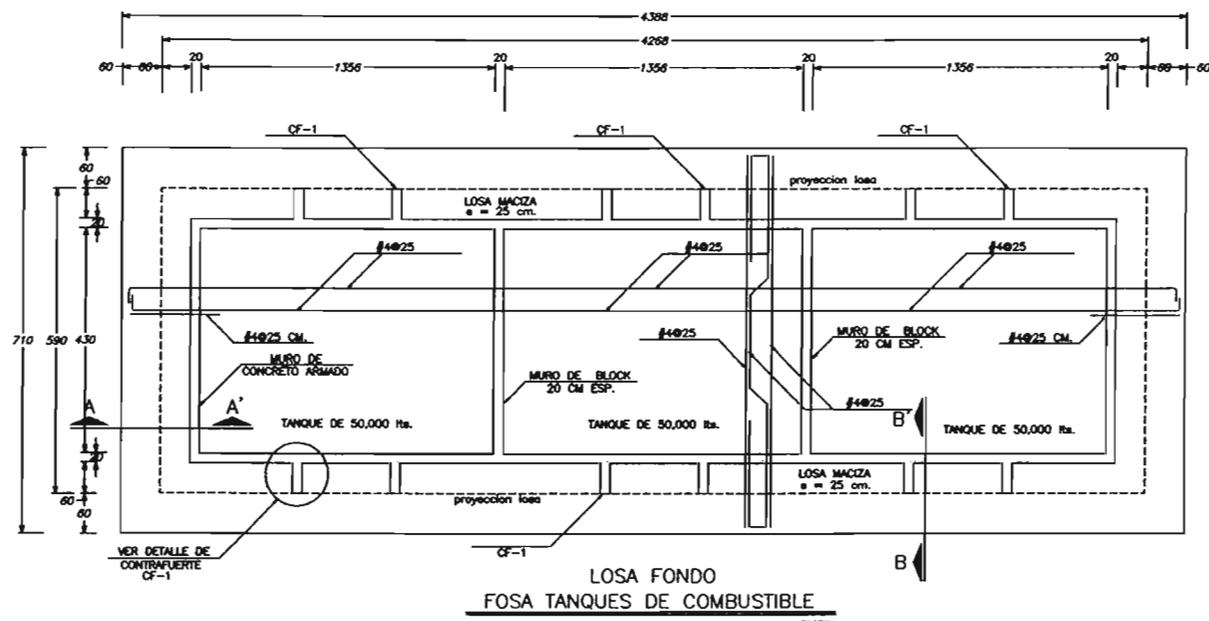
Los módulos de elasticidad y la relación de Poisson considerados se enlistan en la tabla 4.1

Profundidad (m)	Módulo de elasticidad (ton/m ²)	Relación de Poisson
5.25 – 11.20	650	0.5
11.20 – 20.00	550	0.5

Tabla 4.1

Se obtuvo que excavando toda el área que ocuparán los cajones, se tendrán las expansiones al centro de 5.7cm y en la esquina de 1.4cm, las cuales resultan admisibles. Considerando que la excavación no deberá permanecer abierta por más de una semana y que se colocara un lastre. Los cálculos se presentan en el anexo II.

Posteriormente al construir las estructuras de interés, las cargas aplicadas por ellas provocarán la recuperación elástica de los materiales del subsuelo, con una magnitud igual al 70 % de las expansiones debidas a la descarga por la excavación que aloja los cajones.



SIMBOLOGIA

NOTAS :

- 1.- ADICIONES Y ESPACIAMIENTOS EN CM.
- 2.- VERIFICAR COTAS Y ANELES EN PLANOS ARQUITECTONICOS
- 3.- CONCRETO CLASE 1 F'c 250 Kg/cm²
- 4.- ACERO DE REFORZAMIENTO = 4200 Kg/cm²
- 5.- TODOS LOS ARMADOS DEBERAN TERMINAR EN GANCHOS EN SUS EXTREMOS
- 6.- TODOS LOS GANCHOS SERAN DE 20# A 90° Y 12# A 180°
- 7.- LOS TRASLAPES SE ALTERNARAN PARA TENER MENOS DE BOSE DE TRASPASE EN UNA MISMA SECCION.
- 8.- LOS TRASLAPES SERAN DE 40#
- 9.- RECORRIMIENTOS :

LOSAS, OJAS Y CASTILLOS	2 CIL
TRINCHES	2 CIL
EN CONTACTO CON TERRENO	5 CIL

- 10.- PARA TODOS LOS ELEMENTOS DE CONCRETO EN CONTACTO CON EL TERRENO SE COLOCARA UNA PLANTILLA DE CONCRETO SIMPLE F'c 100 Kg/cm²
- 11.- SE CONSIDERA UNA CAPACIDAD DE CARGA DEL TERRENO DE 3 TON / M²
- 12.- PARA ESPECIFICACIONES SE APLICARAN LAS NORMAS VIGENTES DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES/MSC
- 13.- TODO EL ACERO ESTRUCTURAL ESTARA DE ACABADO A LAS NORMAS Y ESPECIFICACIONES ASTM A 36 ULTIMA REVISION
- 14.- LA SOLDADURA DEBERA CUMPLIR CON LAS NORMAS AISC A 233 EN SOLDADURA MANUAL USAR ELECTRODOS E 80 X X PARA FONDO E 70 X X PARA RELLENO Y ACABADO FINAL
- 15.- ESTOS PLANOS NO SON DE TALLER, SOLO INDICAN LA GEOMETRIA BASICA DE LOS PERFILES

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
 FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGON
 ANALISIS GEOTECNICO DE LA ESTACION DE SERVICIO UBICADA EN
 CENTRAL DE CARGA ORIENTE
 COLONIA ALVARO OBREGON DELEGACION IZTAPALAPA
 MEXICO DISTRITO FEDERAL
 CAJON PARA ALOJAR LOS TANQUES DE ALMACENAMIENTO
 PLANO 3 ESTRUCTURA FOSA DE TANQUES



CAPITULO IV CAJONES PARA LOS TANQUES ALMACENAMIENTO.

IV.1.2.2 Expansiones diferidas

Se estimaron las expansiones a largo plazo que sufrirá la cimentación considerando que transmitirá un incremento de presión neta a los materiales del subsuelo de 0.5 ton/m^2 , actuando a partir del nivel de desplante de la cimentación de los cajones y obtenido de restar a la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad media, incluyendo el peso propio de la cimentación, la descarga por la excavación necesaria para alojar el cajón que alojará los tanques de combustible.

Las expansiones se calcularon empleando un programa de computadora, el cual determina la distribución de esfuerzos en el subsuelo debidos al decremento de esfuerzos considerando la presión neta, según la teoría de Boussinesq y en base a éstos, las expansiones tomando en cuenta las presiones efectivas actuales del subsuelo y las curvas de compresibilidad de los estratos arcillosos afectados por la descarga aplicada.

Se obtuvieron las expansiones para varios puntos considerando la estructura flexible, cuyos resultados se presentan en el listado de computadora del Anexo II, observándose que resultan admisibles los movimientos verticales tanto los totales como los diferenciales.

A las expansiones antes mencionadas deberán de sumarse los asentamientos por recuperación elástica de los materiales del subsuelo por efecto de la descarga producida por la excavación para alojar el cajón de cimentación.



IV.2 Empujes sobre los muros perimetrales del cajón de cimentación.

Tomando en cuenta las características estratigráficas y físicas de los materiales del subsuelo, así como las del proyecto, la determinación de los empujes a largo plazo sobre los muros perimetrales de los cajones se realizó siguiendo las recomendaciones establecidas en el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, bajo la condición de empuje de suelo en reposo y considerando los siguientes efectos:

IV.2.1 Empuje del Suelo.

La presión que ejerce la masa de suelo en condiciones de reposo, obtenida como el producto acumulado del peso volumétrico total para profundidades sobre el nivel freático, y bajo este, el peso volumétrico sumergido, por los espesores en los que se considera el mismo valor, afectados por el coeficiente de presión de tierras en reposo. Se expresa de la siguiente manera:

$$E_s = \gamma h K_0$$

donde :

E_s = Empuje del suelo.

K_0 = Coeficiente de presión de tierras en reposo.

h = Profundidad.

γ = Peso volumétrico total.

$\gamma' = \gamma - \gamma_w$ = Peso volumétrico sumergido.

$\gamma_w = 1 \text{ ton} / \text{m}^3$

IV.2.2 Empuje por Agua.

La presión hidráulica que ejerce el agua obtenida como el producto de su peso volumétrico por la profundidad, debido a que hasta la máxima profundidad de excavación no existen abatimientos piezométricos. El Empuje del agua está dado por la siguiente formula:

$$E_w = \gamma_w h$$



CAPITULO IV CAJONES PARA LOS TANQUES ALMACENAMIENTO.

donde :

E_w = Empuje del agua.

$NAF = 2.30m$

$$h = Df - NAF$$

$$h = 6.10m - 2.30m = 3.80m$$

$$E_w = 1ton / m^2 \times 3.80m = 3.80ton / m^2$$

IV.2.3 Empuje por Sobrecarga.

La acción de una sobrecarga uniformemente repartida de $1.5 ton/m^2$, actuando en un área contigua al muro, obteniéndose los esfuerzos inducidos bajo un punto en la parte media lateral del área, afectada por el coeficiente de presión de tierras en reposo.

$$Esc_z = \frac{w}{\pi} \left[(\beta + Sen\beta) Sen^2 \left(\frac{\beta}{2} \right) + (Sen\beta) Cos^2 \left(\frac{\beta}{2} \right) \right]$$

Las literales se muestran en la figura 4.3

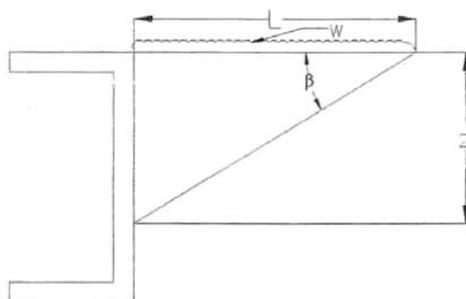


Fig. 4.3

donde:

Esc = Empuje de sobrecarga

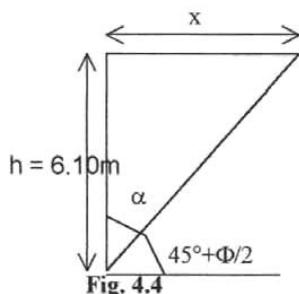
$w = 1.5ton / m^2$



CAPITULO IV CAJONES PARA LOS TANQUES ALMACENAMIENTO.

IV.2.4 Empuje por sismo.

Para tomar en cuenta las sollicitaciones sísmicas, se determinó una componente horizontal expresada como el producto del peso de la masa de suelo potencialmente deslizante por un coeficiente sísmico de 0.40 (Zona de Lago). Expresándose de la siguiente manera, se tiene:



$$\Phi = 20^\circ$$

$$\gamma = 1.365 \text{ ton/m}^3$$

Entonces se tiene que:

$$\alpha = 90^\circ - 45^\circ - \frac{20^\circ}{2} = 35^\circ$$

$$\tan \alpha = \frac{x}{h} \therefore x = \tan \alpha h$$

$$x = \tan 35^\circ \times 6.10 \text{ m} = 4.27 \text{ m}$$

$$A = \frac{xh}{2} = \frac{4.27 \times 6.10}{2} = 13.02 \text{ m}^2$$

$$W = A \gamma$$

$$W = 13.02 \text{ m}^2 \times 1.365 \text{ ton/m}^3 \times 1 = 17.77 \text{ ton/m}$$

$$E = W \frac{Cs}{Q}$$

$$Cs = 0.4$$

$$Q = 3.0$$

$$E = 17.77 \text{ ton} \frac{0.4}{3.0} = 2.37 \text{ ton/m}$$

$$E_{ss} = \frac{E}{h} = \frac{2.37 \text{ ton/m}}{6.10 \text{ m}} = 0.388 \text{ ton/m}^2$$

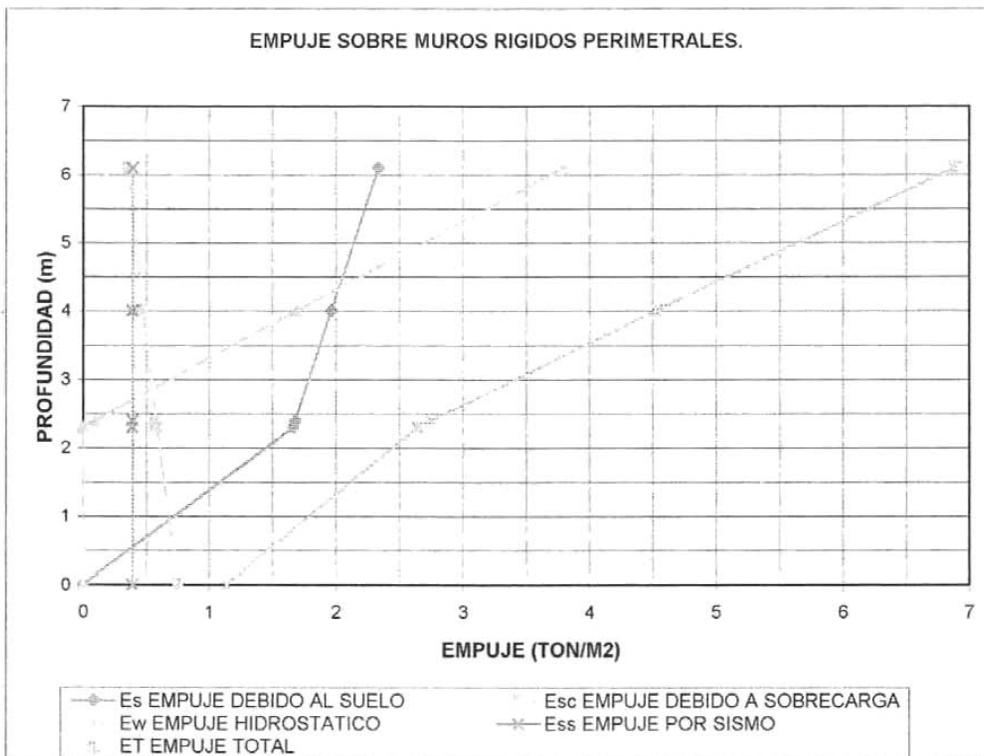
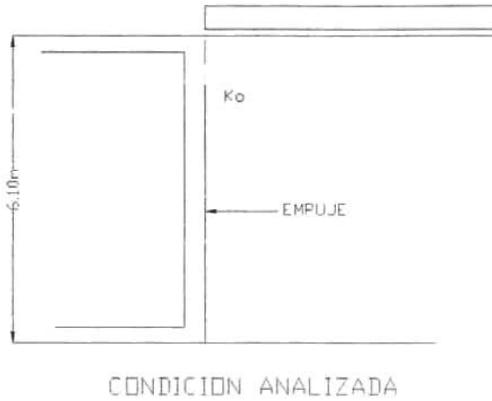


CAPITULO IV CAJONES PARA LOS TANQUES ALMACENAMIENTO.

Una vez calculados los valores de los cuatro efectos (Anexo II), se superpusieron obteniéndose la envolvente de empujes horizontales totales que deberán ser considerados en el diseño o revisión de los muros. En la figura 4.4 se muestran los valores obtenidos en forma gráfica, los que deberán ser considerados en el diseño o revisión de los muros perimetrales.



CAPITULO IV CAJONES PARA LOS TANQUES ALMACENAMIENTO.





IV.3 Elección del procedimiento constructivo.

Para elegir el procedimiento constructivo de la excavación; se mencionaran cuatro posibles alternativas las cuales son: a través de Tablestacas, Muro Milán, Muro Berlín y por último se calculará el Factor de Seguridad para revisar la excavación por medio de taludes propuestos.

Cuando por razones de espacio en una construcción se hace necesario realizar excavaciones en las que es imposible el desarrollo de un talud y, además los cortes alcanzan pendientes que los ponen en peligro de estabilidad o bien porque existen estructuras superficiales que pueden ser dañadas o deben ser preservadas, se hace necesario algún tipo de estructura que soporte los empujes horizontales de la masa de suelo que será contenida. Diversos tipos de estructuras se han utilizado, muchas de ellas con la idea de que sean autosustentables o bien con ayuda de anclajes, muertos o puntales. Las Tablestacas han sido diseñadas para dar soporte a las excavaciones o taludes, usando materiales como la madera, el concreto, el acero. Cada opción tendrá sus ventajas y limitaciones de acuerdo con el problema específico a resolver.

El diseño de un muro tablestaca se realiza mediante un proceso iterativo, que involucra las siguientes acciones: (a) cálculo de las fuerzas y de las presiones laterales que actúan sobre la tablestaca; (b) determinación de la longitud de empotramiento; (c) cálculo de los momentos flexionantes máximos; definición de la sección de tablestaca en función de los máximos esfuerzos y de las condiciones de apoyo; (e) determinación del apuntalamiento y anclaje.

Cuando la excavación se ha profundizado unos cuantos metros se insertan puntales como se muestra en la Fig. 4.5

Antes del inicio del proceso de cálculo de las condiciones geométricas y el tipo y propiedades de los suelos sobre los que se apoyará la tablestaca, deben ser definidos. Las condiciones geométricas incluyen su posición y alineamiento, altura libre, sobrecargas, niveles de agua, condiciones ambientales, etc. El tipo y propiedades de los suelos incluyen la definición de la estratigrafía a través de un número adecuado de



CAPITULO IV CAJONES PARA LOS TANQUES ALMACENAMIENTO.

sondeos; las propiedades mecánicas de los suelos determinadas a través de pruebas de laboratorio, así como las condiciones de agresividad del suelo.

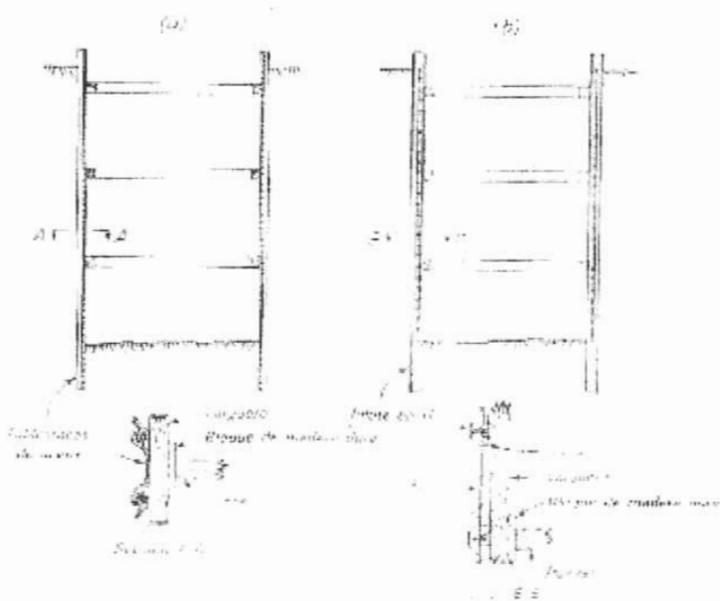


Fig. 4.5 Secciones transversales en apuntalamiento típicos de excavaciones profundas.

a) Frente entibado con frente de acero, b) Frente retenido por pilotes H y forro.

IV.3.1 Diseño de la Tablestaca.

No debe perderse de vista que es un problema estructural entonces se debe analizar como sigue:

1. Calculo del coeficiente de presión de tierras K_a .

$$k_a = k_a' = \frac{\text{sen}(\alpha + \phi)}{\text{sen}^2 \alpha \text{sen}(\alpha + \delta)} \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \alpha) \text{sen}(\phi + \beta)}{\text{sen}(\alpha - \delta) \text{sen}(\alpha + \beta)}}$$

Se sustituyen los valores y se tiene que:

$$k_a = 0.200$$

La presión efectiva sobre la línea de dragado:

$$q = \gamma h + \gamma' h = 7.25 \text{ ton / m}^2$$



CAPITULO IV CAJONES PARA LOS TANQUES ALMACENAMIENTO.

1. Se obtienen las Fuerzas Actuantes (R_a) en la tablestaca y de la distancia "y". De este análisis resulta el diagrama que se muestra en la Figura 4.6.

Cálculo de presiones:

$$P_1 = h_1 w K a = 0.69 \text{ ton} / \text{m}^2$$

$$P_2 = \frac{\gamma h_1^2}{2} K a = 0.70 \text{ ton} / \text{m}^2$$

$$P_3 = (h_1 \gamma_1 K a + w K a) h_2 = 3.45 \text{ ton} / \text{m}^2$$

$$P_4 = \frac{\gamma' h^2}{2} K a = 0.46 \text{ ton} / \text{m}^2$$

Entonces: $\sum F h = R_a = 5.30 \text{ ton} / \text{m}^2$

$$\sum M_{AE} = 0$$

$$13.74 = 7.25 y$$

$$y = 1.90$$

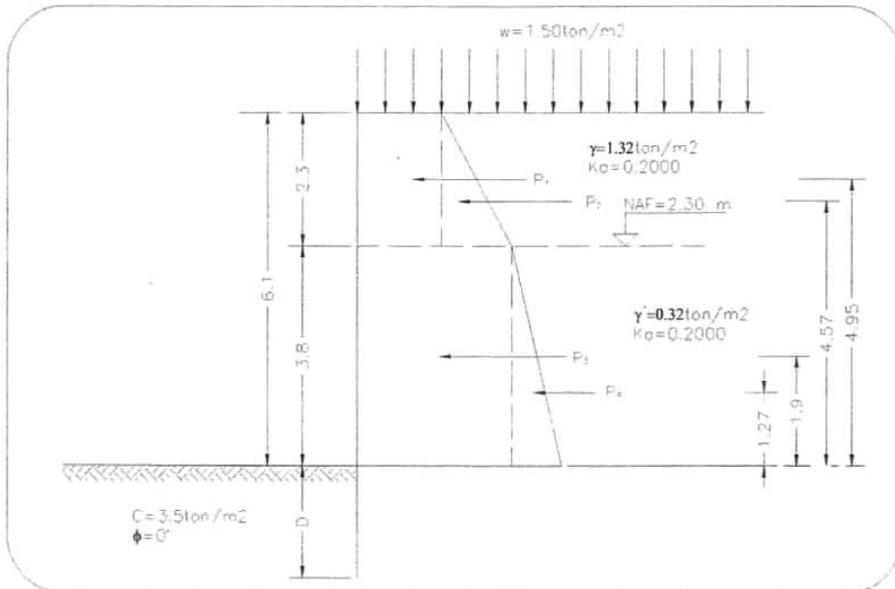


Fig. 4.6 Diagrama de Presiones.



CAPITULO IV CAJONES PARA LOS TANQUES ALMACENAMIENTO.

3. Cálculo de los coeficientes para la ecuación:

$$D^2(4c - q) - 2RaD - \frac{Ra(12cy + Ra)}{2c + q} = 0$$

$$4c - q = 6.75 \text{ ton} / \text{m}^2$$

$$12cy + Ra = 84.90 \text{ ton} / \text{m}^2$$

$$2Ra = 10.60 \text{ ton} / \text{m}^2$$

$$2c + q = 14.25 \text{ ton} / \text{m}^2$$

$$\frac{Ra(12cy + Ra)}{2c + q} = 31.56 \text{ ton} / \text{m}$$

4. Sustituyendo los valores se tiene la ecuación:

$$6.75D^2 - 10.60D - 31.56 = 0$$

Resolviendo la ecuación:

$$D_1 = 3.09 \text{ m}$$

$$D_2 = -1.52 \text{ m}$$

5. Para verificar si la solución parcial encontrada es correcta, se debe revisar que la estática de las fuerzas sea satisfecha.

$$z = \frac{D(4c - q) - Ra}{4c} = 1.11$$

$$\sum Fh = 0$$

$$Ra + \frac{z}{2} 8c - D(4c - q) = 0$$

$$5.30 + \frac{1.11}{2} 8(3.50) - (3.09 \times 6.75) = 0$$

6. se aplica el Factor de Seguridad.

$$FS = 1.30$$

$$Dfs = FSD = 4.00 \text{ m}$$

7. Altura total de la tablestaca:

$$H_{TOTAL} = Dfs + h = 10.10 \text{ m}$$



CAPITULO IV CAJONES PARA LOS TANQUES ALMACENAMIENTO.

Los elementos que conforman la tablestaca como son los troqueles y el muro; serán diseñados por el Estructurista del proyecto aplicando los diagramas de empujes mostrados en el Anexo II, en caso de que éste sea el procedimiento constructivo elegido. El nombre del procedimiento constructivo depende del material del cual será la tablestaca y su diversidad es la siguiente:

Las tablestacas de acero son las más usadas mundialmente debido a su inherente resistencia, peso ligero y durabilidad. Consisten fundamentalmente en paneles interconectados por perfiles estructurales laminados en caliente o rolados en frío y que cumplen principalmente con los requerimientos de las especificaciones de la ASTM (American Society for testing and Materials). Actualmente se producen en una variedad de perfiles típicos cuyo uso depende de las sollicitaciones y deformabilidad a la que vayan a ser sujetos; aunado a lo anterior los requerimientos de durabilidad serán preponderantes en la definición del espesor o calibre de la sección Fig. 4.7.

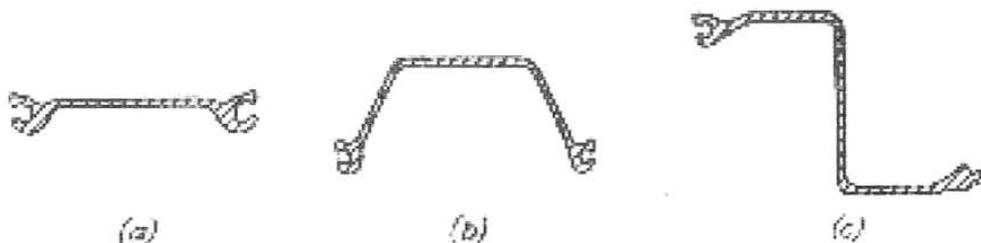


Fig. 4.7 Tipos de tablestacas comúnmente usadas para apuntalar los frentes de las excavaciones profundas a) De alma plana, b) De alma curva c) Con forma de z.

