



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN

**“DISEÑO GEOTÉCNICO DE LA CIMENTACIÓN
PARA LA AMPLIACIÓN Y REMODELACIÓN DEL
HOSPITAL DE ESPECIALIDADES No. 2 EN CD.
OBREGÓN, SONORA”**

**T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE
I N G E N I E R O C I V I L
P R E S E N T A
GUADARRAMA VILCHIS SONIA KARINA**

ASESOR: ING. GABRIEL RUÍZ GONZÁLEZ



SAN JUAN DE ARAGÓN, ESTADO DE MÉXICO 2015



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.

AGRADECIMIENTOS

A nuestra prestigiosa Universidad Nacional Autónoma de México por haberme dado la oportunidad de una formación profesional dentro de la Facultad de Estudios Superiores Aragón.

A mis Padres por el apoyo, paciencia y confianza brindados a lo largo de toda mi vida.

Al Ing. Gabriel Ruíz González por los conocimientos aportados a lo largo de varios semestres, tiempo y apoyo en la realización del presente trabajo.

Al ing. Ricardo Heras Cruz por su amistad y conocimientos aportados a mi formación académica

GRACIAS A USTEDES HE LOGRADO REALIZAR UNA DE MIS GRANDES METAS



ÍNDICE

INTRODUCCIÓN

1. ANTECEDENTES

1.1. LOCALIZACIÓN	1
1.2. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	4
1.3. OBJETIVO	10

2. ESTUDIOS PREVIOS

2.1. EXPLORACIÓN Y MUESTREO DEL SUBSUELO	11
2.2. PRUEBAS DE LABORATORIO	21
2.3. CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRAFICAS DEL SUBSUELO	27
2.3.1. GEOLOGÍA REGIONAL	27
2.3.2. SISMICIDAD	28
2.3.3. ESTRATIGRAFÍA	31

3. CÁLCULO Y REVISIÓN DE LA CIMENTACIÓN

3.1. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN	41
3.2. ALTERNATIVA MEDIANTE CAJÓN DE CIMENTACIÓN DESPLANTADO A 3.30 METROS DE PROFUNDIDAD	45
3.2.1. ACCIONES	45
3.2.2. ESTADO LÍMITE DE FALLA EN CONDICIONES ESTÁTICAS	48
3.2.3. CAPACIDAD DE CARGA DE LA CIMENTACIÓN	49
3.2.4. ESTADO LÍMITE DE FALLA EN CONDICIONES DINÁMICAS	50
3.2.5. ESFUERZOS MÁXIMOS Y MÍNIMOS	51
3.2.6. ESTADO LÍMITE DE SERVICIO	54
3.2.6.1. DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS	54
3.2.6.2. ASENTAMIENTOS A CORTO PLAZO	57
3.2.6.3. MÓDULO DE REACCIÓN VERTICAL	59
3.2.7. EMPUJES SOBRE LOS MUROS PERIMETRALES DEL CAJÓN DE CIMENTACIÓN	60
3.3. ALTERNATIVA MEDIANTE CAJÓN DE CIMENTACIÓN DESPLANTADO A 2.00 METROS DE PROFUNDIDAD	66
3.3.1. ACCIONES	68
3.3.2. ESTADO LÍMITE DE FALLA EN CONDICIONES ESTÁTICAS	70
3.3.3. CAPACIDAD DE CARGA DE LA CIMENTACIÓN	71
3.3.4. ESTADO LÍMITE DE FALLA EN CONDICIONES DINÁMICAS	73
3.3.5. ESFUERZOS MÁXIMOS Y MÍNIMOS	74
3.3.6. ESTADO LÍMITE DE SERVICIO	77
3.3.6.1. DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS	77
3.3.6.2. ASENTAMIENTOS A CORTO PLAZO	80
3.3.6.3. MÓDULO DE REACCIÓN VERTICAL	82
3.3.7. EMPUJES SOBRE LOS MUROS PERIMETRALES DEL CAJÓN DE CIMENTACIÓN	83
3.4. ALTERNATIVA MEDIANTE ZAPATAS DESPLANTADAS A 2.00 METROS DE PROFUNDIDAD	88
3.4.1. DIMENSIONAMIENTO DE LAS ZAPATAS	90
3.4.2. ACCIONES	90
3.4.3. ESTADO LÍMITE DE FALLA EN CONDICIONES ESTÁTICAS	92



3.4.4. CAPACIDAD DE CARGA DE LAS ZAPATAS	93
3.4.5. ESTADO LÍMITE DE FALLA EN CONDICIONES DINÁMICAS	94
3.4.6. ESTADO LÍMITE DE SERVICIO	95
3.4.6.1. DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS	96
3.4.6.2. ASENTAMIENTOS A CORTO PLAZO	99
3.4.6.3. ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES	101
3.4.6.4. MÓDULO DE REACCIÓN VERTICAL	101
3.4.7. ESTABILIDAD DE TALUDES	102
3.4.8. FALLA DE FONDO POR CORTANTE	104
3.4.9. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO	104
3.4.9.1. BANCOS DE MATERIALES	106
3.4.9.2. BANCO DE TIRO	108
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	109
BIBLIOGRAFÍA	116



INTRODUCCIÓN

Derivado de la creciente demanda de mejores espacios así como de amplias áreas de trabajo dentro del Hospital de Especialidades No. 2, ubicado en la calle Miguel Hidalgo s/n, en Ciudad Obregón, Sonora, con la finalidad de satisfacer los requerimientos de la población tanto interna como externa, se efectuaron los trabajos necesarios para llevar a cabo el proyecto ejecutivo que contempla la Ampliación y Remodelación de los Servicios de Enseñanza y Hemodiálisis en Planta Baja; y Aulas de Enseñanza en Planta Primer Nivel.