Las tablestacas pueden ser hincadas por impacto o por medio de martillos vibratorios; la selección del tipo de hincado dependerá del tipo del suelo y del perfil seleccionado, teniendo en cuenta que a mayor superficie expuesta de la tablestaca mayor será la fuerza de hincado requerida. Para este tipo de acciones se tienen a los martillos diesel, martillos de caída, martillos hidráulicos de doble acción y martillos vibratorios son utilizados de acuerdo a los requerimientos.



CAPITULO IV CAJONES PARA LOS TANQUES ALMACENAMIENTO.

El éxito del hincado se inicia en la primera tablestaca, que debe estar perfectamente alineada en ambos planos, además se debe permitir una altura suficiente para lograr una conexión adecuada entre tablestacas. Normalmente los perfiles Z y U se hincan en pares, incluso en los perfiles U se acostumbra hincar tres de ellos, optimizando el tiempo de hincado.

Existen diferentes técnicas de hincado la selección adecuada dependerá del número de piezas a hincar, de la profundidad de hincado y de posibles obstrucciones.

Hincado por secciones. Se utiliza este método para lograr un perfecto alineamiento vertical y horizontal. Las tablestacas se hincan con una guía o escantillón. Se selecciona una longitud de sección, colocando el primer par de tablestacas hasta un tercio de su profundidad de hincado, se colocan los demás pares que completan la sección, se hincan el último par hasta un tercio de la profundidad de diseño, procediendo posteriormente a hincar las intermedias el proceso continúa hasta colocar las tablestacas Fig. 4.8

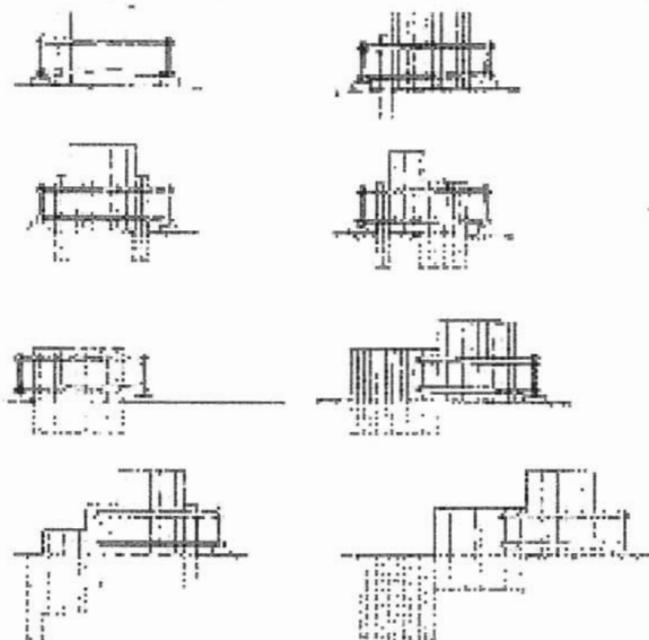


Fig. 4.8 Hincado por secciones.



CAPITULO IV CAJONES PARA LOS TANQUES ALMACENAMIENTO.

Para lograr un correcto alineamiento vertical y horizontal, es necesario usar guías o escantillones de hincado. Las guías se fabrican con perfiles estructurales cuyas dimensiones dependerán de las longitudes de hincado y profundidad de diseño. Los diseños adecuados de las guías contemplan la colocación de valeros móviles que permitan el deslizamiento de la tablestaca sin general fricción contra el perfil.

IV.3.2 Muro Berlín

Este sistema se utiliza como contención temporal de excavaciones y consiste en una combinación de pilotes metálicos hincados y revestimiento horizontal en las paredes de la excavación de madera.

Los pilotes metálicos generalmente son vigas de acero "I" o "H", aunque también pueden utilizarse otros perfiles combinados, Fig. 4.9 El proceso constructivo es el siguiente:

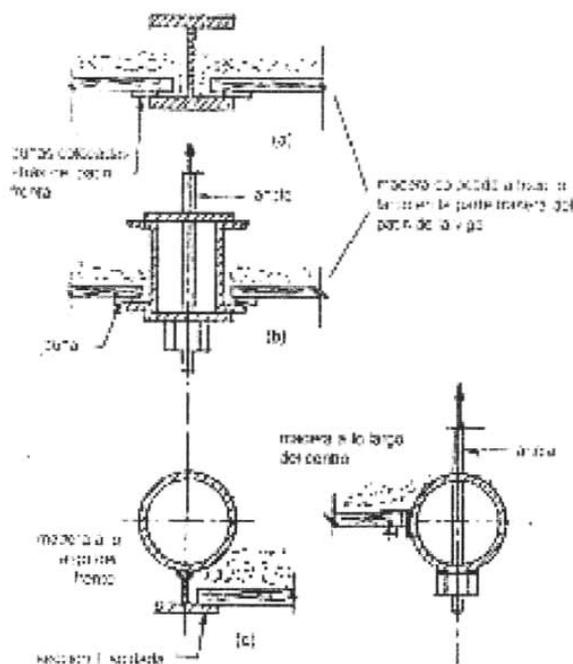


Fig. 4.9 Diversos tipos de pilotes para muros Berlín (a) con viga I o H; (b) sección en canal; (c) tubo de acero.



CAPITULO IV CAJONES PARA LOS TANQUES ALMACENAMIENTO.

Hincado de vigas de acero, desde el nivel del suelo, hasta entre 1.2 y 1.3 veces la profundidad de la excavación, se colocan con los patines paralelos a los costados de la excavación, como se muestra en la Fig. 4.10 Las vigas se hincan a una distancia que varía entre 1 y 3 m, en planta, a lo largo de la excavación. Las dimensiones típicas de las vigas varían entre 6" y 12" de peralte.

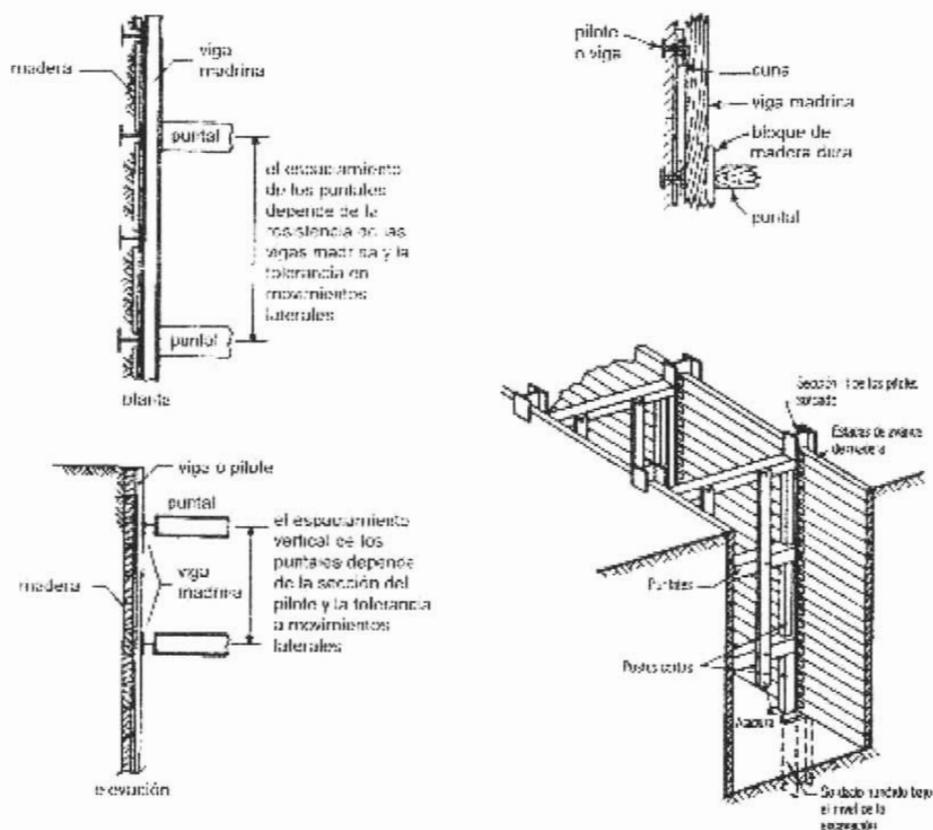


Fig. 4.10 Esquema general del muro Berlín: vigas, madera y puntales.



CAPITULO IV CAJONES PARA LOS TANQUES ALMACENAMIENTO.

Dependiendo de las condiciones del suelo, el hincado puede realizarse con un martillo de caída libre o con martillos diesel de acción sencilla. Cuando se desea evitar vibraciones durante el hincado, o se encuentren estratos de suelos duros, es posible instalar las vigas dentro de instalaciones perforaciones previas, colocando concreto en el fondo para fijarlas; de esta última variante surge el nombre de Muro Berlín.

La Excavación del suelo, hasta el primer nivel de puntales; al quitar el suelo cercano a las vigas, se introduce madera, usualmente de 50 a 100 mm de espesor, y se acuña contra el suelo que está fuera del corte. En algunas ocasiones, es posible utilizar tabletas de concreto precoladas, que se colocan en lugar de la madera, pero es necesario mantener un control muy estricto en el hincado de las viguetas.

Si se excava bajo el nivel freático, es importante dejar huecos o ranuras entre las tablas para crear drenaje, evitando la formación de presión de agua detrás de la madera. Cuando el agua que fluya en la excavación ocasiona erosión o arrastre de partículas de suelo, se pueden colocar taludes temporales del suelo al pie del muro, para alargar el camino de filtración y ubicar una canalización al pie del talud.

En algunos suelos la consistencia dura o con cementantes naturales, es posible omitir la colocación de madera, en estos casos, se sugiere colocar las vigas a una separación menor.

Al avanzar la profundidad de la excavación de un nivel a otro, se colocan vigas madrinan (también conocidas como vigas de reparto) y puntales o anclas. Este proceso se repite hasta alcanzar la profundidad deseada.

Dependiendo del ancho de la excavación y de las condiciones económicas, los puntales podrían sostener a los muros a través de toda la excavación, o bien deberían usarse puntales inclinados, siempre que exista apoyo adecuado para ellos.



CAPITULO IV CAJONES PARA LOS TANQUES ALMACENAMIENTO.

En el caso de muro Berlín, la totalidad del empuje del suelo es soportada por las vigas, que tienen mayor rigidez que la madera. La redistribución del empuje constituye un arqueo del suelo, y está relacionada con el procedimiento constructivo: dado que se genera una a pequeña deformación para que el suelo haga contacto con la madera, se desarrolla el arqueo en los extremos donde se encuentra la viga de acero.

IV.3.3 Muro Milán

Los muros milán o de diafragma vertical se utilizan y diseñan para soportar los empujes horizontales de la masa de suelo, funcionando temporalmente como tablestacas; después pueden hacerlo como parte estructural en las condiciones que el suelo impone a corto plazo, así como en la condición sísmica. Otra función complementaria del muro es la de servir de lastre para soportar la subpresión a la que a veces está sometida la estructura.

En cuanto al procedimiento de construcción, se hace como sigue:

El muro milán convencional colado en el lugar tiene reglas generales que sirven para asegurar que se alcance la calidad necesaria para su empleo como tablestaca y como muros estructurales. A continuación se describen las más básicas.

Se identifica como tablero a un tramo de zanja que se profundiza con una máquina excavadora vertical, colocada en tres posiciones para alcanzar una longitud horizontal típica de unos 6 m y de profundidad requerida; en cuanto al ancho, primero el de la excavación y después el del muro terminado, usualmente es de 60 y 80cm en la Fig. 4-11 se muestra como primero se excavan las dos posiciones laterales (A, B) y finalmente la central (C), con el único propósito de lograr simetría en la operación de la almeja de excavación y con ello conservar su verticalidad. La longitud precisa de la zanja queda condicionada por la de cada segmento de muro, más el ancho de la junta o juntas temporales de colado.

ESTA TESIS NO SALI
DE LA BIBLIOTECA



CAPITULO IV CAJONES PARA LOS TANQUES ALMACENAMIENTO.

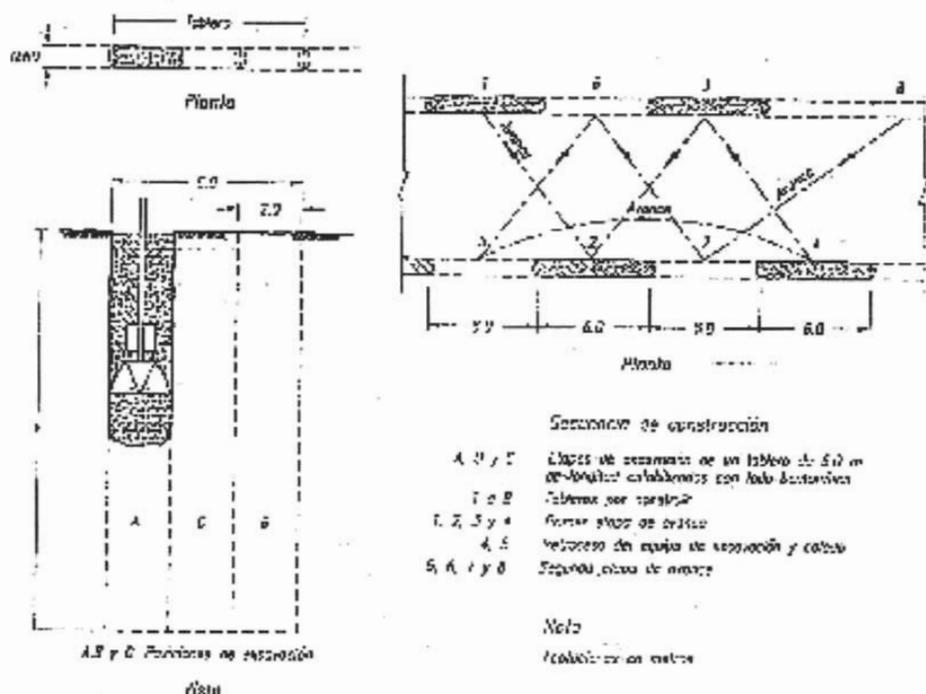


Fig. 4.11 Muro Milán convencional con excavación en tres posiciones por módulo.

Para definir el procedimiento de vaciado del concreto de un tablero se presenta alguna de las siguientes tres condiciones de confinamiento en sus extremos (a) se trata de un tablero independiente se colará confinado por dos juntas temporales; esto es, que ni el muro inmediato anterior o posterior han sido fabricados; (b) que en ambos extremos estén construidos los muros y que tengan la edad mínima necesaria para soportar la maniobra de limpieza de sus juntas machihembradas; esto significa que el concreto ha alcanzado la resistencia que tolera esas maniobras, y (c) que en uno de los extremos se utilice junta temporal y el otro esté confinado por un muro con edad mínima.

La manera más ordenada y eficiente de atacar un muro milán se muestra en la Figura Y-1 y esencialmente consiste en una primera etapa de avance, que se detendrá cuando los muros iniciales tengan la edad mínima que se describió en el párrafo anterior; en ese



CAPITULO IV CAJONES PARA LOS TANQUES ALMACENAMIENTO.

momento el equipo de excavación y colado retrocede para iniciar la segunda etapa de avance, en la que se construyen los tableros intermedios faltantes.

Muro con piezas prefabricadas con avance modular. En este tipo de muro la zanja se estabiliza inicialmente con lodo arcilloso o bentonítico; ese lodo, previamente a la colocación de los precolados de concreto se sustituye por lodo fraguante, las piezas precoladas son una secuencia de piezas verticales de concreto ensambladas mediante un gancho de acero y placas guía también de acero. Una vez colocadas todas las piezas, el lodo fraguante endurece hasta una resistencia similar a la del subsuelo para soportar y confinar al muro en su posición. La otra importante función del lodo fraguante es la de construirse una barrera de baja permeabilidad, que complementa al sello principal; que en el caso de la empresa Bachy consiste en una banda de hule.

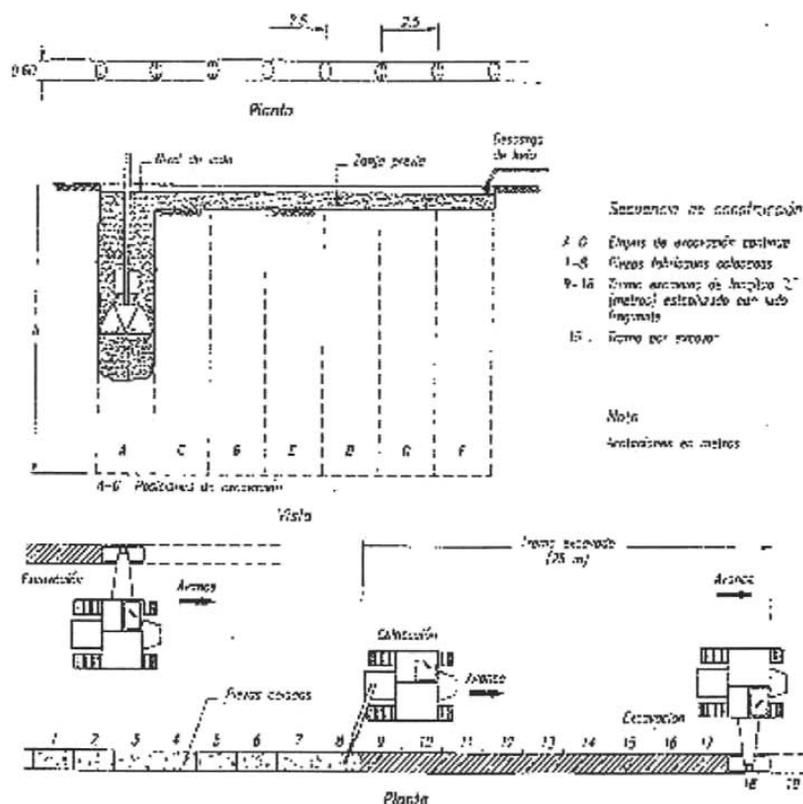


Fig. 4.12 Muro Milán prefabricado con avance continuo.



IV.3.4 Estabilidad de Taludes.

Excavaciones en arcillas. Factores que afectan de los cortes de arcilla. A menos que un depósito de arcilla contenga o esté sobre capas o lentes de suelos permeables con agua, el agua subterránea no produce dificultades para hacer excavaciones temporales. Por otra parte la estabilidad de taludes temporales en arcilla depende no solo de la resistencia del material y del talud del corte, si no también de la profundidad de la excavación y de la profundidad a que aparezca un estrato firme, si existe no muy lejos, abajo del fondo de la excavación.

La estabilidad de un talud durante el periodo de construcción puede estimarse con mucha confiabilidad por métodos teóricos y con los resultados de pruebas en el suelo, si la arcilla está saturada, si es de consistencia media a blanda, y si está protegida contra el secado y la formación de grietas de desecación en más allá, de la cresta del talud. Las arcillas más firmes usualmente contienen juntas, grietas o superficies de deslizamiento que reducen mucho su resistencia con relación a muestras intactas tomadas del estrato, la estabilidad del talud en esos materiales es difícil de estimar en forma confiable. Las arcillas que contienen bolsas de material sin cohesión con agua, pueden sostenerse razonablemente bien cuando quedan expuestas por la excavación pero su estabilidad se deteriora progresivamente.

Si la excavación permanece abierta y sin protección por largo tiempo, la estabilidad puede reducirse por las grietas que se desarrollan por desecación y después se llenan de agua.

El procedimiento generalmente usado para estimar el coeficiente de seguridad de los taludes excavados en suelos estratificados o irregulares es el Método Convencional de Análisis con Dovelas. Se supone que la superficie de deslizamiento tiene forma circular. La masa deslizante se divide en una serie de rebanadas verticales (dovelas) (Fig. 4.13) de tal manera que el límite inferior de cualquiera de ellas como la *de*, se localice completamente, dentro de un estrato o lente de suelo, con valores de *c* y *d* que puedan considerarse constantes. Por comodidad, las fronteras verticales entre las dovelas se



CAPITULO IV CAJONES PARA LOS TANQUES ALMACENAMIENTO.

fijan también en los quiebres en el talud, como los puntos k y m . Entonces, la masa deslizante puede subdividirse en fronteras verticales adicionales, de tal manera que los anchos de las dovelas resultan tan constantes como la forma geométrica del problema lo permita. Usualmente, se obtiene suficiente precisión usando de 8 a 15 dovelas.

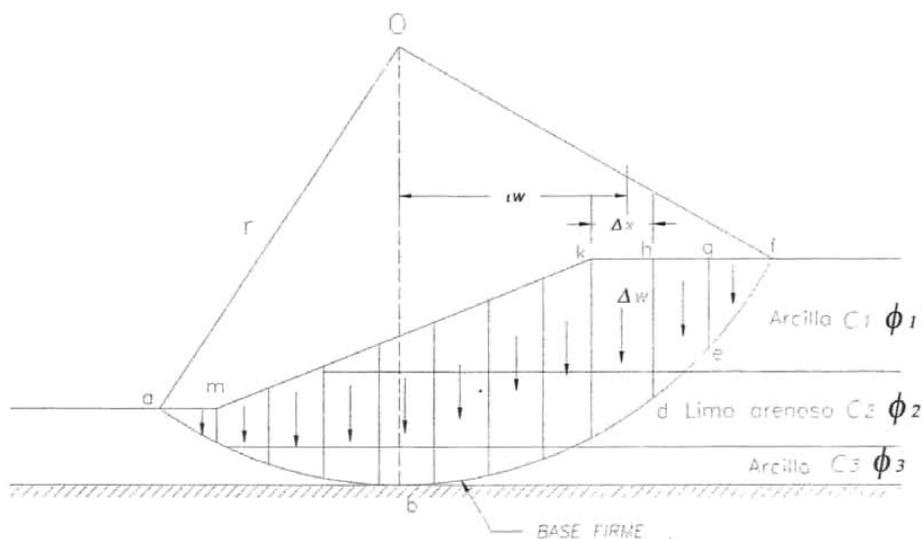


Fig. 4.13 Método convencional de dovelas en suelos estratificados.. Superficie circular superpuesta y subdivisión de la masa deslizante en dovelas.



CAPITULO IV CAJONES PARA LOS TANQUES ALMACENAMIENTO.

Cada dovela se considera como cuerpo libre, los cálculos se simplifican mucho sin cometer error de importancia, si se desprecia la influencia de las fuerzas que obran en las caras verticales de las dovelas. La única fuerza que se considera actuando arriba de la base de una dovela, como $hdeg$. Es su peso ΔW . El momento motor de esta dovela con relación a O, es igual a ΔWl_w . El momento motor total de todas las dovelas es $\Sigma \Delta Wl_w$ donde a los momentos de las dovelas que quedan a la izquierda de O se le considera signo negativo.

Algunas veces resulta más conveniente determinar el momento motor, descomponiendo el peso ΔW , en la intersección de su línea de arco con el arco de , en una componente normal ΔN y una componente tangencial ΔT estas fuerzas pueden determinarse fácilmente con el peso de la dovela y las funciones del ángulo α . La línea de acción de ΔN no tiene tendencia a producir movimiento a lo largo del arco. Sin embargo, la fuerza tangencial ΔT que tiende a producir rotación, y el momento total para todas las dovelas es $r \Sigma \Delta T$. Al hacer la suma, los valores ΔT para las dovelas situadas a la izquierda del centro de rotación tiene signo negativo, ya que tienden a oponerse a la rotación.

Si la resistencia al esfuerzo cortante del suelo se expresa con la ecuación de Coulomb:

$$s = c + p \tan \phi$$

la fuerza normal ΔN crea una fuerza de fricción $\Delta F = \Delta N \tan \phi$ que siempre actúa en dirección opuesta al movimiento. Si el movimiento es inminente, la resultante ΔR de las fuerzas normal y de fricción se inclina un ángulo ϕ con la dirección de ΔN . Además, si el estrato tiene cohesión, la suma de las fuerzas cohesivas que obran a lo largo del arco es la longitud del arco. Las fuerzas cohesivas también obran siempre en una dirección que se opone al movimiento. El momento de las fuerzas resistentes disponibles a lo largo de de , es entonces $r(c l + \Delta N \tan \phi)$ y el momento máximo total es:

$$F = \frac{\Sigma(c l + \Delta N \tan \phi)}{\Sigma \Delta T}$$



CAPITULO IV CAJONES PARA LOS TANQUES ALMACENAMIENTO.

Por supuesto, la falla, no puede tener lugar a lo largo del arco elegido arbitrariamente; ocurrirá a lo largo del arco cuyo factor de seguridad sea el mínimo. Por lo tanto, deben elegirse varias posiciones para el centro O, y varios radios, hasta encontrar el coeficiente mínimo de seguridad. Este será el coeficiente de seguridad del talud.

En la Fig. 4.14, se indican los parámetros elegidos para el cálculo del Factor de Seguridad. En un talud con una inclinación 1.00: 1.00 (horizontal – vertical).

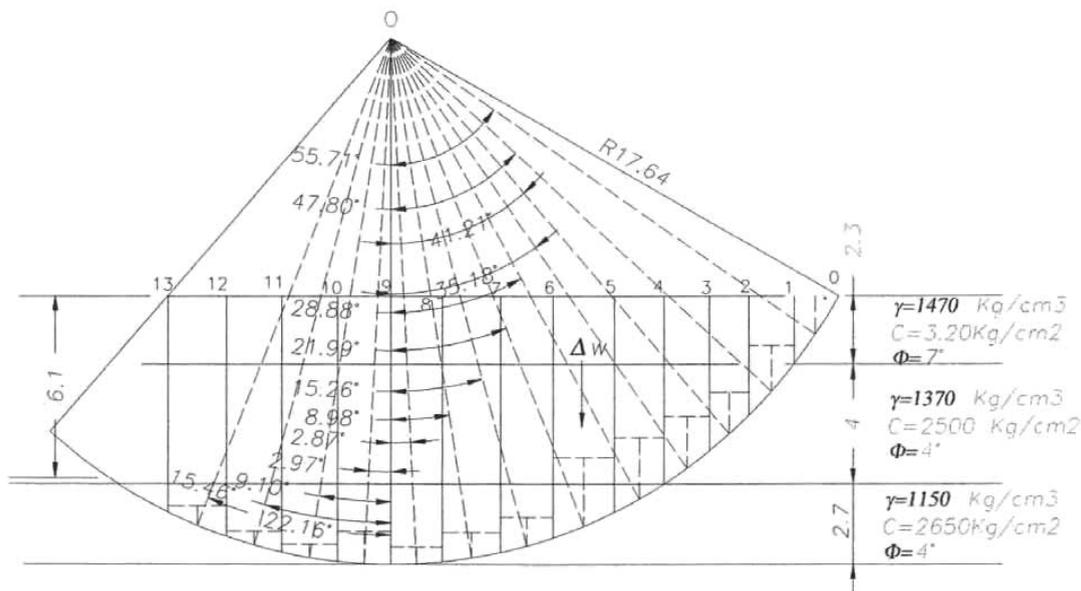


Fig. 4.14 Cálculo del Factor de Seguridad por el Método convencional de dovelas.



CAPITULO IV CAJONES PARA LOS TANQUES ALMACENAMIENTO.

Considerando una Cohesión de 2.0 ton/m². Se obtuvieron los siguientes valores:

$$\begin{aligned}\sum \Delta T &= 28.51 \\ \sum \Delta N \tan \phi &= 14.96 \\ \sum cl &= 68.36\end{aligned}$$

Sustituyendo en la siguiente formula, tenemos:

$$F = \frac{\sum(cl + \Delta N \tan \phi)}{\sum \Delta T}$$

Se obtuvo un Factor igual a 2.40

IV.3.4.1 Falla de fondo.

Se revisó la estabilidad de la excavación contra falla de fondo por cortante, lo que se realizó mediante el cumplimiento de la siguiente desigualdad:

$$PvFc + qF'C < cNcFR Pv$$

donde:

Pv = presión vertical total actuando en el suelo a la profundidad de excavación, en ton/m².

F.c = Factor de carga dimensional e igual a 1.4

q = sobrecarga superficial, igual a 1.5 ton/m².

F'c = factor de carga, adimensional e igual a 1.0

C = Cohesión del material que subyace la excavación, mínima de 2 ton/m²

Nc = coeficiente de capacidad de carga

FR = Factor de resistencia, igual a 0.7

Para una excavación a 6.00 m de profundidad, resulta lo siguiente:

$$7.867 \text{ ton/m}^2 < 10.388 \text{ ton/m}^2$$



CAPITULO IV CAJONES PARA LOS TANQUES ALMACENAMIENTO.

Debido a que se satisface la desigualdad no se presentará la falla de fondo de la excavación.

De las cuatro opciones que se presentaron anteriormente referentes al procedimiento constructivo a utilizar en la excavación se elige la construcción de la excavación por medio de taludes ya que es la opción más económica y más viable de acuerdo a la importancia del proyecto.

A continuación se indica el procedimiento constructivo de la excavación de los cajones que alojarán los tanques de almacenamiento.

IV.4 Procedimiento Constructivo Definitivo.

El procedimiento constructivo para la excavación que alojará los cajones que a su vez alojarán los tanques de combustible, se estableció considerando las características geométricas de la excavación, en particular su profundidad de 6.10 m, respecto al nivel de la superficie del terreno, así como las estratigráficas y físicas del subsuelo, en particular la baja resistencia de los materiales en que se realizará la excavación, considerando además la existencia del nivel de aguas freáticas a partir de 2.3 m de profundidad, respecto al nivel de la superficie del terreno. Para simplificar el procedimiento constructivo y reducir las expansiones de los materiales del subsuelo, debido a su respuesta elástica por efecto de la descarga producida por la excavación, los cajones se excavarán uno a la vez.

El procedimiento de excavación que se juzga más adecuado se efectuará en base a taludes exteriores con una inclinación 1.00: 1.00 (horizontal – vertical).

- Con el fin de eliminar los materiales superficiales, que interferirían con el procedimiento de construcción de la excavación, inicialmente se efectuará una excavación a 0.2 m de profundidad, con área de 18 x 52 m, ubicada como se indica en la Figura 4.15



CAPITULO IV CAJONES PARA LOS TANQUES DE ALMACENAMIENTO

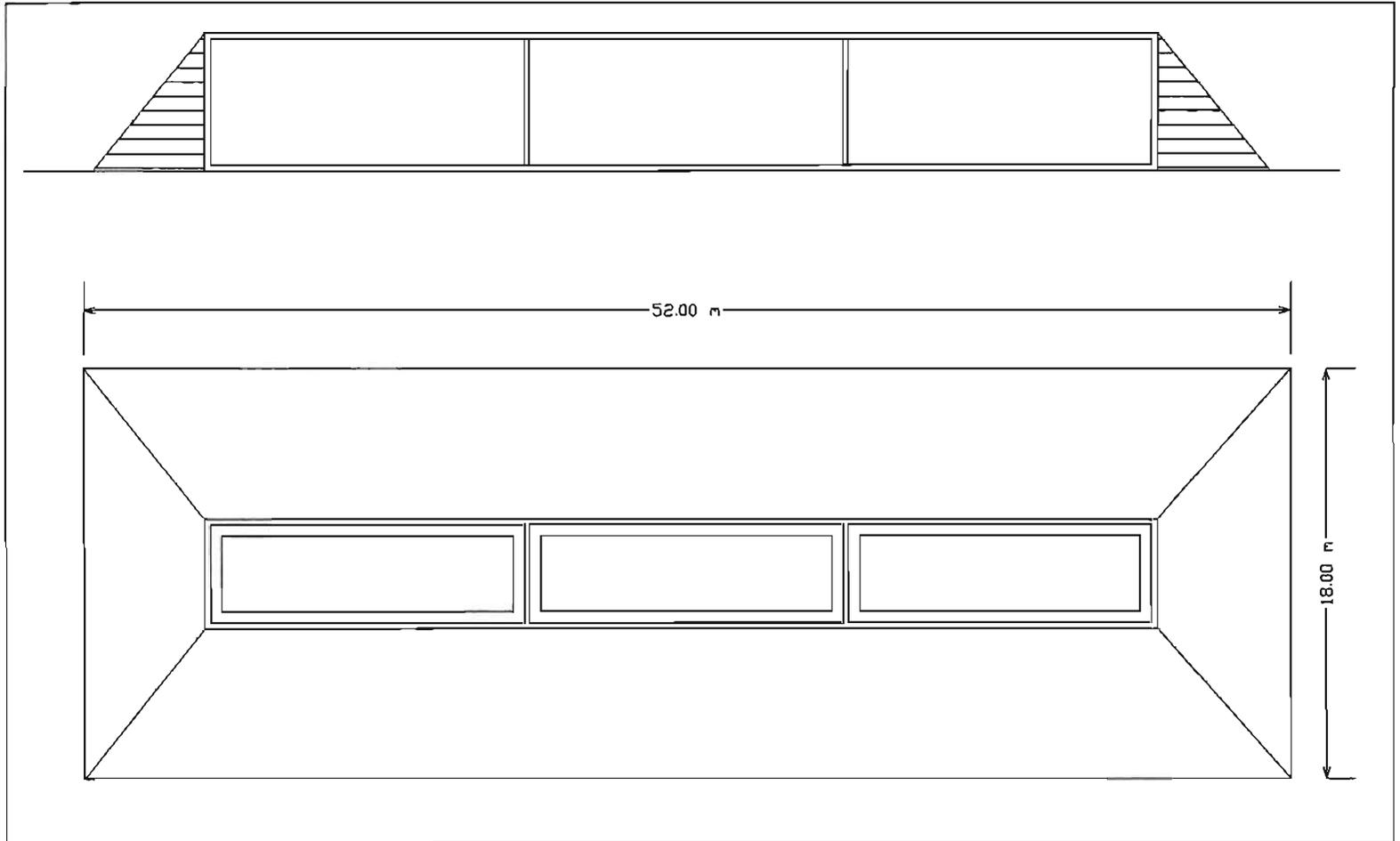


FIG. 4.6 CROQUIS PARA EXCAVACION.
PLANTA Y ALZADO



CAPITULO IV CAJONES PARA LOS TANQUES ALMACENAMIENTO.

- Se procederá a realizar la excavación dejando taludes exteriores con una pendiente de 1.00: 1.00 (horizontal – vertical). Protegiendo los materiales contra el intemperismo y pérdida de humedad, mediante un repelado.
- El control del agua freática se efectuará mediante bombeo de achique, conduciendo hacia cárcamos, mediante drenes superficiales, el agua que se infiltre a la excavación, de donde se bombeará al exterior. Al alcanzar la excavación la profundidad de proyecto, se excavarán dos cárcamos de bombeo entre 6.00 y 7.5 m de profundidad, con la ubicación indicada en la Figura 4.16, con las dimensiones y las características que se muestran en la Figura 4.17, que corresponderán a unos pozos de 0.8 x 0.8 y 1.3 m de profundidad bajo el nivel de desplante de la losa de cimentación, como ademe de cada cárcamo se colocará un tubo ranurado de 0.6 m de diámetro, confinado entre su pared exterior y la excavación con grava bien graduada, en cada uno de los cárcamos se instalará una bomba de tipo sumergible y se deberán mantener operando de tal manera que el agua siempre se mantenga por debajo de los niveles de trabajo. Al alcanzar la excavación la profundidad de desplante de la losa de cimentación y una vez construidos los cárcamos se construirán los drenes, que tendrán las dimensiones indicados en la Figura 4.18, y se rellenarán con gravas bien graduadas de media a gruesa. Se retirarán todos los materiales sueltos del fondo de la excavación y se tenderá una capa de grava de 8 cm de espesor sobre la que a su vez se colocará un firme de concreto pobre de 5 cm de espesor. A continuación se procederá de inmediato a la construcción del cajón que alojará el tanque de combustible.

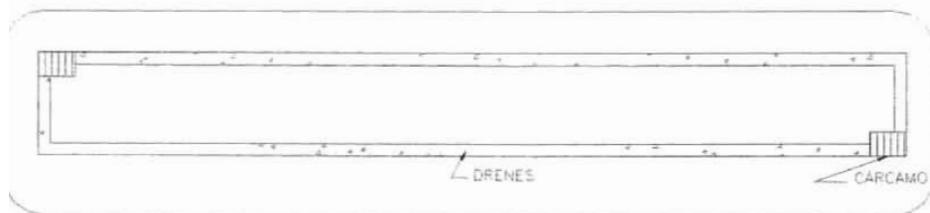


Fig. 4.16 Ubicación de los Cárcamos de bombeo y drenes en la excavación.



CAPITULO IV CAJONES PARA LOS TANQUES ALMACENAMIENTO.

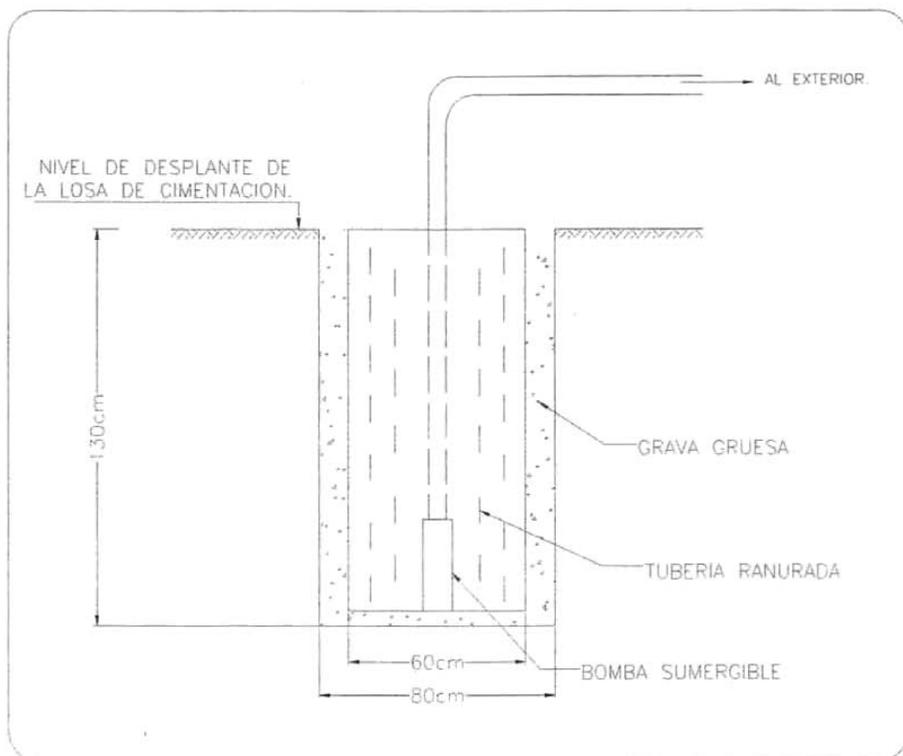


Fig. 4.17 Dimensiones y las Características del Carcomo de bombeo.

- Los pozos de bombeo se mantendrán funcionando hasta que se termine la construcción de los muros perimetrales, incluyendo la losa perimetral de 1 m de ancho que será lastrada, y que se lastre con arena o con agua, la parte central del cajón, con una altura de 2 m.



CAPITULO IV CAJONES PARA LOS TANQUES ALMACENAMIENTO.

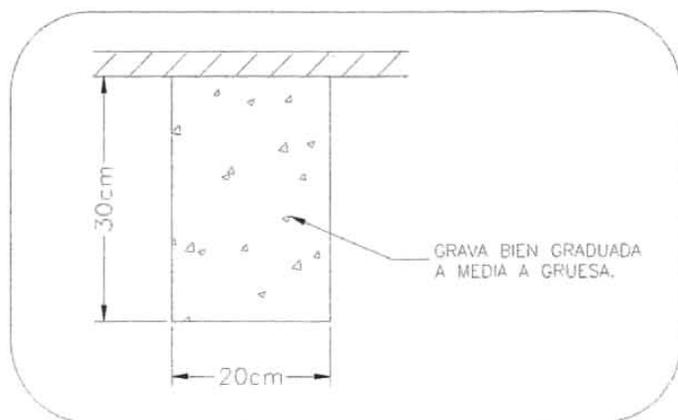


Fig. 4.18 Dimensiones y las Características de los Drenes.

- Una vez construidos los muros perimetrales y lastrado el cajón se introducirán al centro de los cárcamos un tubo metálico ranurado de 4" de diámetro, y roscado en su parte superior, al que se conectará la manguera de una bomba para mantener abatida el agua dentro del cárcamo, se rellenará con grava gruesa el cárcamo y se terminará de construir la losa de cimentación, una vez que el concreto tenga la resistencia suficiente se suspenderá el bombeo y se colocará en el tubo un tapón de cachucha roscado.
- Al concreto de los cajones se les deberá implementar un aditivo impermeabilizante y considerar bandas ojilladas en las juntas.



CAPITULO V DISEÑO DE PAVIMENTOS RIGIDOS.

Se llama pavimento al conjunto de capas de material seleccionado que reciben en forma directa las cargas del tránsito y las transmiten a los estratos inferiores en forma disipada, proporcionando una superficie de rodamiento, la cual debe funcionar eficientemente. Las condiciones necesarias para un adecuado funcionamiento son las siguientes: anchura, trazo horizontal y vertical, resistencia adecuada a las cargas para evitar las fallas y los agrietamientos, además de una adherencia adecuada entre el vehículo y el pavimento aun en condiciones húmedas. Deberá presentar una resistencia adecuada a los esfuerzos destructivos del tránsito, de la intemperie y del agua. Debe tener una adecuada visibilidad y contar con un paisaje agradable para no provocar fatigas.

Puesto que los esfuerzos en un pavimento decrecen con la profundidad, se deberán colocar los materiales de mayor capacidad de carga en las capas superiores, siendo de menor calidad los que se colocan en las terracerías además de que son los materiales que más comúnmente se encuentran en la naturaleza, y por consecuencia resultan los más económicos.

La división en capas que se hace en un pavimento obedece a un factor económico, ya que cuando determinamos el espesor de una capa el objetivo es darle el grosor mínimo que reduzca los esfuerzos sobre la capa inmediata inferior. La resistencia de las diferentes capas no solo dependerá del material que la constituye, también resulta de gran influencia el procedimiento constructivo; siendo dos factores importantes la compactación y la humedad, ya que cuando un material no se acomoda adecuadamente, éste se consolida por efecto de las cargas y es cuando se producen deformaciones permanentes.

Básicamente existen dos tipos de pavimentos: rígidos y flexibles.

El pavimento rígido se compone de losas de concreto hidráulico que en algunas ocasiones presenta un armado de acero, tiene un costo inicial más elevado que el flexible, su periodo de vida varía entre 20 y 40 años; el mantenimiento que requiere es mínimo y solo se efectúa (comúnmente) en las juntas de las losas.



CAPITULO V DISEÑO DE PAVIMENTOS RIGIDOS.

La función de la subrasante es soportar las cargas que transmite el pavimento y darle sustentación, además de considerarse la cimentación del pavimento.

En base a las características de la subrasante, a la intensidad y magnitud de las cargas, a la composición y crecimiento del tránsito que circulará sobre el área de servicio de la gasolinera, se diseñaron los pavimentos de tipo rígido.

Características de la Subrasante

Los materiales que constituirán la subrasante de los pavimentos corresponden a arcilla con contenido de arena variable, del grupo CH según el SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos), con contenido de agua variable entre 50 y 100%, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable entre 4 y 7 golpes, de consistencia media, con cohesión de 3.2 ton/m² y ángulo de fricción interna de 7°, determinados en compresión triaxial no consolidada-no drenada, con peso volumétrico natural de 1.45 ton/m³, y Valor Relativo de Soporte (CBR) determinado en un espécimen inalterado saturado de 2.4 %.

La determinación del módulo de reacción de los materiales de apoyo del pavimento se determinó a través de su correlación con el valor relativo de soporte (CBR). Considerando un valor del CBR de 1%, corresponde un Módulo de Reacción de la subrasante de 1 Kg/cm³, este valor se incrementa en función de las características y el espesor de la capa de base sobre la que se apoyarán las losas que constituirán el pavimento. Considerando que se tendrá una base constituida por materiales granulares que satisfacen las especificaciones de la S.C.T., y para un espesor de la base de 20 cm. se incrementa el Módulo de Reacción (MR) de la subrasante a 1.5 Kg/cm³.

La parte superior del pavimento del área de servicio de la gasolinera, se formará con losas de concreto hidráulico, con refuerzo de acero por temperatura, constituidas sobre la sub-base y que proporcionaran la superficie de rodamiento.



V.1 Diseño de la Losa de Concreto.

La base sirve para proporcionar una superficie uniforme que funciona como apoyo a la losa y facilite su colado; protege también a la losa de cambios volumétricos en la subrasante que de otra manera inducirían esfuerzos adicionales a aquella. Los efectos de bombeo y otros análogos, pueden controlarse bastante bien con una base apropiada. En este caso la base no tiene ningún fin estructural, pues la losa debe ser suficiente para soportar las cargas: la base casi no influye en el espesor de la losa.

La losa debe proporcionar una superficie de rodamiento adecuada, con textura y color convenientes y resistir los efectos abrasivos del tráfico, debe de impedir el paso del agua al pavimento, más la función estructural de soportar y transmitir en nivel adecuado los esfuerzos que se apliquen.

El concreto hidráulico es un material pétreo artificial, elaborado al mezclarse parte de agua y cemento Pórtland con arena y grava, en proporciones tales que se produzca la resistencia y la densidad deseadas.

Esfuerzos en pavimentos rígidos.

Los esfuerzos se analizan en la losa de concreto y provienen de varios efectos:

- 1) Por efecto de cargas.

Estos esfuerzos en general, de los más importantes que pueden producirse. Como quiera que la resistencia del concreto a la compresión es importante, los esfuerzos de tensión producidos en la flexión de la losa, son los críticos.

- 2) Esfuerzos por temperatura.

Estos esfuerzos pueden llegar a significar en la losa incluso más que los debidos a las cargas. Son principalmente de dos tipo: los de alabeo, que se producen cuando un lecho de la losa y el otro están a temperatura diferente estableciéndose por ende flujo de calor transversalmente a la losa y los provocados por la restricción impuesta por el suelo de apoyo cuando la losa, calentada o enfriada uniformemente, trata de expandirse o contraerse.



CAPITULO V DISEÑO DE PAVIMENTOS RIGIDOS.

- 3) Además existen otros factores posibles en la losa de concreto, tales como los de fraguado inicial, los causados por cambios en el concreto o los de infiltración debidos al acuñamiento de agregados y materias extrañas en las grietas que puedan formarse en la losa, pero en general estos esfuerzos son de pequeña magnitud y no suelen tomarse en cuenta en los análisis.

Para el diseño se empleo el criterio de la P.C.A. (Portland Cement Association) que aplica las fórmulas de Picket y se basa en los parámetros que se muestran en la Tabla 5.1.

El diseño del pavimento rígido de acuerdo al criterio de la Portland Cement Association esta en función de la carga máxima aplicada por el vehículo de mayor peso que circulará por el pavimento, de la resistencia del concreto y el módulo de reacción de la subrasante del material de apoyo, determinándose en función de estos parámetros un pavimento cuya vida útil corresponde a la usualmente establecida para estructuras de concreto, que en el caso de pavimentos se estima de 25 años, siempre y cuando se encuentren debidamente protegidos los materiales de la subrasante, se tenga un mantenimiento adecuado de los materiales que sellan las juntas entre las losas y que no se permita la circulación de vehículos de mayor peso al de diseño.



CAPITULO V DISEÑO DE PAVIMENTOS RIGIDOS.

Carga máxima aplicada a través de un arreglo de ruedas de Tandem.	14.0 ton
Carga de diseño, considerando un incremento por impacto del 10 %.	15.4 ton
Módulo de reacción del suelo de cimentación en estado natural	1.0 Kg/cm ³
Espesor de la base granular de apoyo de la losa de concreto hidráulico, compactada al 98 % de su peso volumétrico seco máximo	20.0 cm.
Módulo de reacción corregido por efecto de la base	1.5Kg/cm ³
Módulo de resistencia a la tensión en flexión, MR, igual a 0.15 f'c de la resistencia a la compresión del concreto a la edad de 28 días .	37.5 kg/cm ²
Esfuerzo de trabajo permisible en el concreto, iguala MR/FS, para un factor de seguridad FS = 1.75.	21.5 Kg/cm ²
Resistencia de proyecto del concreto f 'c	250 kg/cm ²

Tabla 5.1



CAPITULO V DISEÑO DE PAVIMENTOS RIGIDOS.

La fatiga sufrida por la losa de concreto que constituye el pavimento, bajo la acción de cargas repetidas, no será un factor de diseño si el esfuerzo máximo aplicado por el arreglo de cargas de ruedas máximas, es menor de la mitad del Módulo de Ruptura del concreto, que en este caso se satisface con los valores:

$$Esfuerzomáximo = 5Kg / cm^2 < \frac{MR}{2} = 21.5Kg / cm^2$$

Satisfecho lo anterior, el diseño del pavimento constituido por losas de concreto con refuerzo por temperatura, será en función de los esfuerzos de flexión producidos por las cargas, que deberán ser menores al módulo de ruptura del concreto con un factor de seguridad adecuado.

Los vehículos de mayor peso que circularán por el pavimento y para los cuales fue efectuado el diseño, corresponden a un trailer de tres ejes. La carga más crítica transmitida al pavimento por estos vehículos corresponde al eje tandem en el que la carga por rueda doble será de 3.5 ton.

Durante la vida útil del pavimento circularán vehículos en cuyos ejes la carga máxima del sistema Tandem es de 14 ton.

Utilizando el nomograma de diseño para ejes Tandem presentado en la figura 5.1, se encuentran los esfuerzos que cada eje provoca en la losa, en donde se entra en las abscisas de la familia de curvas inferiores con un módulo de ruptura o de resistencia a tensión en flexión permisible del concreto, de 21.5 Kg/cm², en este nomograma se asciende, llevando una paralela a las líneas inclinadas hasta llegar a la horizontal, correspondiente al módulo de reacción del material de apoyo de la losa de concreto de 1.5 Kg/cm³, desde este punto se lleva una vertical hasta interceptar la familia de las curvas de la parte superior; con este punto se lleva una horizontal para encontrar en las ordenadas el valor de esfuerzo provocado que asciende a una carga de diseño de 15.4



CAPITULO V DISEÑO DE PAVIMENTOS RIGIDOS.

ton, obteniéndose un espesor de la losa de concreto que formará el pavimento rígido de 20 cm, que se apoyará sobre una base granular de 20 cm de espesor.

Las losas que formarán el pavimento tendrán refuerzo de acero para el control de agrietamiento por temperatura, determinado mediante la siguiente expresión:

$$A_s = \frac{QfL}{2fs}$$

donde :

A_s = Área de acero para una franja de un metro de ancho de losa, en cm^2

Q = Peso de la losa, en Kg/m^2

f = Coeficiente de fricción entre losa y base = 1.5

L = Longitud de los tableros de losa, en m

fs = Esfuerzo permisible en el acero, en $Kg/cm^2 = 0.6 f_y$

$$A_s = \frac{2400Kg / m^2 \times 1.5 \times 6m}{2 \times 0.6 \times 4200Kg / cm^2}$$

$A_s = 4.28cm^2$ por un metro de ancho de losa.

El espaciamiento máximo del refuerzo de los tableros no será mayor de 37.5 cm. para el acero longitudinal y de 75 cm. para el acero transversal.

Dado que se tendrá un control efectivo de las grietas que se generan en las losas, mediante refuerzo de temperatura debido al acero distribuido, las losas del área de servicio tendrán un espaciamiento entre juntas transversales de 6 m, con un ancho de 3.5 m.