El proyecto arquitectónico está basado en la construcción de estructuras de uno y dos niveles a base de columnas, traveses y losas de concreto armado, para llevar a cabo este proceso es primordial determinar las características físicas y mecánicas del subsuelo en el cual se desplantará la citada estructura.

Para lograr establecer los parámetros que determinen la alternativa de cimentación que represente la mayor factibilidad para el desarrollo del proyecto anteriormente descrito se efectuaron trabajos de exploración y muestreo en la zona de interés recabando así información preliminar correspondiente a la caracterización geotécnica del sitio, posteriormente se efectuaron los trabajos de laboratorio siempre bajo control de la normativa vigente aplicable, para obtener las propiedades índice que determinen la clasificación del suelo y con ello las posibilidades en su tratamiento.

Finalmente y basándose en la información obtenida en las etapas previas de obtención de datos, se establecen las opciones que cumplen con los requerimientos de diseño geotécnico para la ejecución del proyecto asimismo se establecen los procedimientos a seguir en la etapa constructiva.

El presente trabajo detalla la metodología así como sustento teórico que en que se fundamenta el análisis de los estudios de mecánica de suelos.

1. ANTECEDENTES

1.1. Localización

Se realizó el estudio de Mecánica de Suelos para el desarrollo del proyecto ejecutivo que contempla la ampliación y remodelación de los servicios de Enseñanza y Hemodiálisis en Planta Baja y Aulas de Enseñanza en Planta Primer Nivel, correspondiente al Hospital de Especialidades No. 2.

El predio de interés se encuentra ubicado en la calle Miguel Hidalgo s/n, en Ciudad Obregón, Sonora, como se muestra en las figuras 1.1 y 1.2.



FIGURA 1.1 CROQUIS DE LOCALIZACIÓN



FIGURA 1.2 AREA DE INTERÉS

La zona de interés, que en este caso será el área destinada a la ampliación, se ubica al noroeste del conjunto hospitalario y las condiciones actuales se muestran a continuación.





PANORÁMICAS DEL SITIO DE INTERÉS

1.2. Descripción del Proyecto

El proyecto arquitectónico contempla el desarrollo de la ampliación y remodelación distribuidas de la siguiente forma:

- En Planta Baja se tendrán los servicios de Hemodiálisis y Enseñanza.
- En Segundo Nivel se tendrán aulas de enseñanza.

De acuerdo al proyecto arquitectónico se construirán estructuras de uno y dos niveles, estructuradas a base de columnas, traveses y losas de concreto armado, con claros entre columnas de 7.20 m. El proyecto contempla lo siguiente:

- Entre los ejes 5' – 9' y entre los ejes S – V; se contempla una remodelación, donde se tendrá el área la sala de hemodiálisis.
- Entre el eje 9' y 9'' y entre los ejes S – V; se contempla una junta constructiva
- Entre los ejes 9'' – 11' y entre los ejes S y V'; se contempla la ampliación en Planta Baja de una estructura donde se tendrá el acceso a hemodiálisis, con sala de espera, consultorios y baños.
- Entre los ejes 11' – 14' y entre los ejes S y V; se contempla la ampliación en Planta Baja de una estructura donde se tendrá el área de enseñanza, con cuarto eléctrico, cuarto de bombas, bodega, baños, sala de lectura y oficinas
- Entre los ejes 11' – 14' y entre S y U; se contempla la ampliación en Planta Alta de una estructura donde se tendrá el área de enseñanza, con aulas.

Como se muestra en las figuras 1.3 a 1.9.

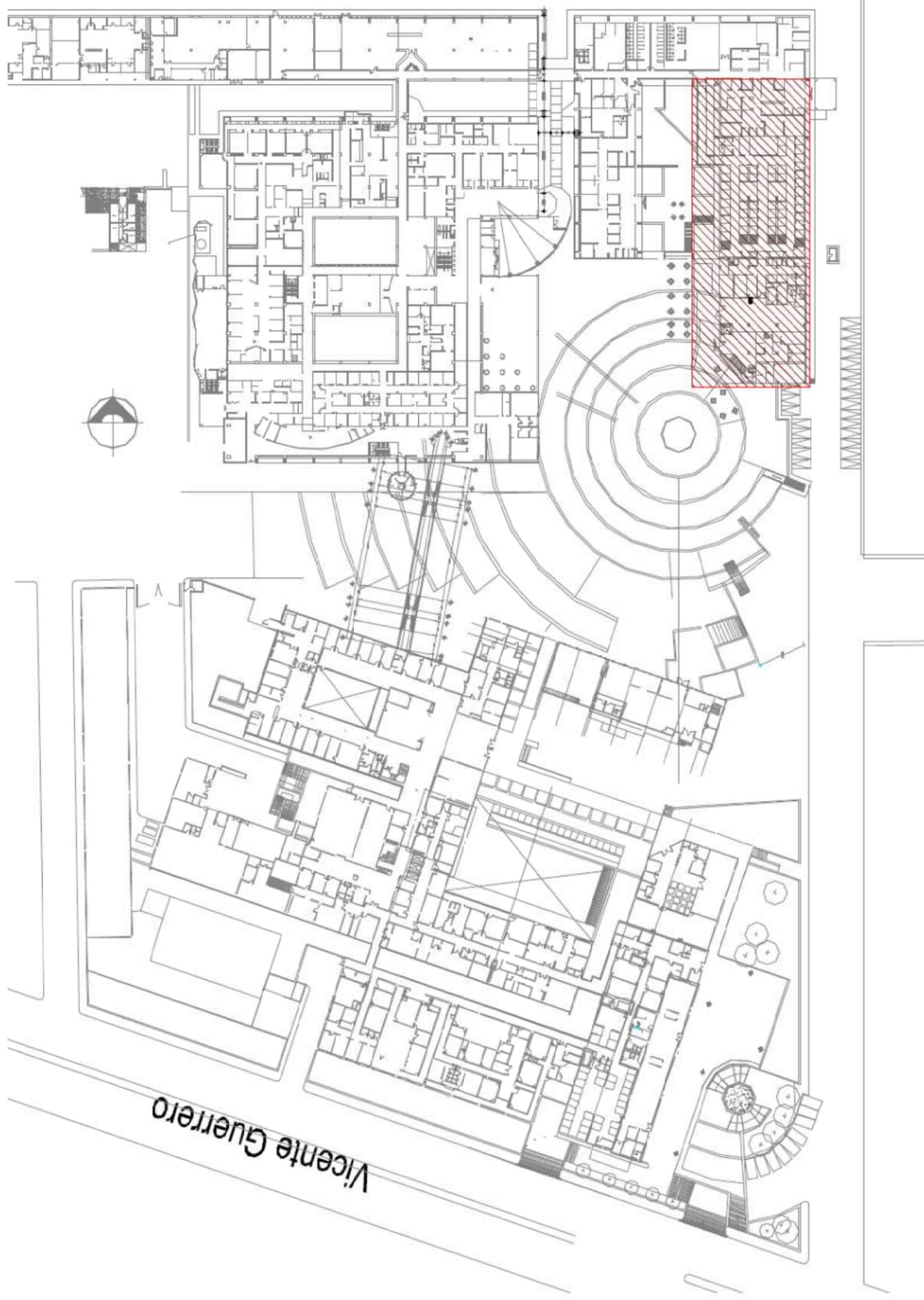


FIGURA 1.3 PLANTA DE CONJUNTO



FIGURA 1.4 ÁREA DE INTERÉS

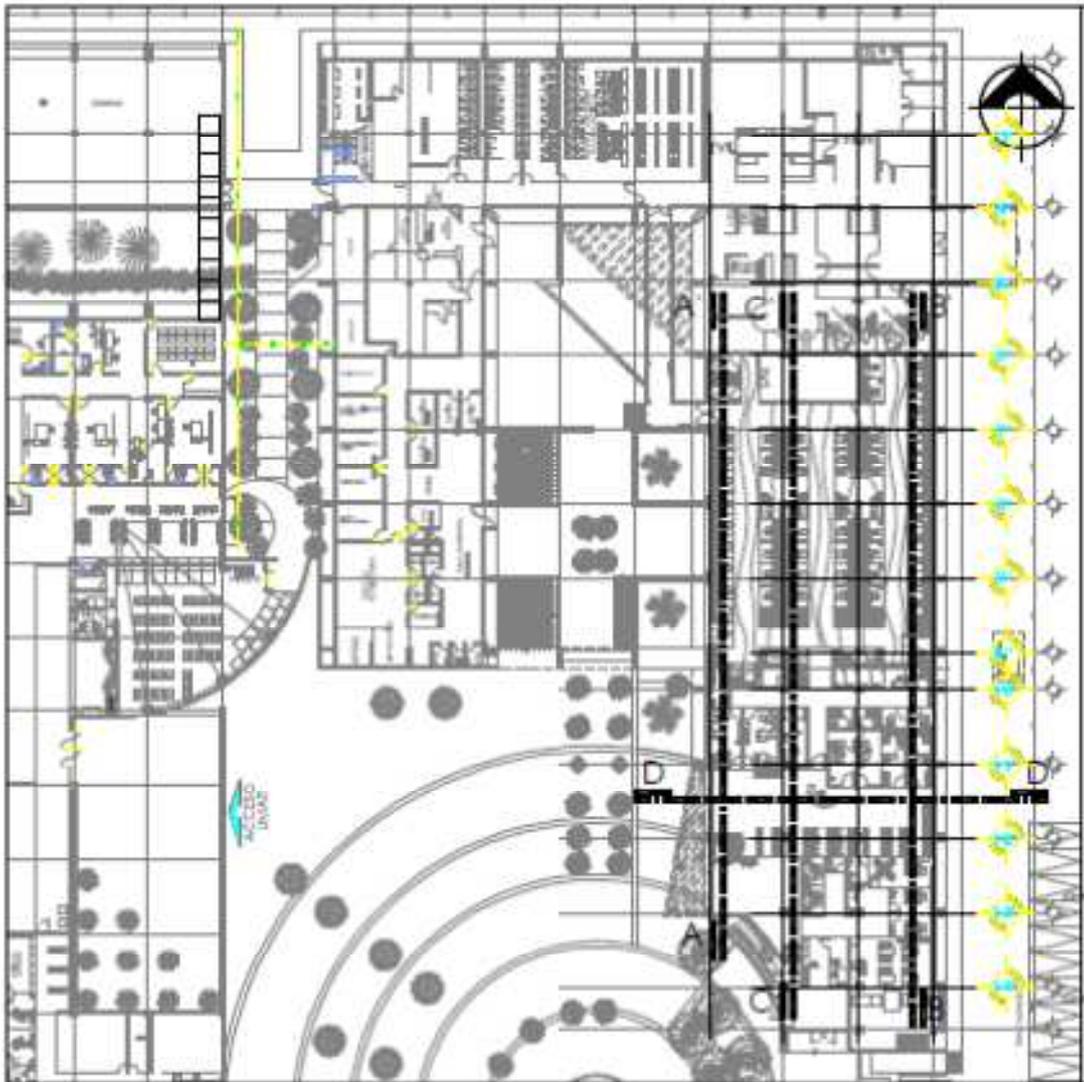


FIGURA 1.5 UBICACIÓN DE CORTES

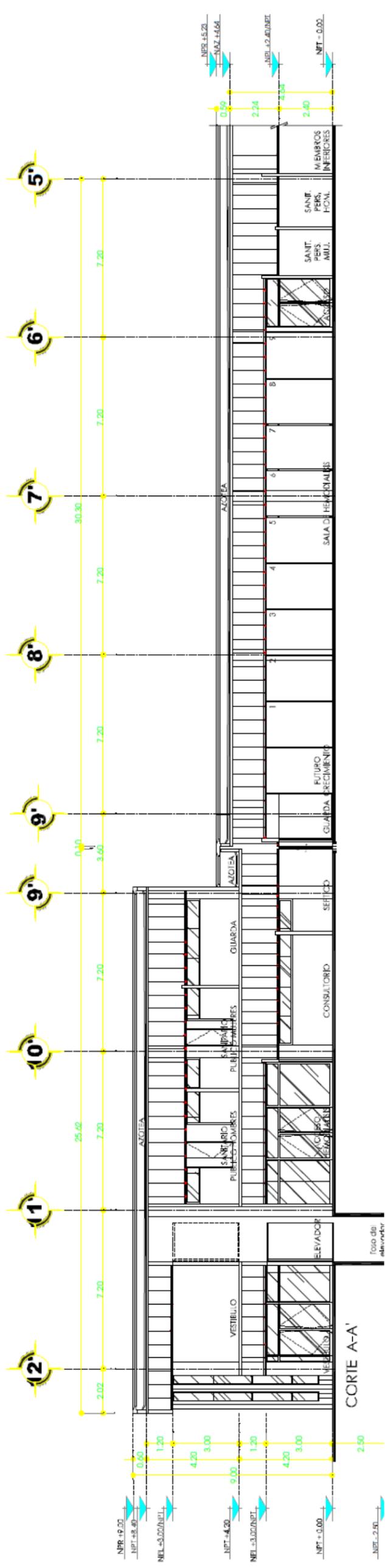


FIGURA 1.6 CORTE A-A' LONGITUDINAL

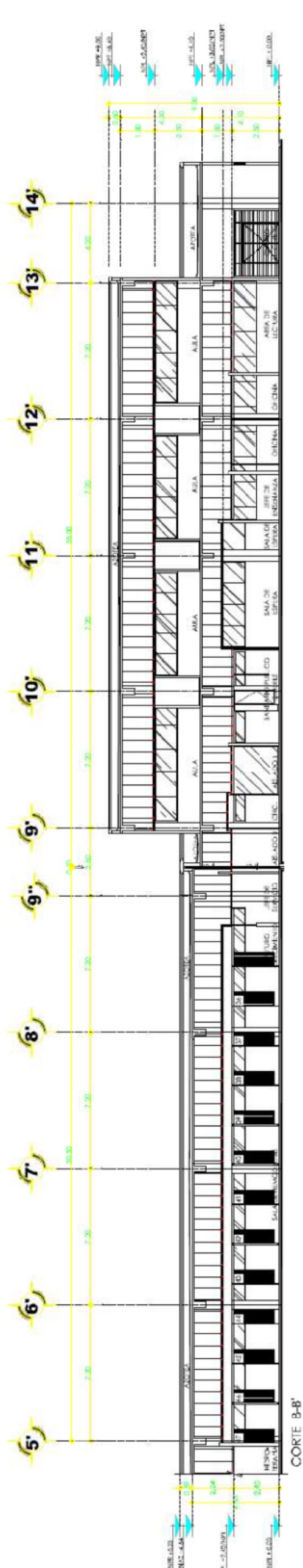


FIGURA 1.7 CORTE B-B' LONGITUDINAL

1.3 Objetivo

El presente trabajo tiene como objetivo determinar la alternativa de cimentación que represente la mayor factibilidad, a fin de llevar a cabo la ampliación y remodelación de los servicios de Enseñanza y Hemodiálisis en Planta Baja y Aulas de Enseñanza en Planta Primer Nivel, correspondiente al Hospital de Especialidades No. 2.

Para ello se realiza la descripción de los trabajos efectuados así como el análisis de mecánica de suelos, basado en los resultados obtenidos de la exploración y muestreo del subsuelo, pruebas de campo y laboratorio además de estudios de mecánica de suelos realizados con anterioridad cercanos al área de interés, estableciendo así las recomendaciones para el diseño y construcción de la cimentación requerida.

2. ESTUDIOS PREVIOS

2.1. Exploración y Muestreo del Subsuelo

Para determinar las características estratigráficas y físicas superficiales del subsuelo, en particular en el área donde se desplantará la estructura proyectada, se realizó la excavación de dos pozos a cielo abierto a 4.00 metros de profundidad, denominados PCA-1 y PCA-2, con las ubicaciones que se muestran en la figura 2.1.

Se inspeccionaron las paredes de los pozos determinando la estratigrafía mediante la clasificación de los materiales con técnicas de campo. Además Se realizó una cala en la columna ubicada en la intersección de los ejes 9' – U, para verificar el tipo de cimentación y profundidad de desplante de la estructura existente.

El perfil de los pozos excavados se indica en las figuras 2.2 y 2.3 y el perfil de la cala realizada se presenta en la figura 2.4.