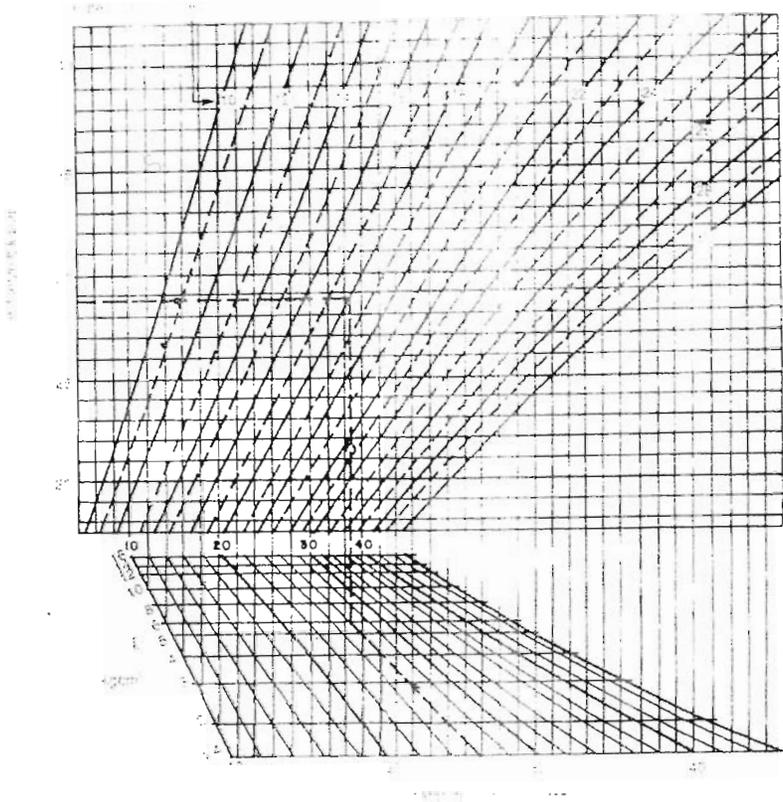


Fig.5.1. Nomograma de diseño Tandem..



CAPITULO V DISEÑO DE PAVIMENTOS RIGIDOS.

Las losas se armarán por temperatura con varillas del No. 4 de acero estructural ($f_y=4,200 \text{ kg/cm}^2$), espaciadas a cada 25 cm. las longitudinales y a cada 35 cm. las transversales, como se indica en la figura 5.2.

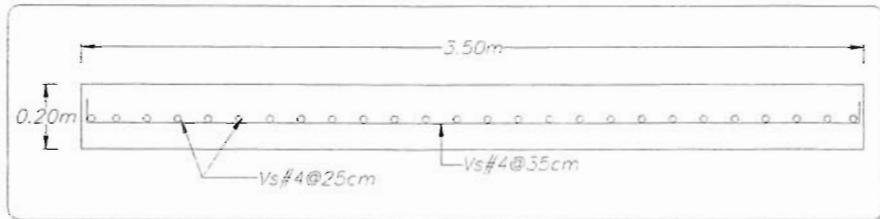


Fig.5.2. Armado de la losa.



V.2 Especificaciones para la Construcción de Pavimentos Rígidos.

Espesor de la losa de concreto hidráulico.

Será de 20 cm según se especifica en el estudio de Mecánica de Suelos.

Niveles

Para llegar a los niveles de proyecto deberán eliminarse los materiales de relleno de mala calidad que se encuentran entre la superficie y 0.6 m de profundidad. El material producto del despalme será desechado.

Todas las referencias topográficas existentes en un lugar se respetarán durante la construcción, tales como: alineamientos, niveles, señalamientos, etc., reponiéndose en caso en que se dañen o alteren.

Materiales

Para construir los pavimentos se requerirán materiales para terracerías y para base, con las siguientes características.

Para Terrecerías

Podrán ser utilizadas mezclas de gravas, arenas y material fino, que satisfagan las especificaciones mostradas en la tabla 5.2.

Límite líquido	40% máx.
Índice plástico	15% máx.
Contracción lineal	8% máx.
Valor relativo de soporte	15% min.
Contenido de agua óptimo	25% máx.
Peso volumétrico seco máximo	1,300 kg/m ³

Tabla 5.2



CAPITULO V DISEÑO DE PAVIMENTOS RIGIDOS.

Para base.

a) De granulometría.

La curva granulométrica quedará comprendida entre el límite inferior de la zona 1 y el superior de la zona 2 (ver figura 5.3), adoptando una forma semejante a la de las curvas que limitan las zonas, y no tener cambios bruscos de pendiente. La relación del porcentaje, en peso, que pasa la malla No. 200 a la que pasa la malla No. 40, no deberá ser superior a 0.65.

b) De contratación lineal, valor cementante, valor relativo de soporte (CBR), tamaño máximo y peso volumétrico seco máximo, las siguientes zonas granulométricas del material (Tabla 5.3):

Contracción lineal, %	3.5 máx.	2.0 máx.
Valor Cementante, Kg/cm ²	4.5 mín.	3.5 mín.
Valor Relativo de Soporte, %.	80 mín	80 mín.
Tamaño máximo del agregado.	2 " máx.	1" máx.
Peso volumétrico seco máximo, Kg/m ³	1800 mín.	1800 mín.

Tabla 5.3



CAPITULO V DISEÑO DE PAVIMENTOS RIGIDOS.

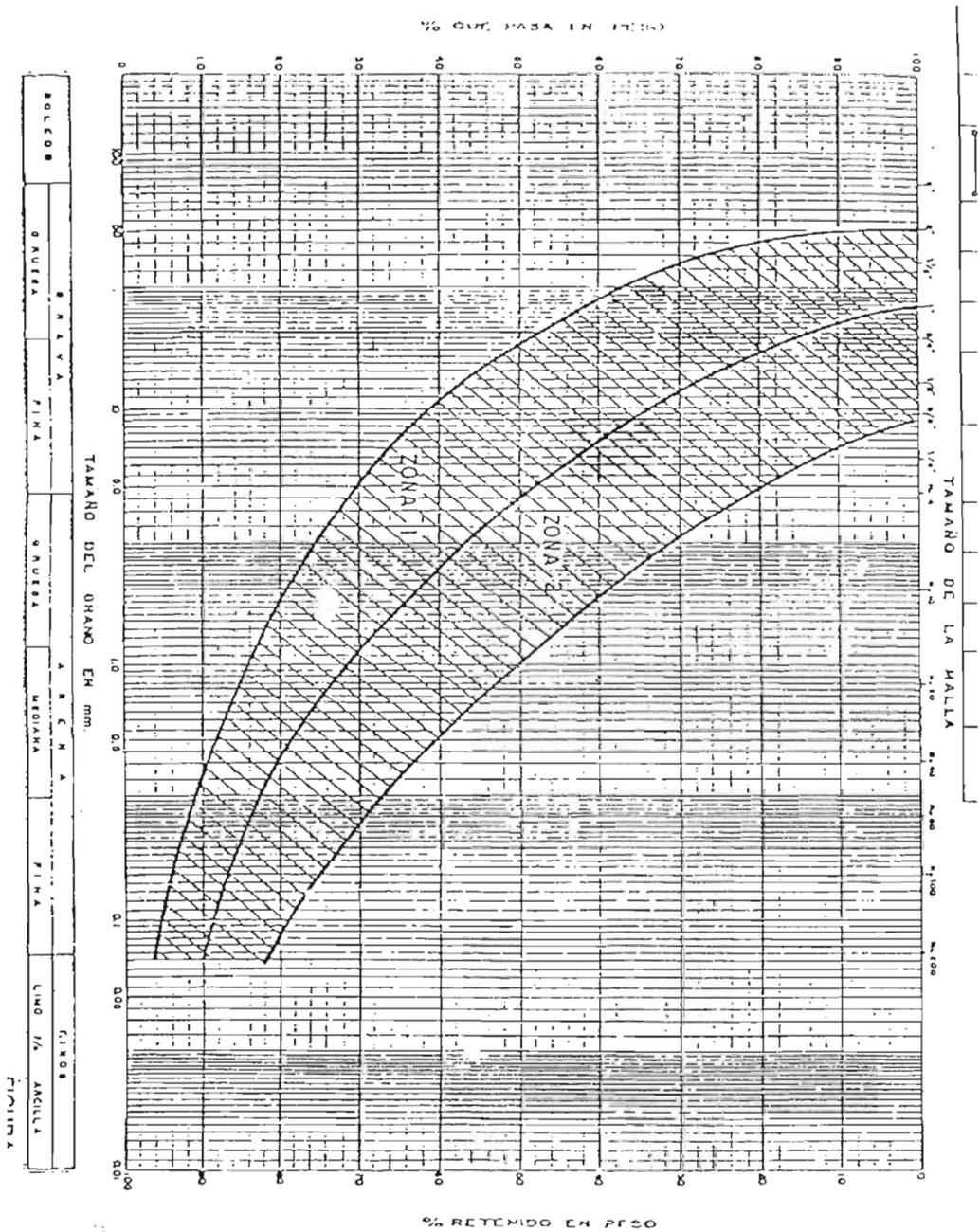


Fig.5.3. Zona 1 y 2 Especificaciones para base.



V.3 Procedimiento Constructivo.

1. Se despalmará el terreno en el espesor necesario para eliminar los materiales de relleno superficiales, del orden de 0.6 m.
2. Los materiales que se emplearán en las terracerías se mezclarán mediante una motoconformadora hasta obtener una revoltura homogénea en su constitución y granulometría.
3. Se construirá la capa subrasante en capas de espesor de 20 cm en estado suelto, compactadas al 95 % con respecto a la prueba Porter, con material que cumpla las especificaciones.
4. A continuación se hará una escarificación de 5 cm de profundidad en la subrasante y se colocará la base cuyo espesor será de 20cm, compactada al 9% de su Peso Volumétrico Seco Máximo. Para compactar se deberá humedecer y homogeneizar el material hasta alcanzar un valor cercano a la humedad óptimo (+2%).

Moldes

El concreto se vaciará en moldes metálicos indeformables, que no sufran variaciones en sus alineamientos y niveles, fijados firmemente a la base.

Antes del vaciado se engrasarán las superficies que estarán en contacto con el concreto. Los moldes no se removerán antes que el concreto haya endurecido lo suficiente, para soportar sin deterioro las maniobras respectivas, siendo este lapso de 24 horas como mínimo



Juntas

Las juntas serán de dos tipos:

a) Juntas transversales de contracción

El objeto de una junta de contracción es limitar los esfuerzos de tensión a valores permisibles. Como estas juntas deben estar en libertad de abrirse la continuidad del refuerzo se interrumpe en la junta. Esta junta se construye formando una ranura en la superficie del piso. Las juntas irán espaciadas a una distancia de 6 m.

Estas juntas consisten en ranuras cuya profundidad será la tercera parte del espesor de la losa, las cuales se harán por medio de cortadoras especiales de abrasivo o diamante industrial, con un ancho de 3 mm. El tiempo que debe transcurrir entre el colado y el corte será de 72 horas.

Las ranuras se limpiarán perfectamente y se llenarán con un material elástico, resistente al efecto de los solventes, al calor de los motores y al intemperismo. Debe ser adherente a las paredes y permitir dilataciones y contracciones sin agrietarse. Se recomienda dispositivos mecánicos para transmisión de cargas entre juntas, mediante pasa juntas lisas lubricadas. Para este propósito se podrán emplear barras lisas de 1/2" de diámetro y de 70 cm. de longitud, espaciadas a cada 1.0 m.

En la figura 5.4 se presentan los detalles recomendados para el diseño de una junta de contracción transversal.

b) Juntas de construcción

Estas pueden ser de dos tipos:

Longitudinales. El pavimento se dividirá longitudinalmente en fajas de ancho de 3.5 m, entre estas fajas existirán juntas longitudinales de construcción que pueden ser planas o machihembradas, mediante el uso de cimbra deslizante. Podrá efectuarse la junta plana provocándola mediante un corte con regla cuando aun el concreto esté fresco (en proceso de fraguado) o dejando ahogada una cimbra machihembrada.



CAPITULO V DISEÑO DE PAVIMENTOS RIGIDOS.

Transversales. El vaciado longitudinal se hará en forma continua dependiendo del avance del contratista, haciendo una junta transversal plana o machihembrada al terminar el trabajo diario, o por interrupción imprevista, respetando la modulación de proyecto.

Al retirar los moldes (en el caso de utilizarlos) y en cuanto la superficie este suficientemente seca, se procederá a pintarla con cemento asfáltico No. 6 u 8, hasta lograr un espesor uniforme de 3mm. Antes de proceder al vaciado de la losa contigua. Se recomienda la instalación de barras de sujeción para la transmisión de cargas entre las juntas constituidas por barras corrugadas de $\frac{1}{2}$ " de diámetro y 70 cm de longitud, espaciadas a cada 1.0 m.

Los detalles de diseño recomendados para las juntas de construcción tanto articuladas como planas se muestran en las figuras 5.4 y 5.5.



CAPITULO V DISEÑO DE PAVIMENTOS RIGIDOS.

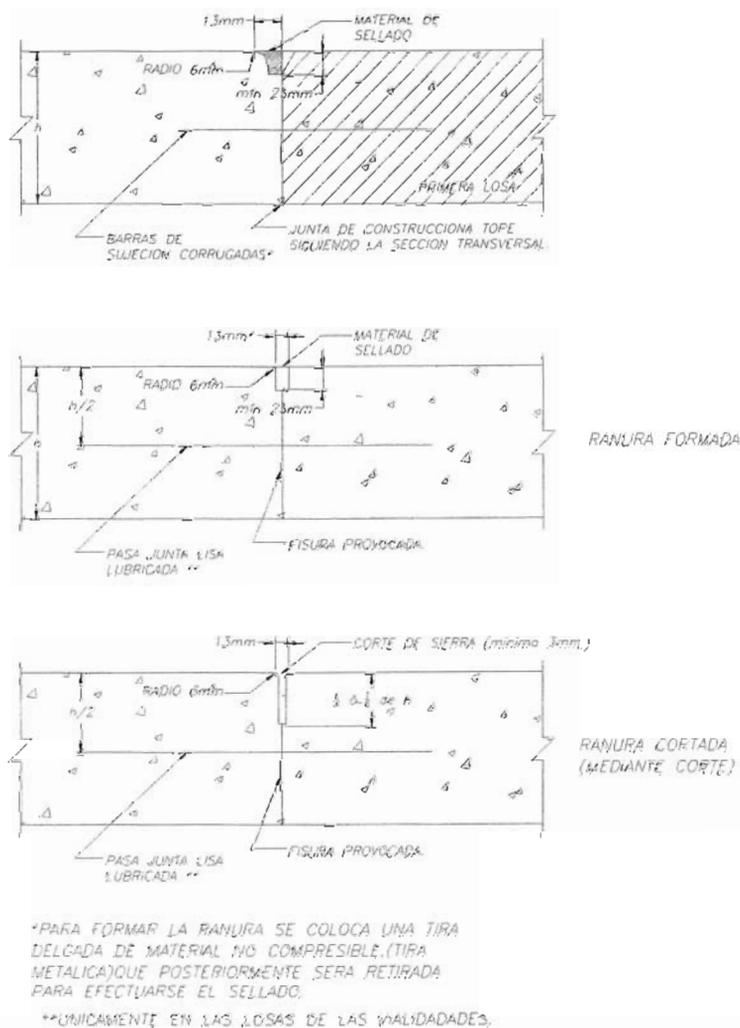


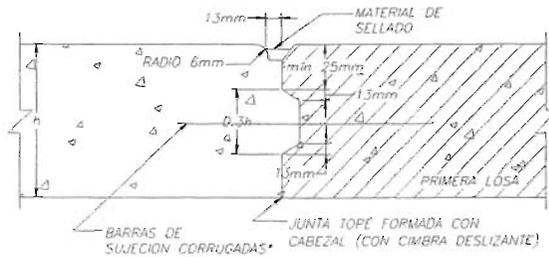
Fig.5.4. Juntas Transversales.



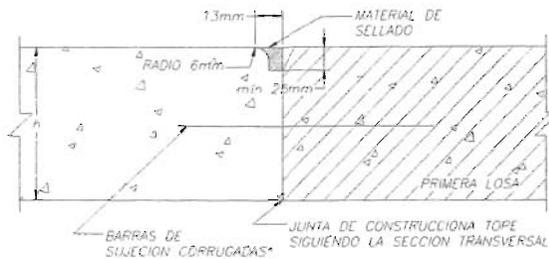
CAPITULO V DISEÑO DE PAVIMENTOS RIGIDOS.

A) CONSTRUCCION POR BANDA

A1) JUNTA MACHIHEMBRADA LONGITUDINAL



A2) JUNTA A TOPE TRANSVERSAL



B) CONSTRUCCION DEL AREA TOTAL DEL PAVIMENTO.

B1) JUNTA MACHIHEMBRADA

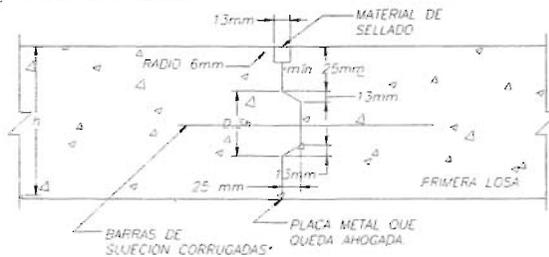


Fig. 5.5. Juntas de Construcción.



CAPITULO V DISEÑO DE PAVIMENTOS RIGIDOS.

Concreto hidráulico.

El concreto por emplearse deberá de tener una resistencia mínima a la compresión a la edad de 28 días de 250 Kg/cm². El revenimiento del concreto será entre 8 y 12 cm.

Colocación y vibrado del concreto.

Antes de iniciar la colocación del concreto, se deberá humedecer la superficie de la base hasta saturarla, pero sin que se formen charcos.

Será conveniente utilizar una espaciadora tipo tolva que reciba el concreto del camión de descarga lateral y lo deposite de manera uniforme sobre todo el ancho del piso.

La altura de caída del concreto no deberá ser mayor de 50 cm.

La revoltura se distribuirá uniformemente sobre la superficie preparada y se compactará mediante vibrador de inmersión, seguido de una regla vibratoria hasta lograr una compactación uniforme y la eliminación de huecos.

El concreto en el momento de colocarse tendrá la consistencia especificada por el revenimiento de proyecto.

Acabado del piso

Una vez conformada la superficie mediante el vibrado superficial, se aplanará con llana de madera de mango largo, después se afinará con banda de lona y hule de aproximadamente 20 cm. de ancho, colocada perpendicularmente a las losas, con el objeto de eliminar prominencias y depresiones, hasta dejarla uniforme pero con una textura ligeramente áspera. No se permitirán crestas ni depresiones mayores de 4mm medidas con una regla paralela al eje de la losa.

También puede dársele al piso un acabado con ranuras longitudinales con objeto de lograr una superficie antiderrapante.



CAPITULO V DISEÑO DE PAVIMENTOS RIGIDOS.

Las aristas de las juntas se redondearán a un radio aproximado de 4 mm. para el cual se emplea un volteador que se pasa sobre el concreto fresco inmediatamente después de terminado el afinado de la superficie.

Curado del concreto para el piso.

Inmediatamente después de terminarse el colado de las losas, se procederá a cubrirlas con una membrana impermeable de algún producto aprobado por la dirección de la obra y que cumpla con la especificación ASTM-C-309 vigente, que se aplicará finamente atomizado y que mantendrá la humedad por un tiempo mínimo de 24 horas, al cabo de las cuales se podrá seguir usando esta membrana, manteniéndola en buenas condiciones, o alguno de los siguientes procedimientos durante siete días posteriores al colado.

- a) Riego de agua. Para conservar constante y eficientemente húmeda toda la superficie
- b) Lámina de agua Con un tirante de 5 cm. retenida mediante bordes de arcilla.
- c) Arena húmeda Con un espesor de 5cm manteniéndola constantemente humedecida

Protección del concreto

El piso de concreto hidráulico terminado deberá protegerse contra el tránsito de vehículos o personas por un tiempo mínimo de siete días, si se emplea cemento de resistencia rápida y 14 días con concreto de resistencia normal.



CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

De acuerdo con las características estratigráficas, a las condiciones del sitio en estudio, y a las de proyecto y considerando los análisis realizados adjuntos en el anexo II se hacen las siguientes recomendaciones:

1. Cimentar la estructura para la zona de servicios y administración mediante zapatas corridas de 1.10m ancho de concreto reforzado.
2. Para las estructuras de las cubiertas de las bombas se recomienda cimentar por medio de zapatas aisladas.
3. Ambas estructuras se desplantaran a 1.00 m de profundidad tomando en cuenta las características estratigráficas y mecánicas del subsuelo, en particular la existencia de materiales arcillosos de consistencia media, entre 1 y 2 m de profundidad, subyacidos por un depósito arcilloso de consistencia blanda (ver perfil).
4. La capacidad de carga se determinó considerando que los materiales afectados por la superficie potencial de falla son suelos cohesivos, y aplicando el criterio expresado en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones, considerando los parámetros obtenidos en las pruebas de compresión triaxial UU obteniéndose 4 ton/m².
5. Bajo estas condiciones se prevén asentamientos en la estructura para la zona de servicios y administración del orden de 5.0 cm. Los cuales ocurrirán a largo plazo.
6. Se recomienda utilizar en la construcción de la estructura de la zona de servicios y administración; material aligerado, ya que para los cálculos se supuso una carga de 0.90ton/m² para cada una de las plantas de la estructura de la zona de servicios y administración.



CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

7. Las excavaciones necesarias para alojar las zapatas de cimentación se podrán hacer con taludes verticales, debido a las características del material existente y a la profundidad a la cual se realizará la ésta.
8. La estructura que alojará los tanques de almacenamiento de combustible estará compuesta por tres cajones; los cuales se revisaron tomándose como uno solo. Recomendándose lo que sigue: Los cajones se cimentarán mediante el apoyo de su losa de fondo, desplantados a 6.10m de profundidad, con una losa tapa al nivel de piso del pavimento.
9. Para evitar la falla por flotación deberá incrementarse el peso del cajón, lo que se deberá hacer mediante una losa en volado de 1 m de ancho, ligada estructuralmente al cajón a 1.1 m de profundidad, respecto al nivel de piso de proyecto, sobre la que se colocará un lastre constituido por un material con peso volumétrico mínimo de 1.5 ton/m², incrementándose el peso unitario del cajón, en esas condiciones se obtiene un factor de seguridad de 1.78.
10. Para la evaluación de las expansiones elásticas máximas que ocurrirán al efectuar la excavación necesaria para construir el cajón que alojará los tanques de almacenamiento, se empleo el criterio de Steinbrenner y los asentamientos obtenidos fueron de 5.0 cm.
11. La determinación de los empujes a largo plazo sobre los muros perimetrales de los cajones se realizó siguiendo las recomendaciones establecidas en el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, los cuales serán tomados en cuenta por el estructurista para diseñar éstos.



CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

12. El procedimiento constructivo para la excavación que alojará los cajones, se estableció considerando las características geométricas de ésta, debido a su respuesta elástica por efecto de la descarga producida por la excavación, los cajones se excavarán uno a la vez para lo cual se efectuará en base a taludes exteriores con una inclinación 1.00: 1.00 (horizontal – vertical).
13. El control del agua freática se efectuará mediante bombeo de achique, conduciendo hacia cárcamos, mediante drenes superficiales, el agua que se infiltre a la excavación, de donde se bombeará al exterior.
14. El pavimento de tipo rígido se diseñó considerando una carga de 15.4 ton, obteniéndose un espesor de la losa de concreto de 20 cm. que se apoyará sobre una base granular de 20 cm. de espesor. Las losas se armarán por temperatura con varillas del No. 4 de acero estructural para el control de agrietamiento ($f_y=4,200 \text{ Kg/cm}^2$), espaciadas a cada 25 cm. las longitudinales y a cada 35 cm. las transversales.
15. Las losas del área de servicio tendrán un espaciamiento entre juntas transversales de 6 m, con un ancho de 3.5 m.
16. Durante la excavación y la construcción de la cimentación, se deberá contar con la supervisión de un Ingeniero especialista en el área a fin de que se lleven a cabo todas las recomendaciones geotécnica expresadas en el presente trabajo.

Las diversas ramas de la Ingeniería Civil muestran que tan importante es ésta en el desarrollo de un país; pero llevar a cabo el estudio de Geotecnia siempre será indispensable para la realización de cualquier proyecto, ya que éste nos dará los parámetros para definir el tipo de cimentación; que de alguna manera es el principio de cualquier obra a construir.



CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

El caso práctico aquí analizado, solo muestra lo importante que es el entender los principios de la Mecánica de Suelos; ya que sin éstos difícilmente se pudiera hacer frente a un análisis de cualquier tipo que sea, ya que la base para desarrollar cualquier proyecto y ofrecer un dictamen sobre el tipo de suelo y el tipo de cimentación recomendado dependerá de estos principios adquiridos; así como de la experiencia obtenida.



BIBLIOGRAFÍA

Departamento del Distrito Federal (1995) **Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal**, Gaceta Oficial del DDF. No 218 Tomo II.

Departamento del Distrito Federal (1995), **Normas Técnicas Complementarias para Diseño Construcción de Cimentaciones**. Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Gaceta Oficial del DDF, No 30, Tomo VI.

Juárez, B. E; Rico R. A. **Mecánica de Suelos Tomo I, Fundamentos de la Mecánica de Suelos**, Editorial Limusa (2004).

Juárez, B. E; Rico R. A. **Mecánica de Suelos Tomo II, Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos**, Editorial Limusa (2004).

Peck R., Hanson, & Thorburn, **Ingeniería de Cimentaciones**; Tercera Edición. México Editorial Limusa, (1982).

Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A. C; **Manual de Construcción de Geotecnia. Tomo I**, México (2002).

Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A. C; **Manual de Construcción de Geotecnia. Tomo II**, México (2002).

Lambe T. William, V. Whitman Robert, **Mecánica de Suelos**. Segunda Edición México, Editorial Limusa.