FIGURA 2.1 UBICACIÓN DE POZOS A CIELO ABIERTO PCA-1 Y PCA-2 Y DE LA CALA-1

PERFIL ESTRATIGRAFICO DE POZO A CIELO ABIERTO

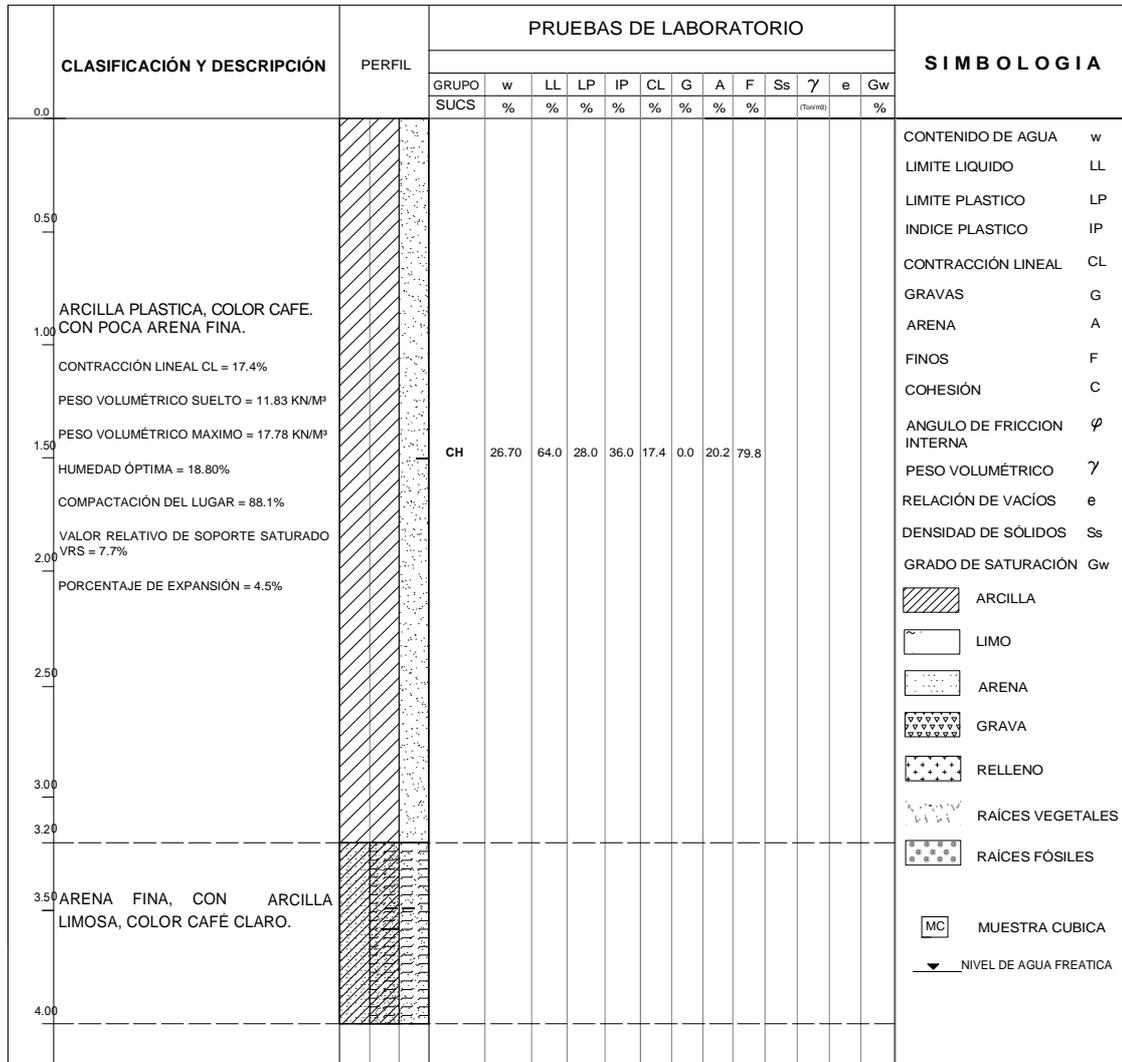
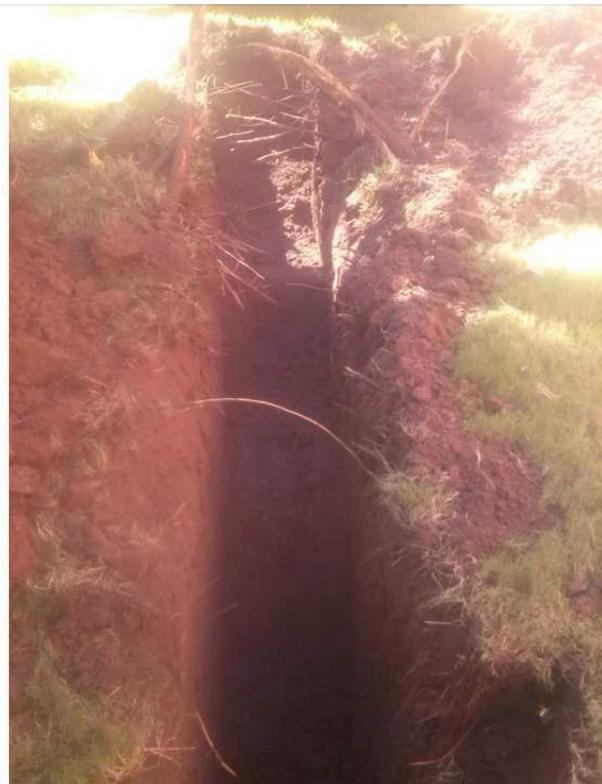