S. Merritt Frederick, **Manual del Ingeniero Civil**, Tercera Edición , México, Editorial McGraw-Hill.

Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A. C; **El subsuelo y la Ingeniería de Cimentaciones en el área urbana del Valle de México**, México (1989)

Braja M. Das; **Fundamentos de la Ingeniería Geotécnica**, México Editorial Thomson Learning (2002).

E Bowles Joseph; **Manual de Laboratorio de Suelos en la Ingeniería Civil**, México Editorial McGraw-Hill (1978).

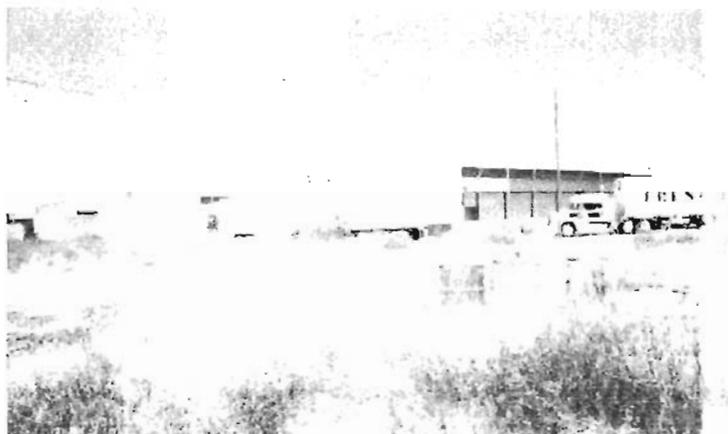
Olivera Bustamante Fernando; **Estructuración de Vías Terrestres**, México, Editorial Cecsca (1999).



ANEXO I REPORTE FOTOGRÁFICO



Vista lateral derecha del predio en donde se realizó la obtención de muestras para la Construcción de la Estación de Servicio en estudio.



Vista Lateral izquierda del predio en donde se realizó la obtención de muestras para la Construcción de la Estación de Servicio en estudio.



ANEXO I REPORTE FOTOGRÁFICO



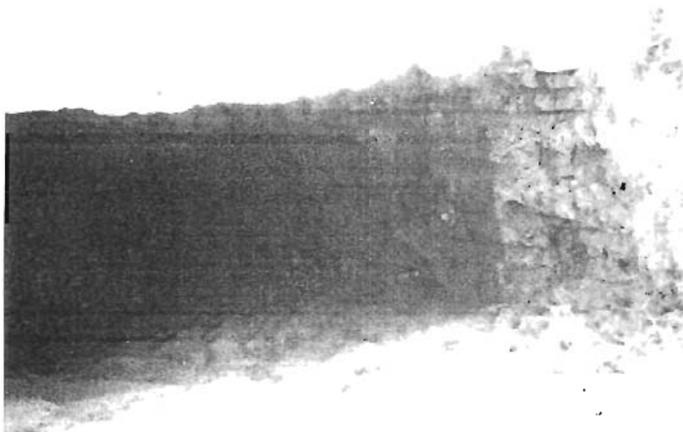
Excavación del Pozo a Cielo Abierto No 1 para obtención de la muestra cúbica de suelo para pruebas de laboratorio.



Muestra cúbica en el Pozo a Cielo Abierto No. 1, para la aplicación de ensayos de laboratorio.



ANEXO I REPORTE FOTOGRÁFICO



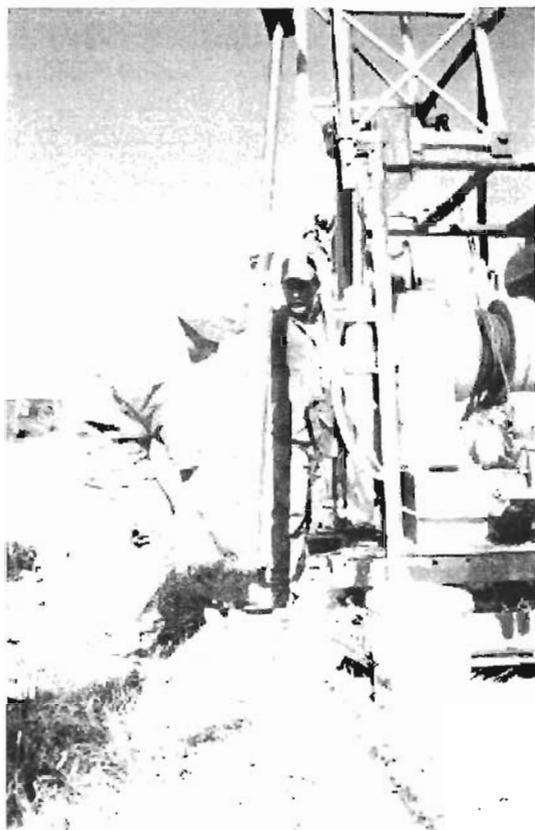
Excavación del Pozo a Cielo Abierto No 2 para obtención de la muestra cúbica de suelo para pruebas de laboratorio.



Muestra cúbica en el Pozo a Cielo Abierto No. 2 para la aplicación de ensayos de laboratorio.



ANEXO I REPORTE FOTOGRÁFICO



Obtención de la muestra alterada en Penetración Estándar para la aplicación de ensayos de laboratorio.



ANEXO I REPORTE FOTOGRÁFICO



Recuperación de la muestra alterada en Penetración Estándar para la aplicación de ensayos de laboratorio.



Perforación realizada para la obtención de la muestra alterada en Penetración Estándar para la aplicación de ensayos de laboratorio.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN

OBRA: ESTACION DE SERVICIO.
PROYECTO: GUELATAD
LOCALIZACIÓN: AV. TRANSPORTISTAS CENTRAL DE CARGA ORIENTE.
TIPO DE SONDEO: POZO A CIELO ABIERTO.
PCA-1

PROF (m)	DESCRIPCIÓN	PERFIL	GRUPO SUELO	W	LL	LP	IP	e	G _s	q	UU			h	S _s	SIMBOLOGÍA.	
				%	%	%	%		%	C	C	φ					
0.0		0.00														 W CONTENIDO DE AGUA LL LIMITE LIQUIDO LP LIMITE PLASTICO IP INDICE PLASTICO e RELACION DE VACIOS G _s GRADO DE SATURACION q RESISTENCIA EN COMPRESION SIM. UU PRUEBA DE COMPRESION TRIAXIAL MO CONSOLIDADA NO DRENADA C COHESION (TON/CM²) φ ANGULO DE FRICCION INTERNA h PESO VOLUMETRICO S _s DENSIDAD DE SOLIDOS W _R VALOR RELATIVO DE SOPORTE H ₂ O HUMEDAD OPTIMA P _V PESO VOLUMETRICO SECC. C.E.P. % DE EXPANSION	
0.2	CAPA DE SUELO VEGETAL.	3.00															
0.4	ARCILLA GRIS OSCURA POCO LIMOSA CON RAICES DESECADAS, DE CONSISTENCIA VARIABLE DE FIRME A BLANDA.		CH	94	87	16	71	1.38	78			3.2	7°	1.47	2.42		
0.6																	
0.8																	
1.0																	
1.2																	
1.4																	
1.6																	
1.8																	
2.0					CH	50	57	14	43	1.37	94			5.2	20°	1.62	2.55
2.2																	
2.4																	
2.6																	
2.8																	
3.0																	
3.2																	
3.4																	
3.6																	

* VRS NATURAL 8%
 * VRS SATURADO 3%
 * H₂O 74.56%
 * P_V 0.753
 * C.E.P. 0.0



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN

OBRA: ESTACION DE SERVICIO.
PROYECTO: GUELATAO
LOCALIZACIÓN: AV. TRANSPORTISTAS CENTRAL DE CARGA ORIENTE.
TIPO DE SONDEO: POZO A CIELO ABIERTO.
PCA-2

PROF (m)	DESCRIPCION	PERFIL	GRUP SUCC	W	LL	LP	IP	e	Gs	q	UU		h	Ss	SIMBOLOGIA.
				%	%	%	%	%	C	C	Ø				
0.0															 W CONTENIDO DE AGUA LL LIMITE LIQUIDO LP LIMITE PLASTICO IP INDICE PLASTICO e RELACION DE VACIOS Gs GRADO DE SATURACION q RESISTENCIA EN COMPRESION SIM. UU PRUEBA DE COMPRESION TRIAXIAL NO CONSOLIDADA NO DRENADA C COHESION (ton/m ²) φ ANGULO DE FRICCION INTERNA h PESO VOLUMETRICO Ss DENSIDAD DE SOLIDOS VRS VALOR RELATIVO DE SOPORTE H.O. HUMEDAD OPTIMA PVS PESO VOLUMETRICO SECO XEXP. X DE EXPANSION
0.2	CAPA DE SUELO VEGETAL														
0.4															
0.6															
0.8															
1.0															
1.2															
1.4															
1.6															
1.8															
2.0	ARCILLA GRIS OSCURA POCO LIMOSA CON RAICES DESECADAS, DE CONSISTENCIA VARIABLE DE FIRME A BLANDA.		CH	62	83	34	49	1.76	83	3.1			1.46	2.56	
2.2															
2.4															
2.6															
2.8															
3.0															
3.2															
3.4															
3.6															

NAF.
2.30m

- VRS NATURAL 4.3%
- VRS SATURADO 2.4%
- H.O. 61.6%
- PVS 0.977
- XEXP. 0.7

**REGISTRO DE CAMPO**

1

 OBRA: GUELATAO CENTRAL DE CARGA ORIENTE
 LOCALIZACION: MÉXICO D. F.

 TIPO DE SONDEO MIXTO SONDEO SM-1
 COORDENADAS: x= _____ y= _____

 PERFORADORA LONG YEAR 34 BOMBA MOYNO 3L6 FECHA: NOV 03 PROF. NAF: 2.30 M

MUES- TRA (No.)	PROFUNDIDAD (m)			RECUPERACION			PENETRACION ESTANDAR PESO MARTILLO 64 KG N° DE GOLPES EN			TIPO DE HERRA- MIENTA	CLASIFICACION Y DESCRIPCION	
	INICIAL	FINAL	AVANCE	m	%	CR %	15 cm	30cm	15 cm			
1	0.00	0.60	0.60	0.48			5	16	7	T. P.	ARCILLA LIMOSA CAFÉ GRISACEO CON TEZONTLE P 1 ARCILLA POCO LIMOSA	
2	0.60	1.20	0.60	0.54			4	12	8	T. P.	ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CON ESCASA ARENA FINA	
3	1.20	1.80	0.60	0.52			3	7	3	T. P.	LIMO ARCILLOSO CON LENTE DE ARENA FINA GRIS.	
4	1.80	2.40	0.60	0.46			5	17	9	T. P.	LIMO ARCILLOSO CON LENTE DE ARENA FINA GRIS VERDOSO FRACTURADO	
5	2.40	3.00	0.60	0.43			1	3	2	T. P.	ARCILLA LIMOSA GRIS CON CONCHILLAS FRACTURADAS.	
6	3.00	3.80	0.60	0.45			PRESIÓN			T. Shelby	ARCILLA CON MATERIA ORGANICA OLOSOSA. GRIS VERDOSO.	
7	3.80	4.40	0.80	0.52			1	1		P.H.	ARCILLA CON MATERIA ORGANICA OLOSOSA. GRIS VERDOSO.	
	4.40	5.00	0.80	0.00			1/80				T. P.	SIN RECUPERACION
8	5.00	5.60	0.60	0.60			P.H.	P.H.	P.H.	T. P.	ARCILLA COLOR GRIS Y MANCHAS CAFÉ, CON MATERIA ORGANICA OLOSOSA	
9	5.60	6.20	0.60	0.60			1	3	2	T. P.	ARCILLA ORGANICA GRIS VERDOSO Y CAFÉ CON LENTES DE ARENA FINA GRIS.	
10	6.20	7.00	0.60	0.48			PRESIÓN			T. Shelby	ARCILLA ORGANICA, CAFÉ OLOSOSA.	
11	7.00	7.60	0.60	0.48			P.H.	1	1	T. P.	ARCILLA ORGANICA, CAFÉ GRISACEO.	
12	7.60	8.20	0.60	0.36			P.H.	P.H.	P.H.	T. P.	ARCILLA ORGANICA, CAFÉ GRISACEO.	
	8.20	8.80	0.60	0.00			P.H.	P.H.	P.H.	T. P.	SIN RECUPERACION	
13	8.80	9.40	0.60	0.57			4	2		P.H.	47 cm P. S. ARCILLA CAFÉ GRISACEO: P. 1 10 cm LIMO GRIS CLARO.	
14	9.40	10.00	0.60	0.18			2	2		P.H.	LIMO GRIS CLARO.	
15	10.00	10.80	0.60	0.55			PRESIÓN			T. Shelby	ARCILLA ORGANICA COLOR GRIS YCAFÉ.	
16	10.80	11.40	0.60	0.37			P.H.	P.H.	P.H.	T. P.	ARCILLA ORGANICA CAFÉ Y MANCHAS COLOR GRIS.	
17	11.40	12.00	0.80	0.60			1/60			T. P.	ARCILLA ORGANICA CAFÉ Y MANCHAS COLOR GRIS.	
18	12.00	12.80	0.60	0.47			P.H.	P.H.	P.H.	T. P.	ARCILLA ORGANICA CAFÉ ROJIZO Y MANCHAS COLOR GRIS.	
19	12.60	13.20	0.60	0.47			P.H.	P.H.	P.H.	T. P.	ARCILLA ORGANICA CAFÉ ROJIZO Y MANCHAS COLOR GRIS.	
20	13.20	13.80	0.60	0.20			P.H.	P.H.	P.H.	T. P.	ARCILLA CAFÉ.	
21	13.80	14.40	0.60	0.54			P.H.	P.H.	P.H.	T. P.	ARCILLA GRIS VERDOSO CON LENTE DE ARENA FINA.	

OBSERVACIONES GENERALES: _____

PROFUNDIDAD DEL PROYECTO: _____

PROFUNDIDAD REAL: _____

OPERADOR: _____

SUPERVISOR: _____



REGISTRO DE CAMPO

2

OBRA: GUELATAO CENTRAL DE CARGA ORIENTE
LOCALIZACION: MÉXICO D. F.

TIPO DE SONDEO MIXTO SONDEO SM-1
COORDENADAS: x= _____ y= _____

PERFORADORA LONG YEAR 34 BOMBA MOYNO 3L6 FECHA: NOV 03 PROF. NAF: 2.30 M

MUES- TRA (No.)	PROFUNDIDAD (m)			RECUPERACION			PENETRACION ESTANDAR PESO MARTILLO 64 KG N° DE GÓLPES EN			TIPO DE HERRA- MIENTA	CLASIFICACION Y DESCRIPCION
	INICIAL	FINAL	AVANCE	m	%	CR %	N° DE GÓLPES EN				
							15 cm	30cm	15 cm		
22	14.40	15.20	0.60	0.6			PRESIÓN			T. Shelby	ARCILLA GRIS VERDOSO.
23	15.20	15.80	0.60	0.23			P.H.	P.H.	P.H.	T. P.	ARCILLA GRIS VERDOSO.
24	15.80	16.40	0.60	0.43			P.H.	P.H.	P.H.	T. P.	ARCILLA GRIS VERDOSO.
25	16.40	17.00	0.60	0.52			P.H.	P.H.	P.H.	T. P.	ARCILLA GRIS VERDOSO.
26	17.00	17.60	0.60	0.38			P.H.	P.H.	P.H.	T. P.	ARCILLA GRIS VERDOSO CON INTERCALACIONES DE CENIZA VOLCANICA.
27	17.60	18.20	0.60	0.4			P.H.	P.H.	P.H.	T. P.	ARCILLA GRIS VERDOSO CON GRUMOS BLANCOS.
28	18.20	18.80	0.60	0.55			1	2	P.H.	T. P.	ARCILLA GRIS VERDOSO CON CENIZA VOLCANICA.
29	18.80	19.40	0.60	0.60			1	P.H.	P.H.	T. P.	ARCILLA GRIS VERDOSO CON LENTE DE ARENA FINA, GRIS OSCURO.
30	19.40	20.00	0.60	0.56			3	10	12	T. P.	ARCILLA CAFÉ ROJIZO CON 15 cm DE ARENA FINA GRIS.

OBSERVACIONES GENERALES: _____

PROFUNDIDAD DEL PROYECTO: _____
PROFUNDIDAD REAL: _____
OPERADOR: _____
SUPERVISOR: _____



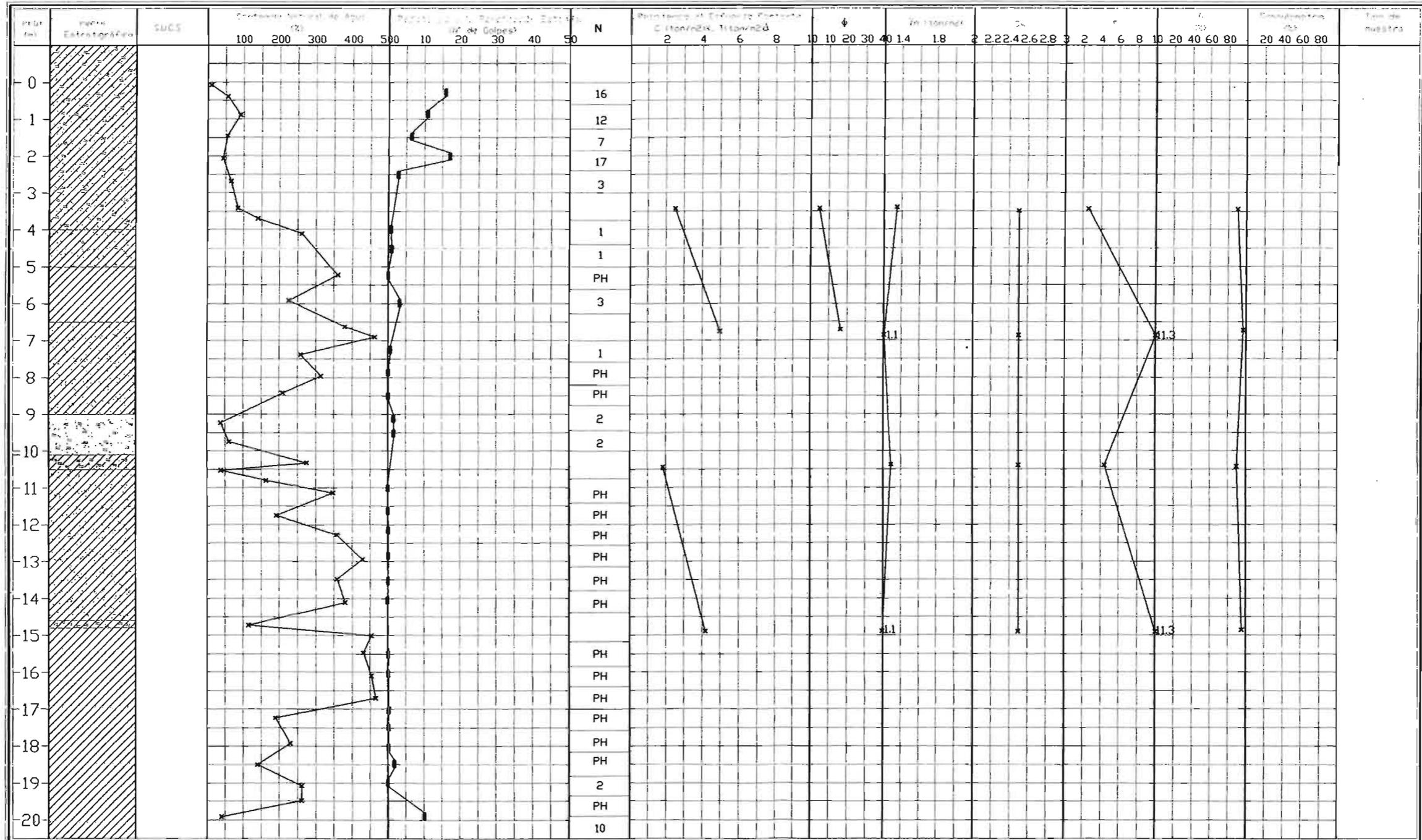
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES
ARAGÓN.

Perfil Estratigráfico

Obra: ESTACION DE SERVICIO.
GUELATAO

Tipo de Sondeo: MIXTO SM-1

Cota: 20m N.A.F.: 2.30m



Simbología:

- LP
- LL
- PH: Peso de Herramienta
- NR: No recuperó muestra
- * : Avance con broca tricónica
- T: Torcómetro
- Gr: Grado de saturación
- * : Triaxial CD
- > de 50 golpes
- φ: Angulo de fricción interna
- + : Cohesión en triaxial UU
- N: Número de golpes para 30 cm
- Yh: Peso volumetrico humedo.
- G: Grava
- Sh: Muestreo con tubo Shelby
- No. de golpes/penetración en cm.
- Ss: Densidad de sólidos
- A: Arena
- D: Muestreo con tubo Denisón
- C: Cohesión
- e: Relación de vacíos.
- F: Finos
- + : Triaxial CU

Conchillas	Limo	Mat. Orgánica	Relleno	Arcilla	Grava	Arena
------------	------	---------------	---------	---------	-------	-------



CLASIFICACIÓN Y CONTENIDO DE AGUA

1

OBRA: GUELATAO
 SONDEO: SM-1

FECHA: NOV 03

MUES-TRA (No.)	PROFUNDIDAD	TARA	TARA	Wh+t	Ws+t	W	TORC.	CLASIFICACION Y DESCRIPCION
	m	No	gr	gr	gr	%	Kg/CM2	
1	0.00	173	23.5	104.7	93.20	16.50		
	0.60							ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO OSCURO CON POCA ARENA FINA
1		172	17.3	75.2	54.30	56.49		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO OSCURO CON POCA ARENA FINA
2	0.60	131	23.3	106.4	68.7	83.04		
	1.20							ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO OSCURO CON ESCASA ARENA FINA
3	1.20	105	16.7	98.2	67.70	59.80		
	1.80							ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO OSCURO CON POCA ARENA FINA
4	0.80	199	26.8	129.8	100.10	40.57		
	2.40							ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO OSCURO CON POCA ARENA FINA
5	2.40	151	24.6	81.9	58.80	67.54		
	3.00							ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO OSCURO CON POCA ARENA FINA
6-1	3.34	187	22.6	91.5	60.20	83.24		
	3.57							ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO OSCURO CON POCA ARENA FINA
6-2	3.67	258	19.8	74.4	42.00	145.95		
	3.80							ARCILLA GRIS VERDOSO CON POCA ARENA FINA.
7	3.80	147	23.7	71.9	36.9	265.15		
	4.40							ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO CON ESCASA ARENA FINA.
8	5.00	160	16.8	61.6	28.70	352.53		
	5.60							ARCILLA CAFÉ ROJIZO CON MANCHAS GRIS VERDOSO.
9	5.60	205	21.7	93.1	43.40	229.03		
	6.20							ARCILLA CAFÉ ROJIZO
10-1	6.50	121	23.3	76.6	34.40	380.18		
	6.75							ARCILLA GRIS VERDOSO CON ESCASA ARENA FINA
10-2	6.75	100	17.9	57.7	25.00	450.56		
	7.00							ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO CON ESCASA ARENA FINA.
11	7.00	122	23.4	84.8	40.40	261.18		
	7.60							ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO CON ESCASA ARENA FINA.
12	7.60	196	17.1	77.3	31.70	312.33		
	8.20							ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO CON ESCASA ARENA FINA.



OBRA: GUELATAO
 SONDEO: SM-1

FECHA: NOV 03

MUES- TRA (No.)	PROFUNDIDAD	TARA	TARA	Wh+t	Ws+t	W	TORC.	CLASIFICACION Y DESCRIPCION
	m	No	gr	gr	gr	%	Kg/CM2	
13	8.80	114	19.40	98.40	45.60	201.53		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO CON ESCASA ARENA FINA.
	9.40	225	24.30	100.60	80.00	36.98		LIMO GRIS CLARO.
14	9.40							
	10.00	195	16.56	109.80	77.70	52.50		LIMO GRIS CLARO CON ESCASA ARENA FINA.
15-1	10.20							
	10.40	76	19.20	85.50	36.70	278.86		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO CON ESCASA ARENA FINA.
15-2	10.40							
	10.60	176	18.90	107.60	84.80	34.60		ARENA FINA Y MEDIA GRIS OSCURO CON ESCASA ARENA FINA.
15-3	10.80							
	10.80	72	23.50	90.70	49.50	158.46		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO CON ESCASA ARENA FINA.
16	10.80							
	11.40	139	26.30	97.00	42.00	350.32		ARCILLA CAFÉ ROJIZO CON ESCASA ARENA FINA.
17	11.40							
	12.00	93	25.10	103.90	53.00	83.24		ARCILLA CAFÉ ROJIZO CON ESCASA ARENA FINA.
18	12.00							
	12.60	167	17.00	74.40	42.00	350.32		ARCILLA CAFÉ ROJIZO CON ESCASA ARENA FINA.
19	12.60							
	13.20	148	23.10	96.20	36.90	-425.11		ARCILLA CAFÉ ROJIZO CON ESCASA ARENA FINA.
20	13.20							
	13.80	87	17.40	75.70	30.10	359.06		ARCILLA CAFÉ ROJIZO CON ESCASA ARENA FINA.
21	13.80							
	14.40	2	13.30	75.00	26.40	370.99		ARCILLA CAFÉ ROJIZO CON ESCASA ARENA FINA.
22-1	14.60							
	14.80	69	25.50	90.90	55.70	116.56		ARCILLA GRIS VERDOSO CON ESCASA ARENA FINA
22-2	14.80							
	15.00	56	23.20	94.20	36.10	450.39		ARCILLA GRIS VERDOSO CON VETA DE LIMO GRIS.
22-3	15.00							
	15.20	72	23.50	81.40	34.50	426.36		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO.
23	15.20							
	15.80	62	26.60	82.80	37.30	425.23		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO.



OBRA: GUELATAO
SONDEO: SM-1

FECHA: NOV 03

MUES-TRA (No.)	PROFUNDIDAD	TARA	TARA	Wh+t	Ws+t	W	TORC.	CLASIFICACION Y DESCRIPCION
	m	No	gr	gr	gr	%	Kg/CM2	
24	15.80	145	17.5	77.20	28.50	442.73		
	16.40							ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO.
25	16.40	72	23.5	89.90	35.50	453.33		
	17.00							ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO.
26	17.00	24	11.8	74.60	33.90	184.16		
	17.60							ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO.
27	17.60	50	23.3	86.40	42.70	226.80		
	18.20							ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO.
28	18.20	202	19.9	87.40	49.80	125.75		
	18.80							ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO.
29	18.80	185	23.1	84.90	40.50	255.17		
	19.40							ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO.
30	19.40	3	12.4	75.90	30.30	254.75		
	20.00							ARCILLA CAFÉ ROJIZO CON MANCHAS GRIS VERDOSO OSCURO
P. I.		100	17.9	98.20	76.30	37.50		ARENA FINA POCO LIMOSA, GRIS OSCURO.



ANEXO II CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA.

PROCEDENCIA GUELATAO
SONDEO N° PCA-1 **MUESTRA** CÚBICA **PROFUNDIDAD** 1.80-2.00
DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL ARCILLA CON LIMO CAFÉ OSCURO.

LIMITE LIQUIDO

N° GOLPES	N° tara	Wh+T	Ws+l	Wt	W%
45	386	17.50	15.00	10.30	53.19
32	314	17.90	15.20	10.30	55.10
20	408	19.80	16.10	9.70	57.81
10	385	21.00	17.80	12.30	58.18

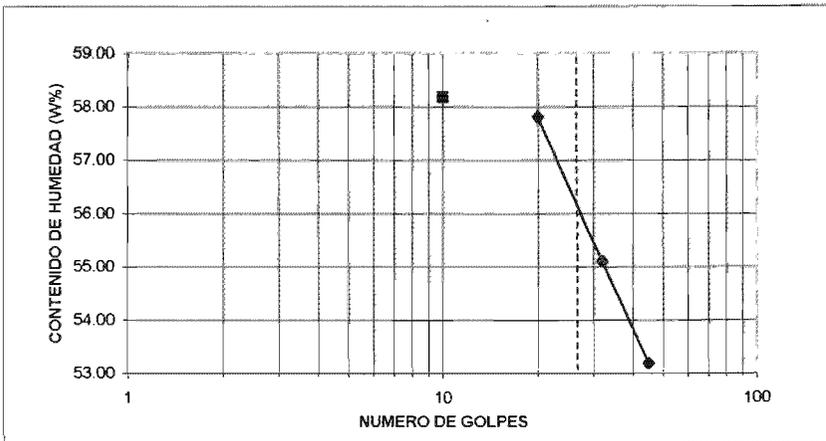
LIMITE PLÁSTICO

	439	13.10	12.50	7.90	13.04
	4	15.00	14.30	9.40	14.29

CONTRACCIÓN LINEAL.

barra N°	Lec. Inicial	Lec. Final	C.L. %

L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S.
56.60	13.66	42.84	CH





ANEXO II CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA.

PROCEDENCIA GUELATAO (CENTRAL DE CARGA ORIENTE).

SONDEO N° PCA-2 MUESTRA CÚBICA PROFUNDIDAD 0.90-1.10

DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL ARCILLA CON POCO LIMO CAFÉ OSCURO

LIMITE LIQUIDO

N° GOLPES	N° tara	Wh+T	Ws+I	WI	W%
46	366	17.10	14.00	10.10	79.49
31	379	18.10	15.40	12.10	81.82
24	325	20.40	16.90	12.70	83.33
9	315	21.80	17.20	11.90	86.79

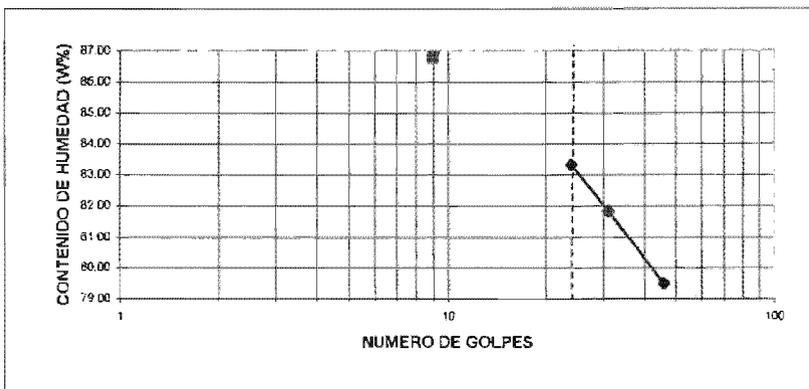
LIMITE PLÁSTICO

	435	13.00	11.60	7.70	35.90
	421	13.20	11.90	7.90	32.50

CONTRACCIÓN LINEAL.

barra N°	Lec. Inicial	Lec. Final	C.L. %

L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S.
83.05	34.20	48.85	CH





ANEXO II CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA.

PROCEDENCIA GUELATAO

SONDEO Nº SM-1 MUESTRA 10-2 PROFUNDIDAD 6.75-7.00

DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL ARCILLA GRIS VERDOSO

LIMITE LIQUIDO

Nº GOLPES	Nº tara	Wh+T	Ws+t	Wl	W%
43	411	17.00	13.00	10.80	181.82
31	366	20.30	15.00	12.20	189.29
21	408	20.10	13.20	9.70	197.14
10	355	22.00	15.80	12.70	200.00

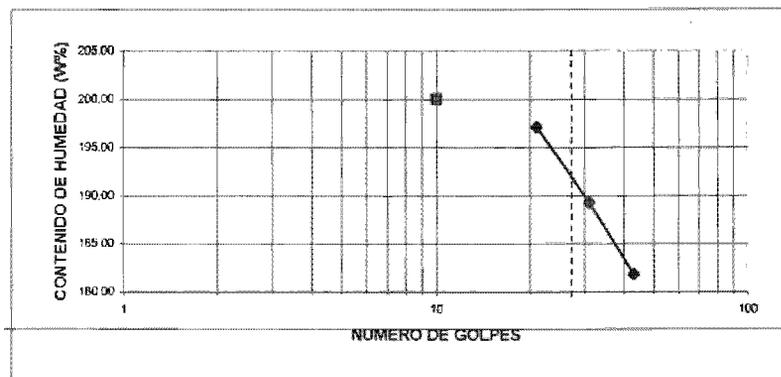
LIMITE PLÁSTICO

28	14.00	12.90	10.00	37.93
12	14.10	13.00	10.00	36.67

CONTRACCIÓN LINEAL.

barra Nº	Lec. Inicial	Lec. Final	C.L. %

L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S.
193.50	37.30	156.20	CH





ANEXO II COMPRESIÓN SIMPLE

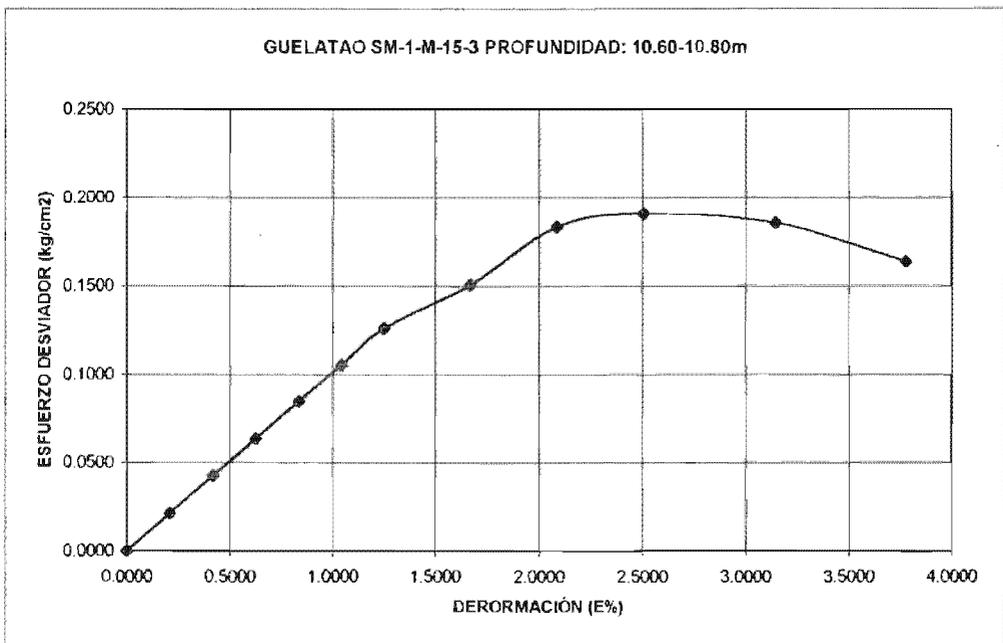
PROYECTO: <u>GUELATAO</u>	CONS: <u>0.192</u>
MUESTRA: <u>15-3</u>	VEL: <u>0.01667</u>
SONDEO: <u>SM-1</u>	PROF: <u>10.60-10.80m</u>

DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: ARCILLA GRIS VERDOSO CLARO CON ESCASA ARENA FINA.

Tiempo seg.	Def. mm	Anillo Unidad	E %	Esf. Desv. Kg/cm ²
0	0.0000	0.00	0.0000	0.0000
10	0.1667	1.00	0.2085	0.0212
20	0.3334	2.00	0.4170	0.0424
30	0.5001	3.00	0.6254	0.0635
40	0.6668	4.00	0.8339	0.0845
50	0.8335	5.00	1.0424	0.1054
60	1.0002	6.00	1.2509	0.1262
80	1.3336	7.20	1.6699	0.1507
100	1.6670	8.80	2.0878	0.1835
120	2.0004	9.20	2.5089	0.1910
150	2.5005	9.00	3.1424	0.1856
180	3.0006	8.00	3.7780	0.1639

DATOS INICIALES DEL ESPECIMEN.			
Ds=	3.42 cm	H1=	7.90 cm
Dm=	3.38 cm	H2=	7.90 cm
Di=	3.39 cm	Ss=	2.56
Ao=	9.017 cm ²	Wt=	35.10 gr
Vo=	71.234 cm ³	WT+sh=	123.00 gr
Wo=	88.10 gr	WT+ss=	66.70 gr

DATOS FINALES DEL ESPECIMEN.			
ei=	4.771 cm	Si=	95.40 %
ef=	4.771 cm	Sf=	95.60 %
Pvhi=	1.237 cm	Wi=	178.80 %
Pvhf=	1.234 cm ²	Wf=	178.16 %





ANEXO II COMPRESIÓN SIMPLE

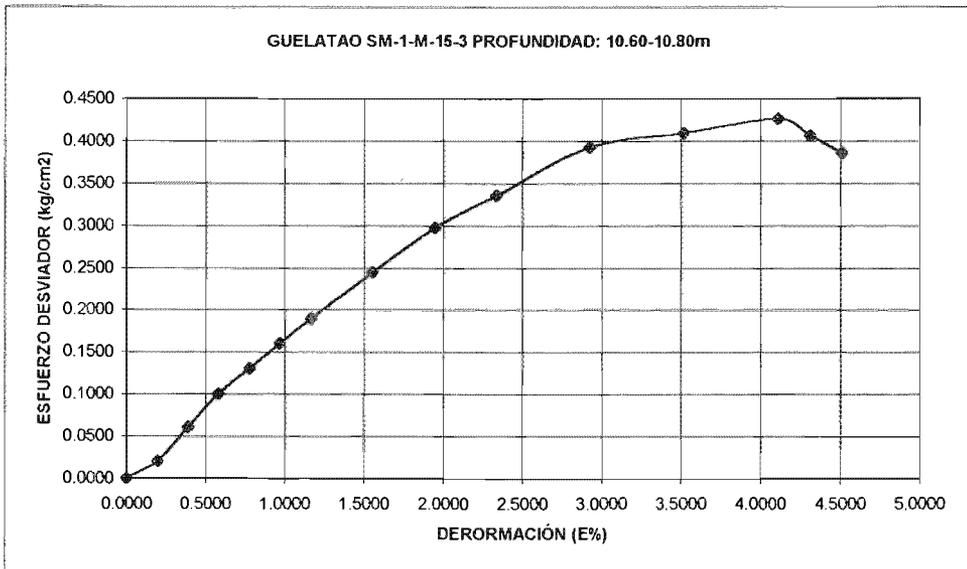
PROYECTO: <u>GUELATAO</u>	CONS: <u>0.192</u>
MUESTRA: <u>22-3</u>	VEL: <u>0.01667</u>
SONDEO: <u>SM-1</u>	PROF: <u>15.00-15.20m</u>

DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO.

Tiempo seg.	Def. mm	Anillo Unidad	E %	Esf. Desv. Kg/cm ²
0	0.0000	0.00	0.0000	0.0000
10	0.1667	1.00	0.1958	0.0202
20	0.3334	3.00	0.3893	0.0604
30	0.5001	5.00	0.5828	0.1004
40	0.6668	6.50	0.7774	0.1303
50	0.8335	8.00	0.9721	0.1601
60	1.0002	9.50	1.1667	0.1897
80	1.3336	12.30	1.5565	0.2447
100	1.6670	15.00	1.9465	0.2972
120	2.0004	17.00	2.3382	0.3355
150	2.5005	20.00	2.9257	0.3923
180	3.0006	21.00	3.5180	0.4094
210	3.5007	22.00	4.1102	0.4262
220	3.6674	21.00	4.3108	0.4060
230	3.8341	20.00	4.5114	0.3859

DATOS INICIALES DEL ESPECIMEN.	
Ds= 3.42 cm	H1= 8.41 cm
Dm= 3.48 cm	H2= 8.41 cm
Di= 3.43 cm	Ss= 2.48
Ao= 9.502 cm ²	Wt= 72.20 gr
Vo= 79.915 cm ³	WT+sh= 160.10 gr
Wc= 88.30 gr	WT+ss= 88.30 gr

DATOS FINALES DEL ESPECIMEN.	
ei= 11.310 cm	Si= 98.33 %
ef= 11.310 cm	Sf= 97.79 %
Pvhi= 1.105 cm	Wi= 448.45 %
Pvhf= 1.100 cm ²	Wf= 445.96 %





ANEXO II COMPRESIÓN SIMPLE

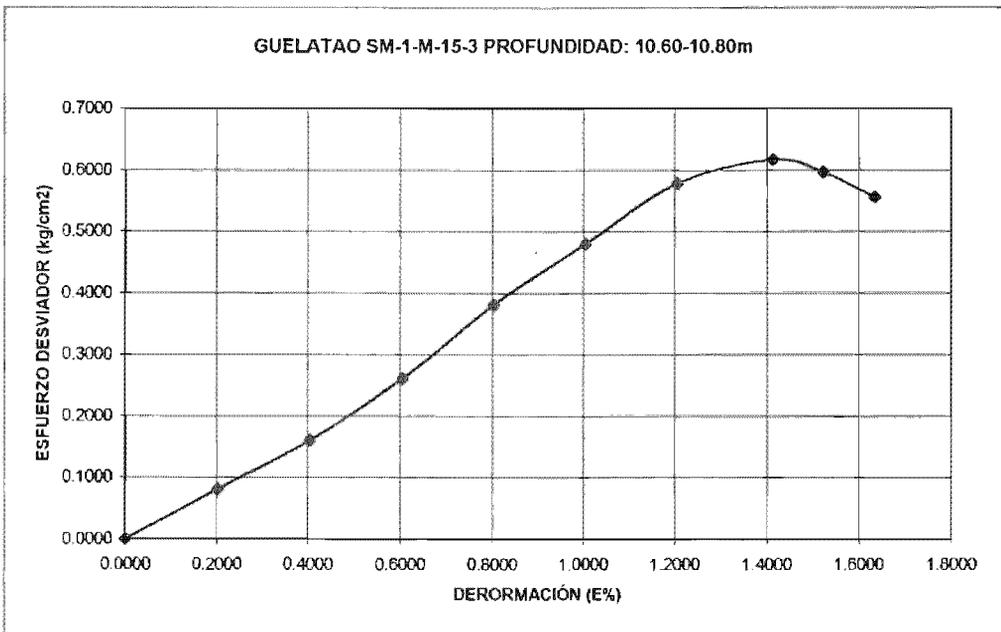
PROYECTO: <u>GUELATAO</u>	CONS: <u>0.192</u>
MUESTRA: <u>MC-1</u>	VEL: <u>0.01667</u>
SONDEO: <u>PCA-2</u>	PROF: <u>0.90-1.10m</u>

DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: LIMO POCO ARENOSO, CAFÉ GRISACEO OSCURO CON POCA ARENA FINA

Tiempo seg.	Def. mm	Anillo Unidad	E %	Esf. Desv. Kg/cm ²
0	0.0000	0.00	0.0000	0.0000
10	0.1667	4.00	0.2029	0.0806
20	0.3334	8.00	0.4059	0.1608
30	0.5001	13.00	0.6063	0.2608
40	0.6668	19.00	0.8041	0.3805
50	0.8335	24.00	1.0045	0.4796
60	1.0002	29.00	1.2049	0.5783
70	1.1669	30.00	1.4129	0.6169
75	1.2503	31.00	1.5221	0.5964
80	1.3336	28.00	1.6338	0.5560

DATOS INICIALES DEL ESPECIMEN.	
Ds= 3.50 cm	H1= 7.82 cm
Dm= 3.47 cm	H2= 7.82 cm
Di= 3.50 cm	Ss= 2.56
Ao= 9.512 cm ²	Wt= 72.30 gr
Vo= 74.380 cm ³	WT+sh= 180.50 gr
Wo= 108.30 gr	WT+ss= 141.20 gr

DATOS FINALES DEL ESPECIMEN.	
ei= 1.764 cm	Si= 83.01 %
ef= 1.764 cm	Sf= 82.80 %
Pvhi= 1.456 cm	Wi= 57.18 %
Pvhf= 1.455 cm ²	Wf= 57.04 %





ANEXO II PRUEBA TRIAXIAL UU

DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: Arcilla café oscuro.

PROYECTO: **GUELATAO**
 SONDEO: **PCA-1**
 MUESTRA: **MC-1**
 PROFUNDIDAD: **0.65-0.90m**
 OPERADOR:

FECHA: **18/11/03**
 CONSTANTE: **0.192**
 PRESIÓN: **0.25 kg/cm2**
 VELOCIDAD: **0.01667**

ds=	3.49	cm	Wo=	107.00	gr
dm=	3.43	cm	Wl=	36.90	gr
dj=	3.43	cm	Wl+sh=	143.70	gr
d prom=	3.44	cm	Wl+ss=	111.00	gr
h1=	7.80	cm	Ss=	2.42	
h2=	7.80	cm	W(%)=	44.13	
h prom=	7.80	cm	pvhi=	1.476	ton/m1
Ao=	9.294	cm2	pvhf=	1.476	ton/m2
Vo=	72.494	cm3	pvs=	1.024	ton/m3
ei=	1.363		Gi=	78.34	%
ef=	1.368		Wi=	44.40	%
si=	78.57	%	Wf=	44.13	%
sf=	78.09	%			
tiempo seg	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm2	Esfuerzo Kg/cm2
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	9.2941	0.0000
10	4.00	0.7680	0.1667	9.3096	0.0825
20	14.00	2.6880	0.3334	9.3252	0.2883
30	23.00	4.4160	0.5001	9.3408	0.4728
40	30.00	5.7600	0.6668	9.3565	0.6156
50	35.00	6.7200	0.8335	9.3722	0.7170
60	39.00	7.0488	1.0002	9.388	0.7976
70	40.00	7.6800	1.1669	9.4038	0.8167
75	39.00	7.4880	1.2503	9.4118	0.7956
80	37.00	7.1040	1.3336	9.4197	0.7542



ANEXO II PRUEBA TRIAXIAL UU

PROYECTO: GUELATAO
 SONDEO: PCA-1
 MUESTRA: MC-1
 PROFUNDIDAD: 0.65-0.90m

PRESIÓN:		0.50	kg/cm2		
ds=	3.49	cm	Wo=	110.40	gr
dm=	3.49	cm	Wl=	36.40	gr
di=	3.49	cm	Wl+sh=	146.60	gr
d prom=	3.49	cm	Wl+ss=	112.80	gr
h1=	7.82	cm	Ss=	2.42	
h2=	7.82	cm	W(%)=	44.24	
h prom=	7.82	cm	pvhi=	1.476	ton/m1
Ac=	9.566	cm2	pvhf=	1.473	ton/m2
Vc=	74.808	cm3	pvs=	1.023	ton/m3
ei=	1.365		Gi=	78.42	%
ef=	1.37		Wj=	44.50	%
si=	78.64	%	Wf=	44.24	%
sf=	78.17	%			
tiempo seg	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm2	Esfuerzo Kg/cm2
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	9.5662	0.0000
10	8.00	1.5360	0.1667	9.5822	0.1603
20	16.00	3.0720	0.3334	9.5982	0.3201
30	25.00	4.8000	0.5001	9.6143	0.4993
40	35.00	6.7200	0.6668	9.6304	0.6978
50	40.00	7.6800	0.8335	9.6466	0.7961
60	45.00	8.6400	1.0002	9.6629	0.8941
70	48.00	9.2160	1.1669	9.6792	0.9521
75	47.00	9.0240	1.2503	9.6873	0.9315
80	44.00	8.4480	1.3336	9.6955	0.8713



ANEXO II PRUEBA TRIAXIAL UU

PROYECTO: GUELATAO
 SONDEO: PCA-1
 MUESTRA: MC-1
 PROFUNDIDAD: 0.65-0.90m

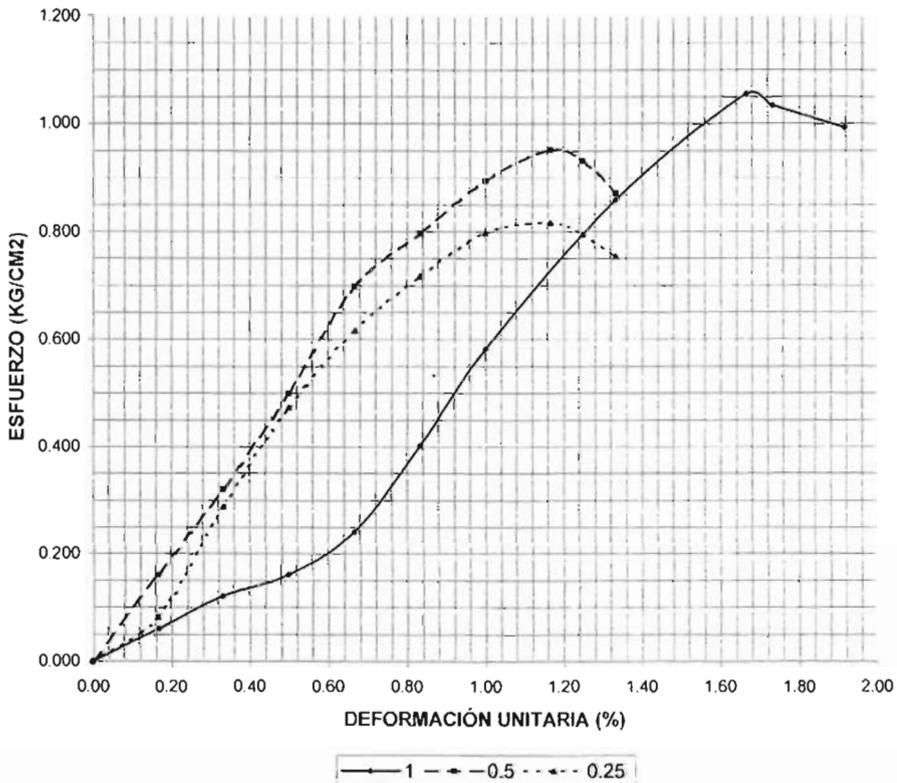
PRESIÓN:		1.00	kg/cm ²		
ds=	3.49	cm	Wo=	108.50	gr
dm=	3.47	cm	Wl=	35.90	gr
dj=	3.47	cm	Wt+sh=	144.40	gr
d prom=	3.47	cm	Wt+ss=	110.10	gr
h1=	7.81	cm	Ss=	2.42	
h2=	7.81	cm	W(%)=	46.23	
h prom=	7.81	cm	pvhi=	1.466	ton/m1
Ao=	9.475	cm ²	pvhf=	1.466	ton/m2
Vo=	74.000	cm ³	pvs=	1.003	ton/m3
ei=	1.413		Gi=	79.14	%
ef=	1.413		Wi=	46.23	%
si=	79.14	%	Wf=	46.23	%
sf=	79.14	%			
tiempo seg	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm ²	Esfuerzo Kg/cm ²
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	9.4751	0.0000
10	3.00	0.5760	0.1667	9.4909	0.0607
20	6.00	1.1520	0.3334	9.5068	0.1212
30	8.00	1.5360	0.5001	9.5227	0.1613
40	12.00	2.3040	0.6668	9.5387	0.2415
50	20.00	3.8400	0.8335	9.5547	0.4019
60	29.00	5.5680	1.0002	9.5708	0.5818
80	43.00	8.2560	1.3336	9.6031	0.8597
100	53.00	10.1760	1.6670	9.6357	1.0564
110	52.00	9.9840	1.7337	9.6521	1.0344
115	50.00	9.6000	1.9171	9.6603	0.9938