FIGURA 2.2 PCA – 1



EXCAVACION DEL POZO A CIELO ABIERTO PCA – 1



PERFIL DEL POZO A CIELO ABIERTO PCA – 1

PERFIL ESTRATIGRAFICO DE POZO A CIELO ABIERTO

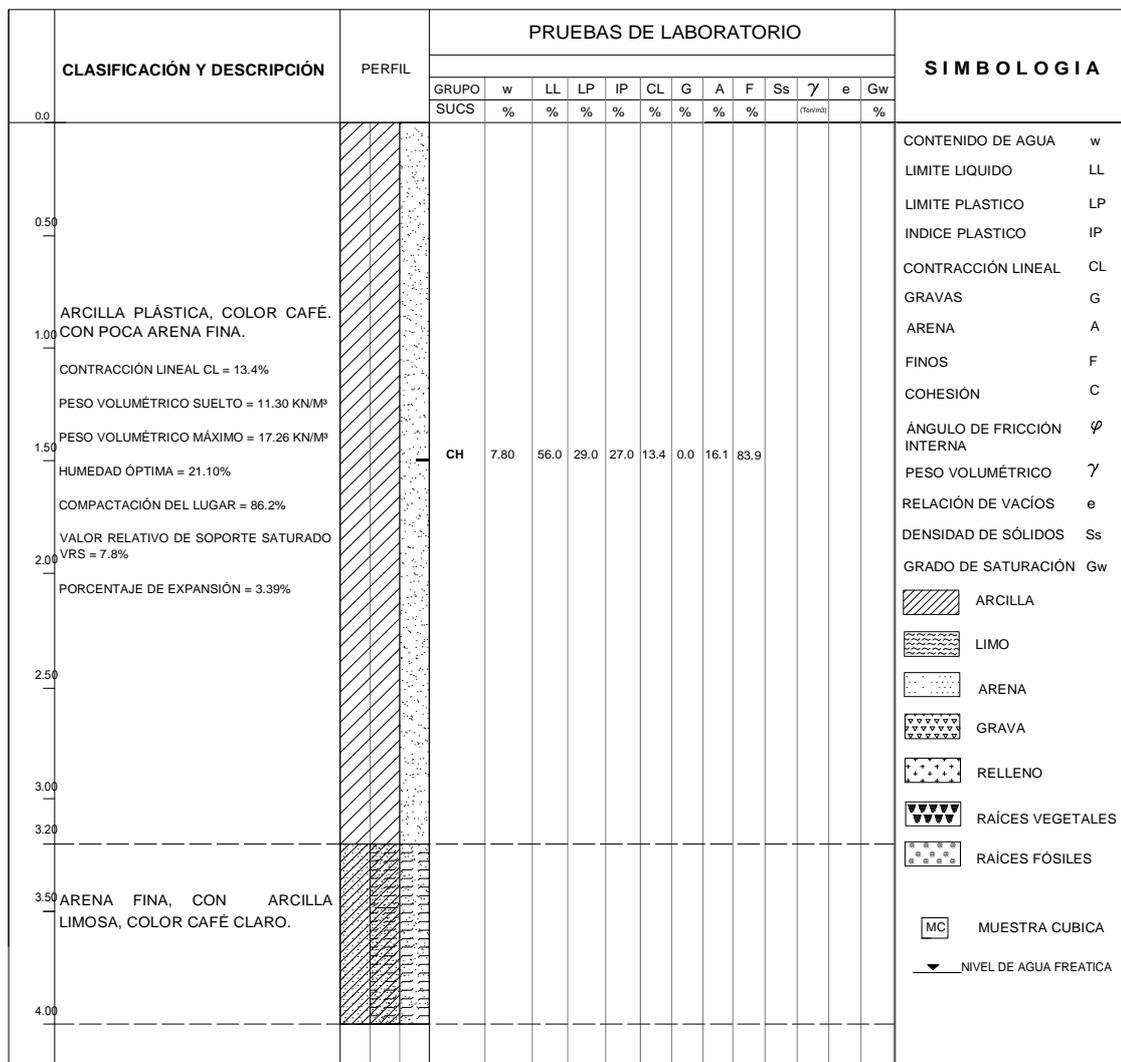


FIGURA 2.3 PCA – 2



PERFIL DEL POZO A CIELO ABIERTO PCA – 2



MUESTREO DEL POZO A CIELO ABIERTO PCA – 2

PERFIL ESTRATIGRAFICO DE CALA No.1

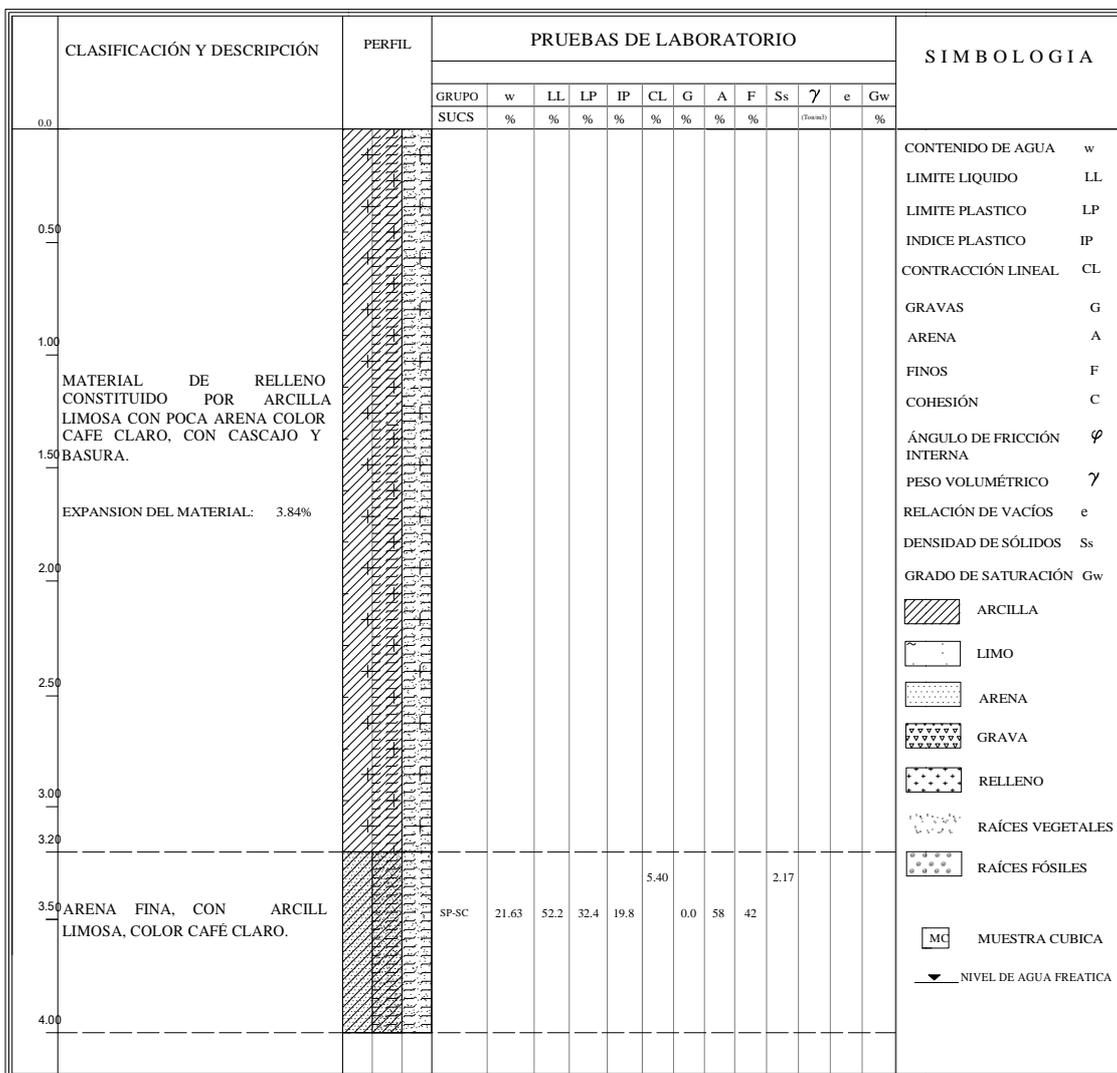


FIGURA 2.4 CALA 1



UBICACIÓN DE LA CALA REALIZADA



CALA No.1



CALA No.1



CALA No.1



CALA No.1



CALA REALIZADA

2.2 Pruebas de Laboratorio

Las muestras obtenidas de los pozos a cielo abierto excavados y de la cala realizada, se clasificaron en forma visual y al tacto, en estado húmedo y seco mediante pruebas del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS); se determinó también su contenido natural de agua.

Las pruebas de laboratorio se realizaron siguiendo las especificaciones establecidas en la Norma NMX-C-416-ONNCCE.

El nivel de aguas freáticas no fue detectado hasta la máxima profundidad explorada en el pozo a cielo abierto excavado.

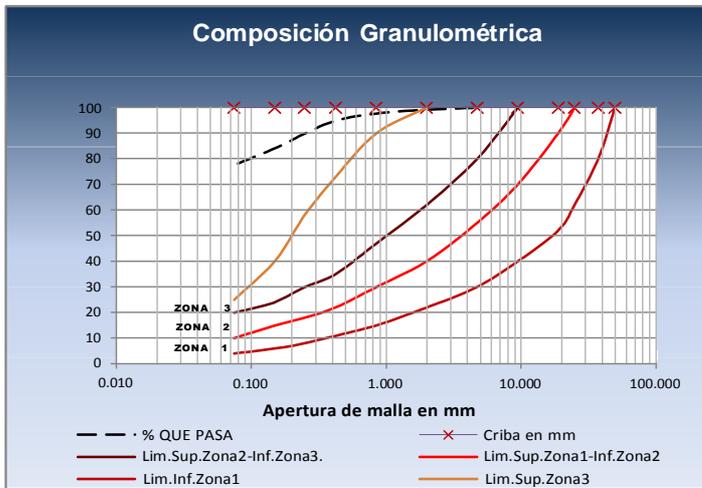
En las muestras extraídas se hicieron límites de consistencia y análisis granulométrico mediante mallas, se obtuvieron la densidad de sólidos, contracción lineal y expansión, como se muestran en las tablas de registro de laboratorio de las figuras 2.5 a 2.7 con los resultados de las pruebas para determinar los límites de consistencia y de porcentaje de finos.

Con el objeto de determinar la alternativa de cimentación de mayor factibilidad para la estructura de interés, también se tomaron en cuenta los trabajos realizados con anterioridad cercanos al área de interés. Los estudios que sirvieron de apoyo para el presente informe se muestran en las figuras 2.8 y 2.9.

1. IMSS CD. OBREGON, SON. ESTUDIO DEL SUBSUELO. CLINICA Y HOSPITAL EN CIUDAD OBREGON, SONORA. SOLUM GEOTECNIA. SEPTIEMBRE DE 1966.
2. ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS ACELERADOR LINEAL. HOSPITAL REGIONAL CENTRAL DE ESPECIALIDADES No. 1 DEL IMSS. AV. VICENTE GUERRERO ESQUINA BOULEVARD HIDALGO PONIENTE, CIUDAD OBREGON, ESTADO DE SONORA. PEP, INGENIERIA DE SUELOS S. A. DE C.V.

PCA:	01	OBRA:	EMS IMSS CD. OBREGÓN SONORA
POFUNDIDAD:	0.00 – 3.20 m		
DESCRIPCIÓN:	ARCILLA POCO ARENOSA		

TABLA DE RESULTADOS		
PROPIEDAD	VALOR	ESPECIFICACIÓN
VALOR RELATIVO DE SOPORTE en %	7.7	
EXPANSIÓN en %	4.50	
DENSIDAD DE SÓLIDOS	----	
CLASIFICACIÓN S.U.C.S	CH	
LÍMITES DE CONSISTENCIA		
LIMITE LÍQUIDO %	64	
LIMITE PLÁSTICO %	28	
ÍNDICE PLÁSTICO %	36	
CONTRACCIÓN LINEAL %	17.4	