ANEXO II PRUEBA TRIAXIAL UU

PROYECTO: GUELATAO
SONDEO: PCA-1
MUESTRA: MC-1
PROFUNDIDAD: 0.65-0.90m

GRÁFICA ESFUERZO DEFORMACIÓN





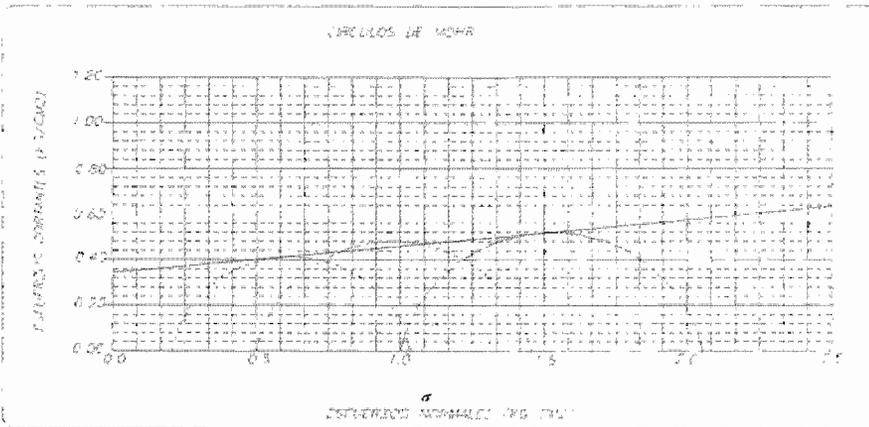
ANEXO II PRUEBA TRIAXIAL UU

PROYECTO: GUELATAO
 SONDEO: PCA-1
 MUESTRA: MC-1

PROFUNDIDAD: 0.65-0.90m

DESCRIPCIÓN DEL SUELO
ARCILLA CAFÉ OSCURO

ENSAYO	PRESIÓN	ESFUERZO	PESO	Gwi	ei	VALORES PROMEDIO
Num.	CONF.	A LA FALLA	VOLUMETRICO			
			NATURAL			Ss= 2.42
	(Kg/cm2)	(Kg/cm2)	(ton/m3)	(%)		wi= 45.04%
1	0.25	0.82	1.476	78.3	1.363	wf= 44.87%
2	0.50	0.95	1.476	78.4	1.365	Gw= 78.64%
3	1.00	1.06	1.466	79.1	1.413	Gwf= 78.47%
DATOS FINALES						
		ef	Gwf	wf	pvhf	PVN= 1.473 ton/m3
1	0.25	1.368	78.091	44.13	1.473	PVF= 1.471 ton/m4
2	0.50	1.37	78.173	44.24	1.473	ei= 1.38
3	1.00	1.413	79.143	46.23	1.466	ef= 1.38



C=	0.32	Kg/cm2
φ=	7°	grados
E=	750	Kg/cm2
μ=	0.45	



ANEXO II PRUEBA TRIAXIAL UU

DESCRIPCIÓN DEL MATEIRIAL: Limo GRIS CLARO CON POCA ARENA FINA

PROYECTO:	GUELATAO	FECHA:	21/12/03
SONDEO:	PCA-2	CONSTANTE:	0.192
MUESTRA:	MC-2	PRESIÓN:	0.25 kg/cm2
PROFUNDIDAD:	1.90-2.10m	VELOCIDAD:	0.01667
OPERADOR:			

ds=	3.71	cm	Wo=	129.80	gr
dm=	3.62	cm	Wt=	105.80	gr
di=	3.63	cm	Wt+sh=	235.50	gr
d prom=	3.64	cm	Wt+ss=	190.70	gr
h1=	7.78	cm	Ss=	2.54	
h2=	7.78	cm	W(%)=	52.77	
h prom=	7.78	cm	pvhi=	1.606	ton/m1
Ac=	10.387	cm2	pvhf=	1.605	ton/m2
Vo=	80.812	cm3	pvs=	1.051	ton/m3
ei=	1.416		Gi=	94.67	%
ef=	1.418		Wi=	52.89	%
si=	94.75	%	Wf=	52.77	%
sf=	94.54	%			
tiempo seg	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm2	Esfuerzo Kg/cm2
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	10.3872	0.0000
10	8.00	1.5360	0.1667	10.4045	0.1476
20	17.00	3.2640	0.3334	10.4219	0.3132
30	28.00	5.3760	0.5001	10.4394	0.515
40	40.00	7.6800	0.6668	10.4569	0.7344
50	51.00	9.7920	0.8335	10.4745	0.9348
60	57.00	10.9440	1.0002	10.4921	1.0431
80	56.00	10.7520	1.3336	10.5276	1.0213
85	54.00	10.3680	1.4170	10.5365	0.984



ANEXO II PRUEBA TRIAXIAL UU

PROYECTO: **GUELATAO**
 SONDEO: **PCA-2**
 MUESTRA: **MC-2**
 PROFUNDIDAD: **1.90-2.10m**
 OPERADOR:

PRESIÓN		0.50	Kg/cm2		
ds=	3.67	cm	Wo=	137.10	gr
dm=	3.67	cm	Wt=	144.90	gr
dj=	3.68	cm	Wt+sh=	281.90	gr
d prom=	3.67	cm	Wt+ss=	238.50	gr
h1=	7.83	cm	Ss=	2.54	
h2=	7.83	cm	W(%)=	46.37	
h prom=	7.83	cm	pvhi=	1.654	ton/m1
Ao=	1.588	cm2	pvhf=	1.653	ton/m2
Vo=	82.905	cm3	pvs=	1.13	ton/m3
ei=	1.248		Gi=	94.36	%
ef=	1.250		Wi=	46.47	%
si=	94.454	%	Wf=	46.37	%
sf=	94.237	%			
tiempo seg	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm2	Esfuerzo Kg/cm2
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	10.5881	0.0000
10	7.00	1.3440	0.1667	10.6057	0.1267
20	19.00	3.6480	0.3334	10.6235	0.3434
30	33.00	6.3360	0.5001	10.6413	0.5954
40	46.00	8.8320	0.6668	10.6591	0.8286
50	54.00	10.3680	0.8335	10.6771	0.9711
60	60.00	11.5200	1.0002	10.6950	1.0771
75	62.00	11.9040	1.2803	10.7221	1.1102
80	61.00	11.7120	1.3336	10.7312	1.0914
85	60.00	11.5200	1.4170	10.7402	1.0726



ANEXO II PRUEBA TRIAXIAL UU

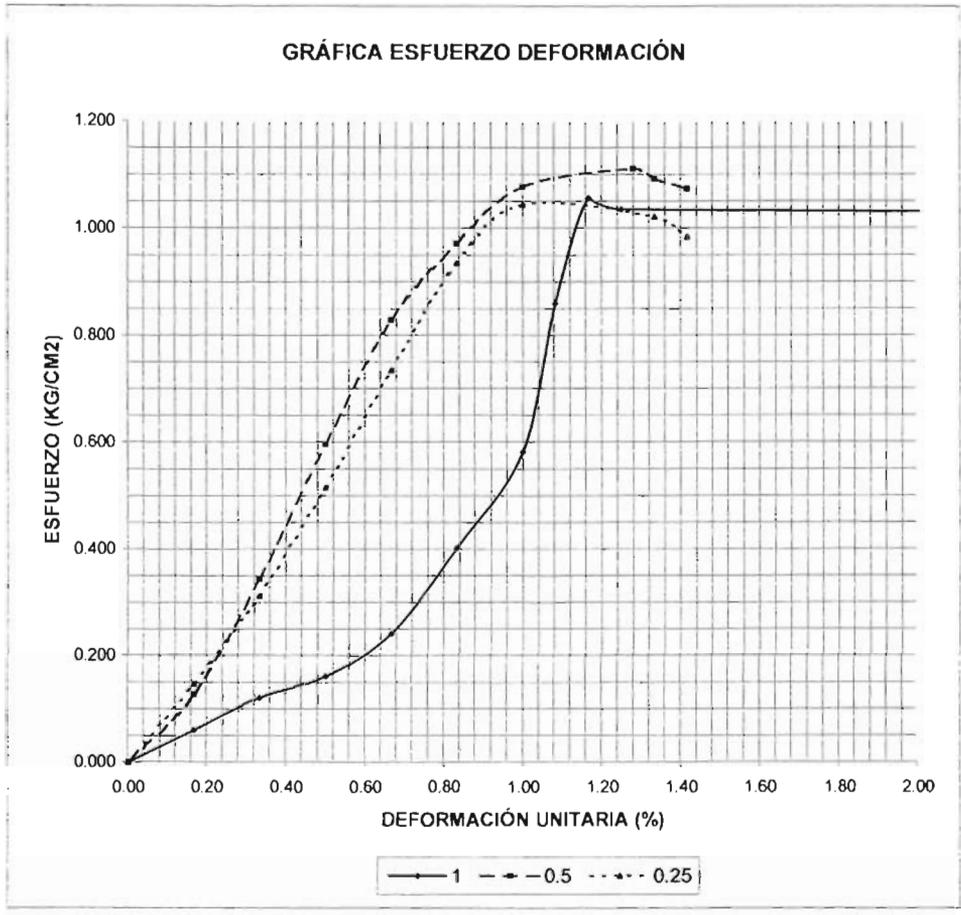
PROYECTO: **GUELATAO**
 SONDEO: **PCA-2**
 MUESTRA: **MC-2**
 PROFUNDIDAD: **1.90-2.10m**
 OPERADOR:

PRESIÓN		1.00	Kg/cm2		
ds=	3.69	cm	Wo=	132.00	gr
dm=	3.61	cm	Wt=	65.00	gr
di=	3.62	cm	Wt+sh=	197.00	gr
d prom=	3.63	cm	Wt+ss=	151.60	gr
h1=	7.80	cm	Ss=	2.54	
h2=	7.80	cm	W(%)=	52.42	
h prom=	7.80	cm	pvhi=	1.64	ton/m1
Ao=	10.321	cm2	pvhf=	1.64	ton/m2
Vo=	80.501	cm3	pvs=	1.076	ton/m3
ei=	1.361		Gi=	97.83	%
ef=	1.361		Wj=	52.42	%
s=	97.831	%	Wf=	52.42	%
sf=	97.831	%			
tiempo seg	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm2	Esfuerzo Kg/cm2
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	10.3206	0.0000
10	9.00	1.7280	0.1667	10.3379	0.1672
20	23.00	4.4180	0.3334	10.3551	0.4265
30	40.00	7.6800	0.5001	10.3725	0.7404
40	54.00	10.3680	0.6668	10.3899	0.9979
50	64.00	12.2880	0.8335	10.4074	1.1807
60	68.00	13.0560	1.0002	10.4249	1.2524
65	69.00	13.2480	1.0836	10.4337	1.2697
70	68.00	13.0560	1.1669	10.4425	1.2503
75	65.00	12.4800	1.2503	10.4513	1.1941



ANEXO II PRUEBA TRIAXIAL UU

PROYECTO: GUELATAO
SONDEO: PCA-2
MUESTRA: MC-2
PROFUNDIDAD: 1.90-2.10m





ANEXO II
PRUEBA TRIAXIAL UU

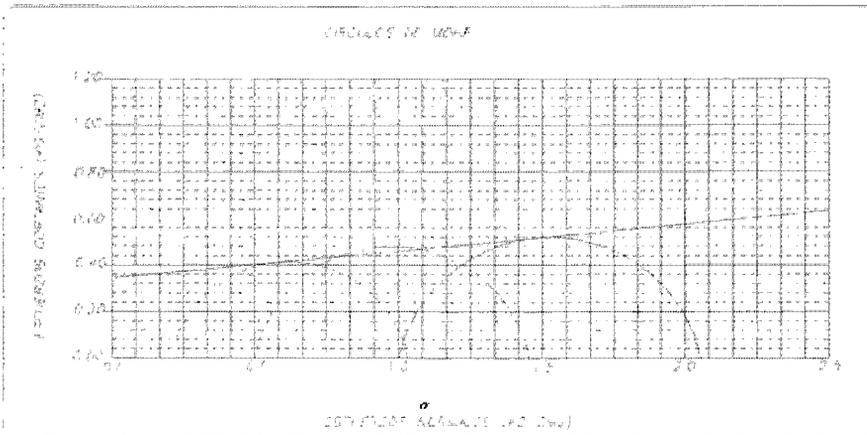
PRUEBA TRIAXIAL UU

PROYECTO: GUELATAO
SONDEO: PCA-2
MUESTRA: MC-2

PROFUNDIDAD: 1.90-2.10m

DESCRIPCIÓN DEL SUELO
LIMO GRIS CLARO CON POCA ARENA FINA

ENSAYO	PRESION	ESFUERZO	PESO	G _{wf}	e _i	VALORES PROMEDIO
Num.	CONF.	A LA FALLA	VOLUMETRICO			
	(Kg/cm ²)	(Kg/cm ²)	(ton/m ³)	(%)		S _s = 2.54
			NATURAL			w _t = 50.60%
						w _f = 50.52%
1	0.25	1.04	1.606	94.7	1.416	G _w = 95.62%
2	0.50	1.11	1.654	94.4	1.248	G _{wf} = 95.54%
3	1.00	1.27	1.640	97.8	1.361	PVN= 1.633 ton/m ³
DATOS FINALES						
		e _f	G _{wf}	w _f	p _{vhf}	PVF= 1.633 ton/m ³
1	0.25	1.418	94.541	52.77	1.605	e _i = 1.34
2	0.50	1.25	94.237	46.37	1.653	e _f = 1.34
3	1.00	1.361	97.831	52.42	1.64	



C= 0.44 Kg/cm²
 ϕ = 6° grados
 E= 900 Kg/cm²
 μ = 0.45

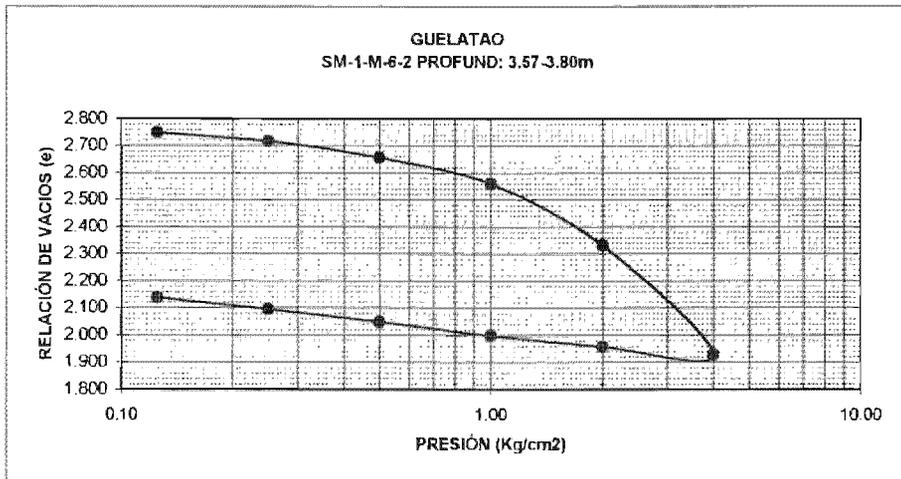


ANEXO II CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL

PROYECTO:	GUELATAO	PROF:	3.57-3.80m
SONDEO:	SM-1	CONS No:	1G
MUESTRA:	6-2	Ss=	2.50
ANILLO No:	1G	FECHA:	24/11/03
D. ANILLO:	7.990 cm		
H. ANILLO:	1.990 cm		
A. ANILLO:	50.140 cm ²		
W. ANILLO:	159.650 gr		

DATOS INICIALES:		DATOS FINALES	
Wh+A	295.90	Wh+A+T	319.00
W TARA	36.20	Ws+A+T	261.65
Ws=	66.100 gr	Whi=	136.250 gr
Wwi=	70.150 gr	Whf=	123.150 gr
Wwf=	57.050 gr	Vi=	99.779 cm ³
Vf=	84.185 cm ³	Vs=	26.440 cm ³
Vv=	73.339 cm ³	Vw=	40.150 cm ³
Pvhi=	1.660 ton/m ³	Pvhi=	1.463 ton/m ³
Wi=	106.127 %	Si=	95.65 %
Wf=	86.309 %	Sf=	98.80 %
e=	2.774	ef=	2.184

Presión Kg/cm ²	Micro mm	Corr.d.A. mm	D.Corr.A mm	Def.vol. %	e	Vf cm ³
Lec. I=	15.800					
0.125	15.676	0.000	0.1240	0.6231	2.7503	99.2568
0.250	15.500	0.000	0.3000	1.5075	2.7169	98.2743
0.500	15.178	0.000	0.6220	3.1256	2.6558	96.6598
1.000	14.670	0.000	1.1300	5.6784	2.5595	94.1127
2.000	13.468	0.000	2.3320	11.7186	2.3315	88.0859
4.000	11.338	0.000	4.4620	22.4221	1.9276	77.4061
2.000	11.493	0.000	4.3070	21.6432	1.9570	78.1833
1.000	11.711	0.000	4.0890	20.5477	1.9983	79.2763
0.500	11.973	0.000	3.8270	19.2312	2.0480	80.5900
0.250	12.220	0.000	3.5800	7.9899	2.0949	91.8284
0.125	12.450	0.000	3.3500	16.8342	2.1385	82.9816
0.000	12.690	0.000	3.1100	15.6281	2.1840	84.1850



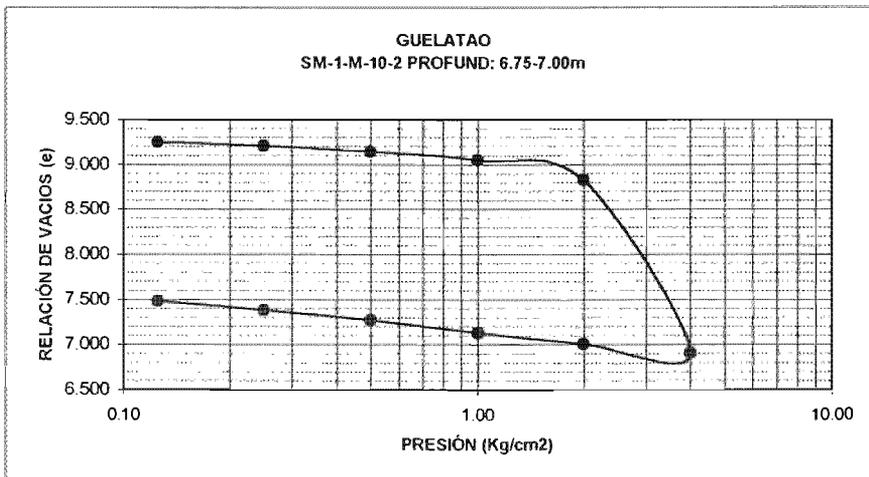


ANEXO II CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL

PROYECTO:	GUELATAO	PROF:	6.75-7.00m
SONDEO:	SM-1	CONS No:	2G
MUESTRA:	10-2	Ss=	2.56
ANILLO No:	2G	FECHA:	24/11/03
D. ANILLO:	7.990 cm		
H. ANILLO:	2.010 cm		
A. ANILLO:	50.140 cm ²		
W. ANILLO:	158.680 gr		

DATOS INICIALES:		DATOS FINALES	
Wh+A	272.90	Wh+A+T	296.00
W TARA	35.10	Ws+A+T	218.88
Ws=	25.100 gr	Whi=	114.220 gr
Wwi=	89.120 gr	Whf=	99.220 gr
Wwf=	74.120 gr	Vi=	100.781 cm ³
Vf=	84.285 cm ³	Vs=	9.805 cm ³
Vv=	90.977 cm ³	Vw=	89.120 cm ³
Pvhi=	1.133 ton/m ³	Pvhf=	1.177 ton/m ³
Wi=	355.060 %	Si=	97.96 %
Wf=	295.299 %	Sf=	99.52 %
ei=	9.279	ef=	7.596

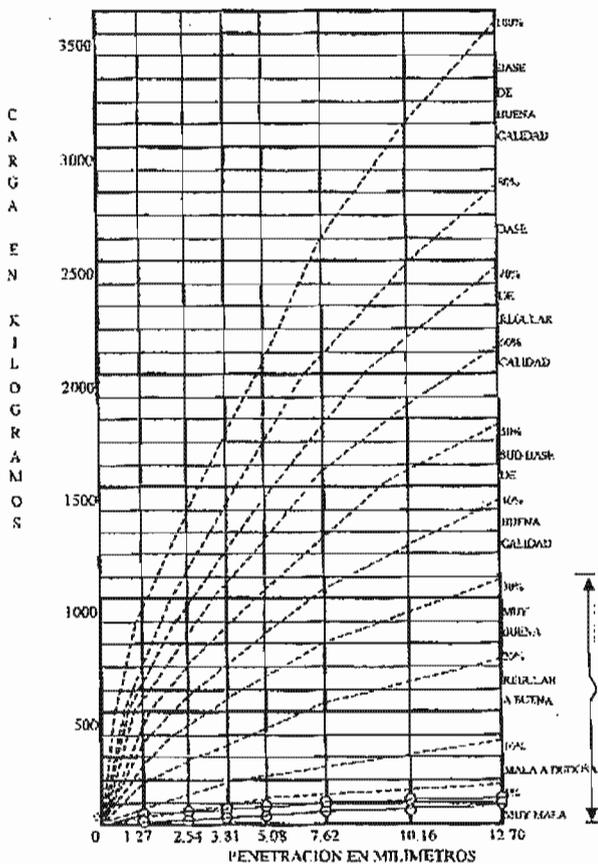
Presión Kg/cm ²	Micro mm	Corr.d.A. mm	D.Corr.A mm	Def.vol. %	e	Vf cm ³
Lec. 1=	10.250					
0.125	10.188	0.000	0.0620	0.3085	9.2472	100.4705
0.250	10.114	0.000	0.1360	0.6766	9.2093	100.0994
0.500	9.989	0.000	0.2610	1.2985	9.1454	99.4727
1.000	9.807	0.000	0.4430	2.2040	9.0523	98.5601
2.000	9.368	0.000	0.8820	4.3881	8.8278	96.3590
4.000	5.619	0.000	4.6310	23.0398	6.9107	77.5615
2.000	5.808	0.000	4.4420	22.0995	7.0073	78.5092
1.000	6.051	0.000	4.1990	20.8905	7.1316	79.7276
0.500	6.319	0.000	3.9310	19.5572	7.2686	81.0713
0.250	6.539	0.000	3.7110	18.4627	7.3811	82.1744
0.125	6.731	0.000	3.5190	17.5075	7.4793	83.1371
0.000	6.960	0.000	3.2900	16.3682	7.5964	84.2853





ANEXO II VALOR RELATIVO DE SOPORTE.

PROCEDENCIA: GUELATAO
Sondeo No. PCA-1 MUESTRA: MC-1 PROFUNDIDAD: 0.65-0.90m
CLASIFICACIÓN: ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISÁCEO CON ESCASA ARENA FINA.
OBSERVACIONES: FECHA: 18/11/03

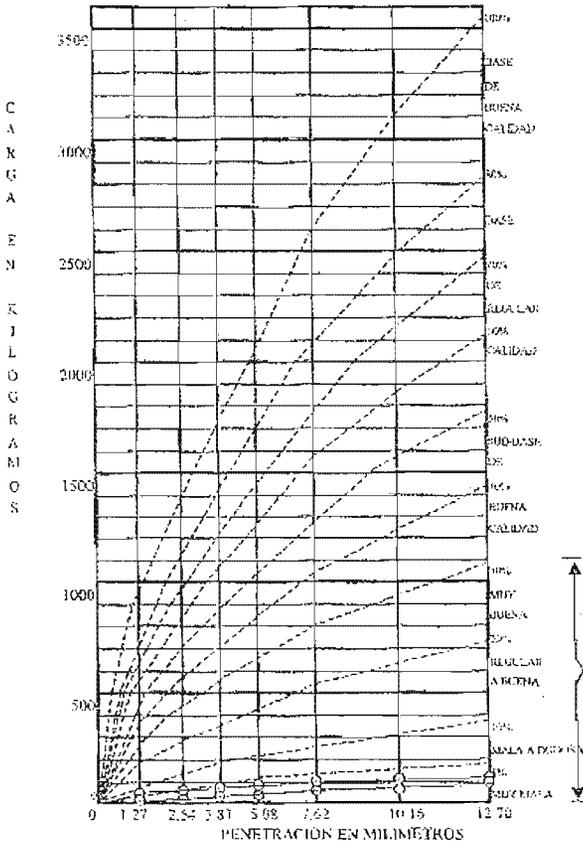


Peso del material + molde		8620		
Peso del molde (gr.)		4977		
Peso del material (gr.)		3643		
Altura del molde (cm.)		12.65		
Altura del faltante (cm.)		0.0		
Altura del material (cm.)		12.65		
Área del molde (cm ²)		196.07		
Volumen (cm ³)		2480.29		
P.V.H. (Ton/m ³)		1.469		
P.V.S. (Ton/m ³)		0.755		
H.O. %		94.56		
% Exp.		0.0		
% V.R.S.		8% 3%		
1.27	5.2	1.8	77	27
2.54	7.2	2.6	106	38
3.81	8.4	3.2	124	47
5.08	9.2	3.7	136	55
7.62	10.8	4.7	160	69
10.16	11.8	5.2	174	77
12.7	13.2	5.9	195	87
Molde No6				
Anillo:14.78				
Lec. Inicial		8.50		
Lec. final		8.50		



ANEXO II VALOR RELATIVO DE SOPORTE.

PROCEDENCIA: GUELATAO
 Sondeo No. PCA-2 MUESTRA: MC-1 PROFUNDIDAD: 0.90-1.10m
 CLASIFICACIÓN: LIMO POCO ARCILLOSO, CAFÉ GRISACEO OSCURO, CON POCA ARENA FINA
 OBSERVACIONES: _____ FECHA: 18/11/03



Peso del material + molde		8503		
Peso del molde (gr.)		4973		
Peso del material (gr.)		3530		
Altura del molde (cm.)		12.7		
Altura del faltante (cm.)		0.0		
Altura del material (cm.)		12.7		
Área del molde (cm ²)		196.07		
Volumen (cm ³)		2480.09		
P.V.H. (Ton/m ³)		1.418		
P.V.S. (Ton/m ³)		0.877		
H.O. %		61.6		
% Exp.		0.7		
% V.R.S.		4.5%		
		2%		
1.27	3.1	1.6	46	24
2.54	4.1	2.2	61	33
3.81	5	2.9	74	43
5.08	6.1	3.6	90	53
7.62	6.8	4.7	101	69
10.16	7.4	5.7	109	84
12.7	7.8	6.7	115	99
Molde No6				
Anillo:14.78		14.78		
Lec. Inicial			7.27	
Lec. final			7.18	

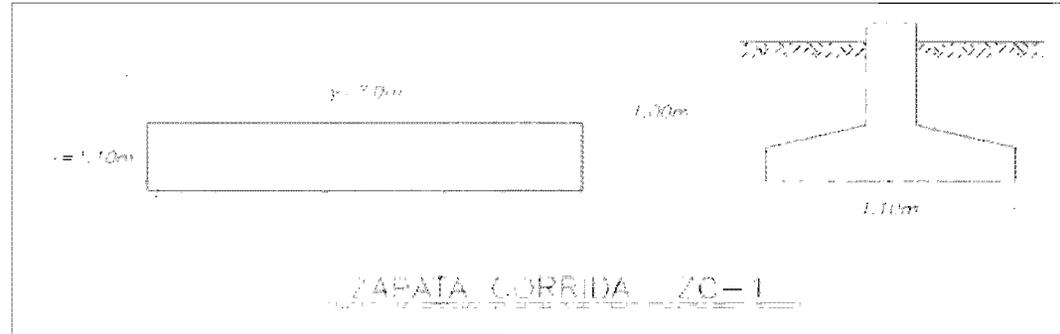


ANEXO II

CALCULO DE ASENTAMIENTOS DE LA ZAPATA EJE "G"

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

$w = 3.60$ ton/m²
 $y = 7.00$ m
 $x = 1.10$ m
 $\gamma_m = 1.00$ ton/m³
 N.A.F. = 2.30 m



ASENTAMIENTOS EN LA ESQUINA

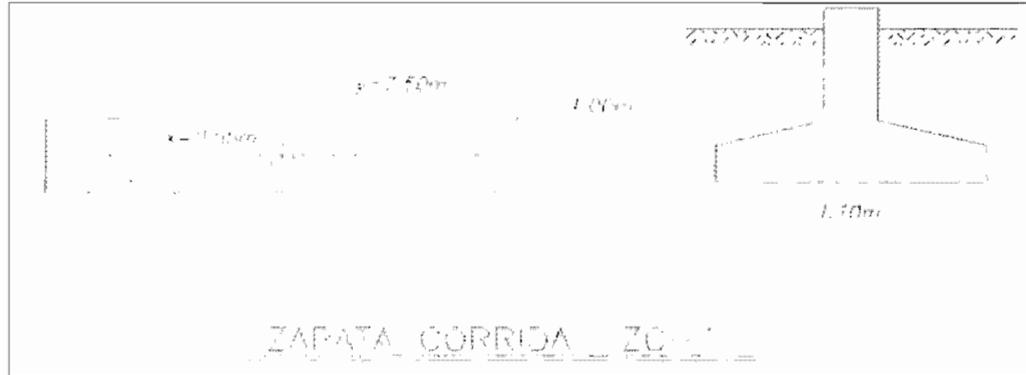
z (m)	γ (ton/m ³)	P ₀ (ton/m ²)	e ₀	m=x/z	n=y/z	w ₀	$\Delta\rho=(w*w_0)$ (ton/m ²)	P=P ₀ + $\Delta\rho$ (ton/m ²)	e ₁	H (m)	Δe	ΔH
0.70	1.54	2.62	2.71	1.57	10.00	0.231	0.83	3.45	2.69	1.40	0.02	0.008
2.20	1.37	3.89	2.69	0.50	3.18	0.138	0.50	4.39	2.67	1.60	0.02	0.009
4.25	1.15	4.44	9.15	0.26	1.65	0.078	0.28	4.72	9.15	2.50	0.00	0.000
4.60	1.10	4.66	9.14	0.24	1.52	0.069	0.25	4.91	9.13	0.70	0.01	0.001
7.60	1.17	4.97	4.40	0.14	0.92	0.045	0.16	5.13	4.40	2.90	0.00	0.000
9.30	1.45	5.30	4.40	0.12	0.75	0.036	0.13	5.43	4.30	0.40	0.10	0.007

$\Sigma = 0.024$



CALCULO DE ASENTAMIENTOS DE LA ZAPATA EJE "G"

$w = 3.60$ ton/m²
 $y = 3.50$ m
 $x = 0.55$ m
 $\gamma_{so} = 1.00$ ton/m³
 N.A.F. = 2.30 m



ASENTMIENTOS AL CENTRO

z (m)	γ (ton/m ³)	P_0 (ton/m ²)	e_0	$m=x/z$	$n=y/z$	w_0	$\Delta p=(w \cdot w_0)$ (ton/m ²)	$P=P_0+\Delta p$ (ton/m ²)	e_1	H (m)	Δe	ΔH
0.70	1.54	2.62	2.71	0.79	5.00	0.185	2.66	5.28	2.64	1.40	0.07	0.026
2.20	1.37	3.89	2.69	0.25	1.59	0.074	1.07	4.96	2.65	1.60	0.04	0.017
4.25	1.15	4.44	9.15	0.13	0.82	0.040	0.58	5.02	9.14	2.50	0.01	0.002
4.60	1.10	4.66	9.14	0.12	0.76	0.038	0.55	5.21	9.13	0.70	0.01	0.001
7.60	1.17	4.97	4.40	0.07	0.46	0.015	0.22	5.19	4.35	2.90	0.05	0.027
9.30	1.45	5.30	4.40	0.06	0.38	0.012	0.17	5.47	4.30	0.40	0.10	0.007

$\Sigma = 0.081$

Asentamiento diferencial = 5.69 cm

ASENTAMIENTOS INMEDIATOS PARA EL CAJON

PROYECTO: ESTACION DE SERVICIO
 OBRA: CENTRAL DE CARGA ORIENTE

SONDEO: _____
 UBICACION: _____

FECHA: _____

FORMULA APLICADA:
 $A_{zi} = P(B/E)[(1-\mu^2)F_1 + (1-\mu-2\mu^2)F_2]$

B= 5.90 m H= _____ m L= 42.68 m
 P= 9.30 t/m² P.V.= 1.54 t/m³

Estrato	Z (m)	Z/B	L/B	F1	F2	μ	μ^2	E t/m ²	Azi (m)	Azt (m)
1	5.20	0.88	7.23	0.0926	0.1178	0.50	0.2500	650	0.006	0.006
	5.20	0.88	7.23	0.0926	0.1178	0.50	0.2500	650	0.006	
2	8.80	1.49	7.23	0.1896	0.1369	0.50	0.2500	550	0.014	0.008
SUMA									0.014	

APLICANDO EL METODO DE STEINBRENNER:

ASENTAMIENTO TOTAL = 0.014 = 0.014 m



ANEXO II

CALCULO DE ASENTAMIENTOS DEL CAJÓN

$w = 3.60$ ton/m²
 $y = 5.90$ m
 $x = 42.68$ m
 $\gamma(\sigma) = 1.00$ ton/m³
 N.A.F. = 2.30 m

ASENTMIENTOS EN LA ESQUINA

z (m)	P _o (ton/m ²)	e _o	m=x/z	n=y/z	w _o	$\Delta p=(w-w_o)$ (ton/m ²)	P=P _o + Δp (ton/m ²)	e ₁	H (m)	Δe	ΔH
0.25	4.52	2.66	170.72	23.60	0.256	0.92	5.44	2.64	0.50	0.02	0.003
0.85	4.59	2.67	50.21	6.94	0.254	0.91	5.50	2.64	1.60	0.03	0.013
2.30	4.87	2.66	18.56	2.57	0.245	0.88	5.75	2.63	2.50	0.03	0.020
2.50	5.21	2.65	17.07	2.36	0.243	0.87	6.08	2.63	0.70	0.02	0.004
3.25	5.43	2.64	13.13	1.82	0.237	0.85	6.28	2.62	2.90	0.02	0.016
4.65	5.74	9.22	9.18	1.27	0.210	0.76	6.50	9.20	0.40	0.02	0.001
7.15	6.03	9.19	5.97	0.83	0.180	0.65	6.68	9.18	0.40	0.01	0.000
8.65	6.33	3.87	4.93	0.68	0.173	0.62	6.95	3.84	0.40	0.03	0.002
										$\Sigma =$	0.060



ANEXO II

CALCULO DE ASENTAMIENTOS DEL CAJÓN

$w = 3.60$ ton/m²
 $y = 2.95$ m
 $x = 21.34$ m
 $\gamma_{so} = 1.00$ ton/m³
 N.A.F. = 2.30 m

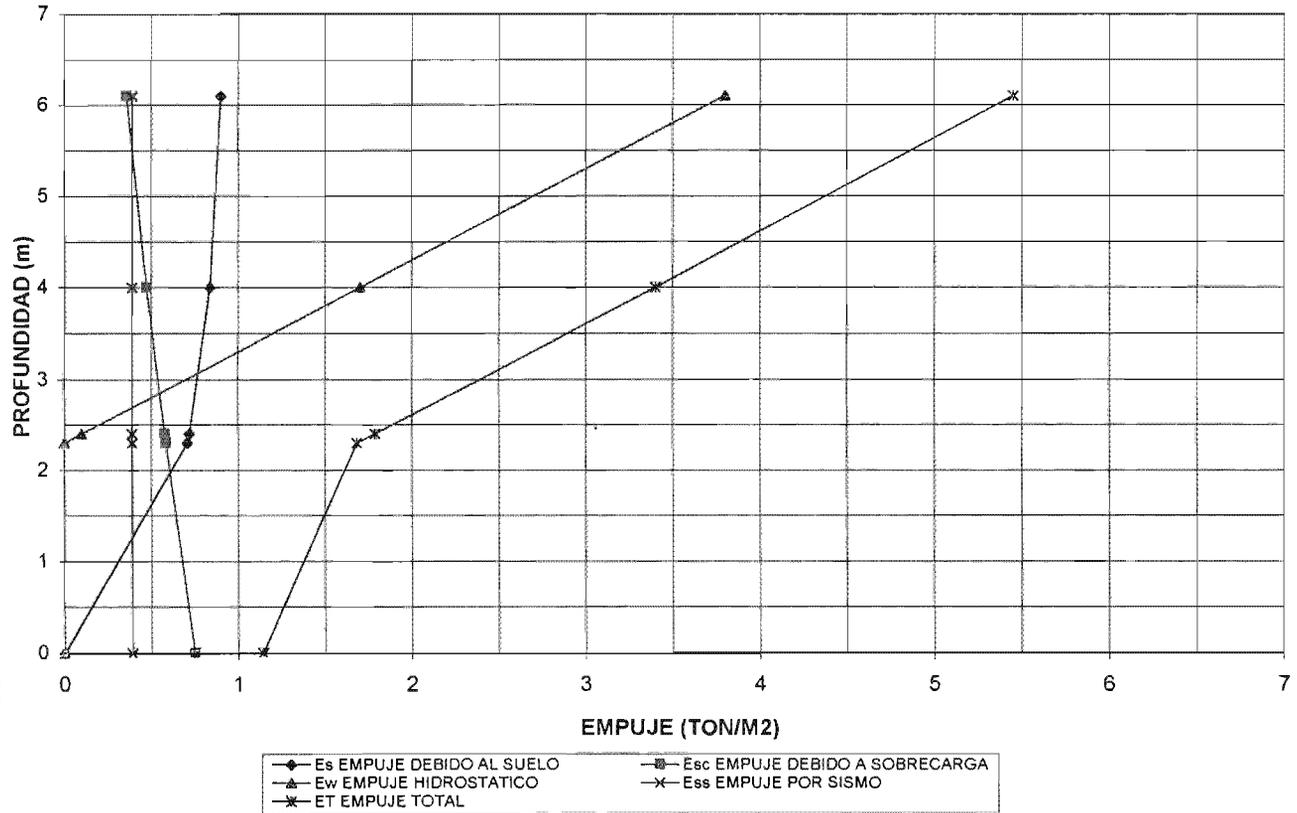
ASENTMIENTOS AL CENTRO

z (m)	P _o (ton/m ²)	e _o	m=x/z	n=y/z	w _o	$\Delta p=(w*w_{o})$ (ton/m ²)	P=P _o + Δp (ton/m ²)	e _t	H (m)	Δe	ΔH
0.25	4.52	2.66	85.36	11.80	0.256	0.92	5.44	2.64	0.50	0.02	0.003
0.85	4.59	2.67	25.11	3.47	0.248	0.89	5.48	2.64	1.60	0.03	0.013
2.30	4.87	2.66	9.28	1.28	0.215	0.77	5.64	2.63	2.50	0.03	0.020
2.50	5.21	2.65	8.54	1.18	0.213	0.77	5.98	2.63	0.70	0.02	0.004
3.25	5.43	2.64	6.57	0.91	0.200	0.72	6.15	2.62	2.90	0.02	0.016
4.65	5.74	9.22	4.59	0.63	0.158	0.57	6.31	9.20	0.40	0.02	0.001
7.15	6.03	9.19	2.98	0.41	0.116	0.34	6.37	9.18	0.40	0.01	0.000
8.65	6.33	3.87	2.47	0.34	0.094	2.01	8.34	3.81	0.40	0.06	0.005
$\Sigma =$										0.062	

Asentamiento diferencial = 0.25 cm

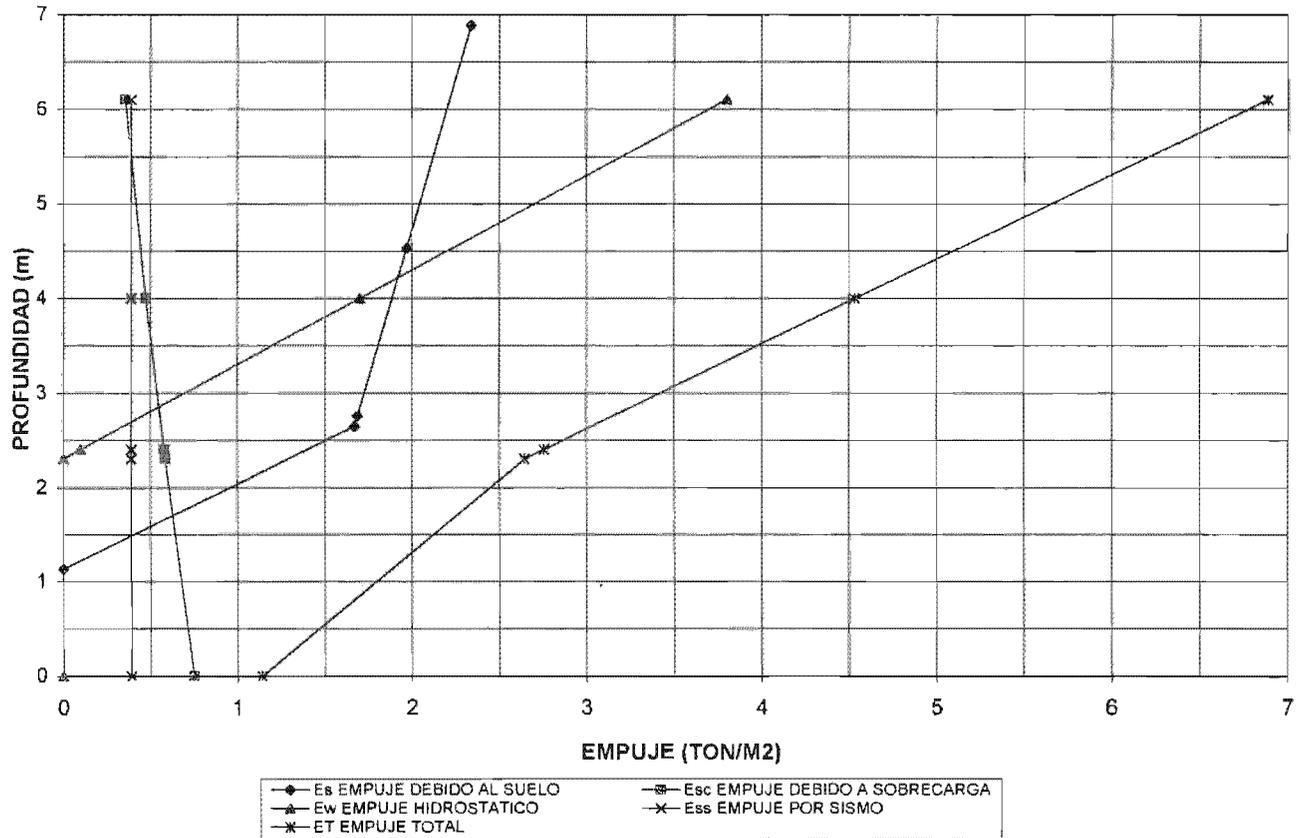


EMPUJE SOBRE MUROS RIGIDOS PERIMETRALES.





EMPUJE PARA DISEÑO E INSTALACIÓN DE TROQUELES





ANEXO II CALCULO DEL PESO DE LOS CAJONES DE CIMENTACIÓN.

	γ (ton/m ²)	Volumen (m ³)	W (ton)
GASOLINA	0.75	200	150
DIESEL	0.90	100	90
CONCRETO ARMADO	2.40		
GRAVA	1.50		

VOLUMENES.

	L (m)	B (m)	h (m)	V m ³	γ (ton/m ²)	W (ton)	
1	41.08	0.25	6.10	62.647	2.40	150.35	MURO
2	41.08	0.25	6.10	62.647	2.40	150.35	MURO
3	4.30	0.25	6.10	6.5575	2.40	15.74	MURO
4	4.30	0.25	6.10	6.5575	2.40	15.74	MURO
5	4.30	0.20	6.10	5.246	2.40	12.59	MURO
6	4.30	0.20	5.85	5.031	2.40	12.07	MURO
7	13.56	0.50	5.85	39.663	1.50	59.49	GRAVA
8	13.56	0.50	5.85	39.663	1.50	59.49	GRAVA
9	13.56	0.50	5.85	39.663	1.50	59.49	GRAVA
10	13.56	0.50	5.85	39.663	1.50	59.49	GRAVA
11	13.06	0.50	5.85	38.2005	1.50	57.30	GRAVA
12	13.06	0.50	5.85	38.2005	1.50	57.30	GRAVA
13	3.30	0.50	5.85	9.6525	1.50	14.48	GRAVA
14	3.30	0.50	5.85	9.6525	1.50	14.48	GRAVA
15	3.30	0.50	5.85	9.6525	1.50	14.48	GRAVA
16	3.30	0.50	5.85	9.6525	1.50	14.48	GRAVA
17	3.30	0.50	5.85	9.6525	1.50	14.48	GRAVA
18	3.30	0.50	5.85	9.6525	1.50	14.48	GRAVA
19	41.08	4.80	0.25	49.296	2.40	118.31	LOSA FONDO
20	41.68	5.40	0.25	56.268	2.40	135.04	LOSA TAPA

1,049.65

Peso de los tanques = 10% de su capacidad = 300ton x 10% =

30.00 ton

W VACIO = 1,079.65 ton

Peso del combustible = 260.00 ton

W LLENO = 1,339.65 ton

Peso excavado = 1,641.85 ton

PESO EXCAVADO

$$W_{EXC} = A D f \gamma$$

$$A = 41.08m \times 4.80m = 19718.4m^2$$

$$W_{EXC} = 19718.7 \times 6.10 \times 1.365 = 164185.0m$$



h muro = 6.1 m
 $\gamma_{\text{material}} = 1.365 \text{ ton/m}^3$

ANEXO II AMPLIACION DE LOSA DE FONDO

AMPLIACION DE LOSA DE FONDO DE 0.30m

L m	B m	h m	AA m ²	AA-A m ³	W ton	WLLENO ton	WVACIO ton	WEXCA ton	WEXC ton	WRELLENO ton	P.N.VACIO ton/m ²	P.N.LLENO ton/m ²
41.08	4.8	0.25	197.184			1339.65	1079.65		1641.85			
41.68	5.4	0.25	225.072	27.89	66.93	1640.84	1380.84	232.21	1874.06	234.26	-2.19	-1.04

AMPLIACION DE LOSA DE FONDO DE 1.20m

L m	B m	h m	AA m ²	AA-A m ³	W ton	WLLENO ton	WVACIO ton	WEXCA ton	WEXC ton	WRELLENO ton	P.N.VACIO ton/m ²	P.N.LLENO ton/m ²
41.08	4.70	0.20	193.076			1339.65	1079.65		1641.85			
43.88	7.10	0.20	311.548	118.47	284.33	2619.15	2359.15	986.46	2628.31	995.16	-0.86	-0.03

AMPLIACION DE LOSA DE FONDO DE 1.0 m

L m	B m	h m	AA m ²	AA-A m ³	W ton	WLLENO ton	WVACIO ton	WEXCA ton	WEXC ton	WRELLENO ton	P.N.VACIO ton/m ²	P.N.LLENO ton/m ²
43.08	6.8	0.25	292.944	99.87	59.92	2238.46	1978.46	831.55	2473.40	838.89	-1.69	-0.80

AMPLIACION DE LOSA DE FONDO 1.2m Y LASTRE CON $\gamma=1.8\text{ton/m}^3$ SUELO-CEMENTO

L m	B m	h m	AA m ²	AA-A m ³	W ton	WLLENO ton	WVACIO ton	WEXCA ton	WEXC ton	WRELLENO ton	P.N.VACIO ton/m ²	P.N.LLENO ton/m ²
43.48	7.8	0.25	339.144	146.07	87.64	2965.39	2705.39	1216.24	2858.09	1538.10	-0.45	0.32

AMPLIACION DE LOSA DE FONDO 1.0m Y LASTRE CON $\gamma=1.8\text{ton/m}^2$

L m	B m	h m	AA m ²	AA-A m ³	W ton	WLLENO ton	WVACIO ton	WEXCA ton	WEXC ton	WRELLENO ton	P.N.VACIO ton/m ²	P.N.LLENO ton/m ²
43.08	6.8	0.25	292.944	99.87	59.92	2451.18	2191.18	831.55	2473.40	1051.61	-0.96	-0.08

AMPLIACION A 1.20m DE PROFUNDIDAD CON LASTRE $\gamma=1.8\text{ton/m}^3$

L m	B m	h m	AA m ²	AA-A m ³	W ton	WLLENO ton	WVACIO ton	WEXCA ton	WEXC ton	WRELLENO ton	P.N.VACIO ton/m ²	P.N.LLENO ton/m ²
43.88	7.10	0.20	311.548	118.47	56.87	1599.11	1339.11	194.06	1835.91	202.59	-1.59	-0.76

AMPLIACION DE LOSA TAPA.

AMPLIACION LOSA TAPA DE 0.30m A 1.00m

L m	B m	h m	AA m ²	WLOSATAP ton	VOLUMEN m ³	WLOSA-AMP ton	WLLENO ton	WVACIO ton	WEXC ton	P.N.VACIO ton/m ²	P.N.LLENO ton/m ²
44.58	7.8	0.25	347.724	154.65	86.93	208.63	1393.64	1133.64	1641.85	-0.71	-1.46

AMPLIACION LOSA TAPA DE 0.30m A 1.30m

L m	B m	h m	AA m ²	WLOSATAP ton	VOLUMEN m ³	WLOSA-AMP ton	WLLENO ton	WVACIO ton	WEXC ton	P.N.VACIO ton/m ²	P.N.LLENO ton/m ²
44.88	8.1	0.25	363.528	149.54	90.88	218.12	1408.23	1148.23	1641.85	-0.64	-1.36



ANEXO II
CÁLCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD PARA UN TALUD

MÉTODO DE LAS DOVELAS.

I	Δx	Area	γ	Δw	α	$\text{Sen}\alpha$	ΔT	$\text{Cos}\alpha$	C	Ci	ΔN	ϕ	$\tan\phi$	$\Delta N \tan\phi$	
Slice	(m)	(m ²)	(ton/m ³)	(Kg)	(°)		(ton)		(ton/m ²)	(ton)	(ton)				
0-1	1.542	1.873	1.54	2.88	55.71	0.82620	2.3834	0.56338	2.00	5.472	1.625	7	0.12278	0.1995	
1-2	1.540	4.912	1.54	7.56	47.80	0.74080	5.6033	0.67172	2.00	4.584	5.081	7	0.12278	0.6238	
2-3	1.352	6.244	1.37	8.55	41.21	0.65882	5.6354	0.75230	2.00	3.593	6.435	4	0.06993	0.4500	
3-4	1.568	9.044	1.37	12.39	35.18	0.57615	7.1383	0.81735	2.00	3.837	10.127	4	0.06993	0.7081	
4-5	1.716	11.658	1.37	15.97	28.88	0.48298	7.7135	0.87563	2.00	3.919	13.985	4	0.06993	0.9779	
5-6	2.118	16.313	1.37	22.35	21.99	0.37444	8.3685	0.92725	2.00	4.567	20.723	4	0.06993	1.4491	
6-7	1.803	15.092	1.37	20.68	15.26	0.26320	5.4421	0.96474	2.00	3.739	19.948	4	0.06993	1.3949	
7-8	1.979	17.366	1.37	23.79	8.98	0.15609	3.7135	0.98774	2.00	4.008	23.499	4	0.06993	1.6432	
8-9	1.924	15.822	1.37	21.68	2.87	0.05007	1.0853	0.99875	2.00	3.852	21.649	4	0.06993	1.5138	
9-10	1.828	16.390	1.37	22.45	2.97	0.05181	-1.1634	0.99866	2.00	3.660	22.424	4	0.06993	1.5680	
10-11	1.924	16.868	1.37	23.11	9.1	0.15816	-3.6549	0.98741	2.00	3.896	22.819	4	0.06993	1.5956	
11-12	1.903	15.890	1.37	21.77	15.46	0.26657	-5.8029	0.96382	2.00	3.948	20.982	4	0.06993	1.4672	
12-13	2.003	15.396	1.37	21.09	22.16	0.37719	-7.9557	0.92613	2.00	4.326	19.534	4	0.06993	1.3659	
Σ Actuantes =							28.5063	$\Sigma Ci =$			53.401	$\Delta N \tan\phi =$		14.9572	
Σ Resistentes =								$\Sigma Ci =$			53.401	Σ Resistentes =		68.3582	

$$F = \frac{\Sigma(Ci + \Delta N \tan\phi)}{\Sigma \Delta T}$$

$$F = 2.40$$