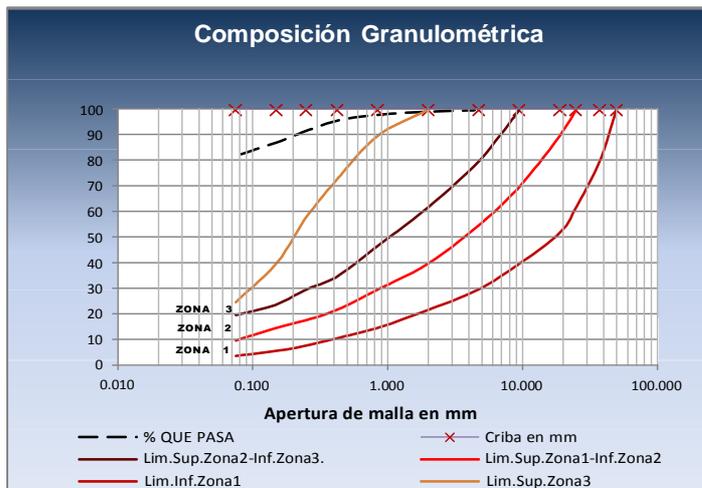


COMPOSICIÓN GRANULOMÉTRICA						
Criba (mm)	Designación	% QUE PASA (MUESTRA)	LÍMITES ESPECIFICADOS SCT			
0.075	200	79.8	25	20	10	4
0.15	100	82.0	40	24	15	6
0.25	60	89.0	58	30	18	8
0.425	40	95.2	73	35	22	11
0.85	20	96.4	90	47	30	15
2	10	98.0	100	62	40	22
4.75	4	99.2		80	55	30
9.5	3/8			100	70	40
19	3/4				90	52
25	1				100	62
37.5	1 1/2					80
50	2					100

FIGURA 2.5 ESTUDIO DE CALIDAD DE MATERIALES IN SITU PCA-01

PCA:	02	OBRA:	EMS IMSS CD. OBREGÓN SONORA
PROFUNDIDAD:	0.00 – 3.20 m		
DESCRIPCIÓN:	ARCILLA POCO ARENOSA		

TABLA DE RESULTADOS		
PROPIEDAD	VALOR	ESPECIFICACIÓN
VALOR RELATIVO DE SOPORTE en %	7.8	
EXPANSIÓN en %	3.39	
DENSIDAD DE SÓLIDOS	----	
CLASIFICACIÓN S.U.C.S	CH	
LÍMITES DE CONSISTENCIA		
LIMITE LÍQUIDO %	56	
LIMITE PLÁSTICO %	29	
ÍNDICE PLÁSTICO %	27	
CONTRACCIÓN LINEAL %	13.4	

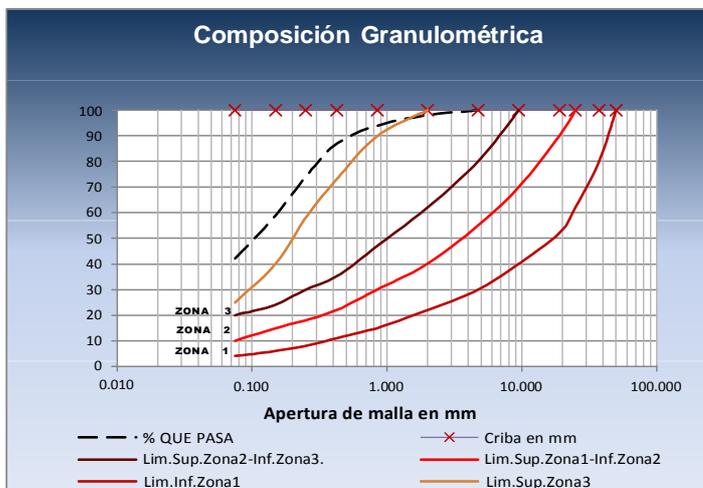


COMPOSICIÓN GRANULOMÉTRICA						
Criba (mm)	Designación	% QUE PASA (MUESTRA)	LÍMITES ESPECIFICADOS SCT			
0.075	200	83.9	25	20	10	4
0.15	100	88.0	40	24	15	6
0.25	60	95.0	58	30	18	8
0.425	40	98.2	73	35	22	11
0.85	20	98.5	90	47	30	15
2	10	99.0	100	62	40	22
4.75	4	99.3		80	55	30
9.5	3/8			100	70	40
19	3/4				90	52
25	1				100	62
37.5	1 1/2					80
50	2					100

FIGURA 2.6 ESTUDIO DE CALIDAD DE MATERIALES IN SITU PCA-02

CALA:	01	OBRA:	EMS IMSS CD. OBREGÓN SONORA
PROFUNDIDAD:	3.50 – 4.00 m		
DESCRIPCIÓN:	ARENA ARCILLO LIMOSA		

TABLA DE RESULTADOS		
PROPIEDAD	VALOR	ESPECIFICACIÓN
VALOR RELATIVO DE SOPORTE en %	-----	
EXPANSIÓN en %	3.84	
DENSIDAD DE SÓLIDOS	2.17	
CLASIFICACIÓN S.U.C.S	CH-MH	
LÍMITES DE CONSISTENCIA		
LIMITE LÍQUIDO %	52.2	
LIMITE PLÁSTICO %	32.4	
ÍNDICE PLÁSTICO %	19.8	
CONTRACCIÓN LINEAL %	5.4	



Criba (mm)	Designación	% QUE PASA (MUESTRA)	LÍMITES ESPECIFICADOS SCT			
			25	20	10	4
0.075	200	42	25	20	10	4
0.1	100	59	40	24	15	6
0.2	60	74	58	30	18	8
0.425	40	87	73	35	22	11
0.8	20	94	90	47	30	15
2	10	98	100	62	40	22
4.7	4	100		80	55	30
9.5	3/8			100	70	40
19	3/4				90	52
25	1				100	62
37.5	1 1/2					80
50	2					100

FIGURA 2.7 ESTUDIO DE CALIDAD DE MATERIALES IN SITU CALA-01

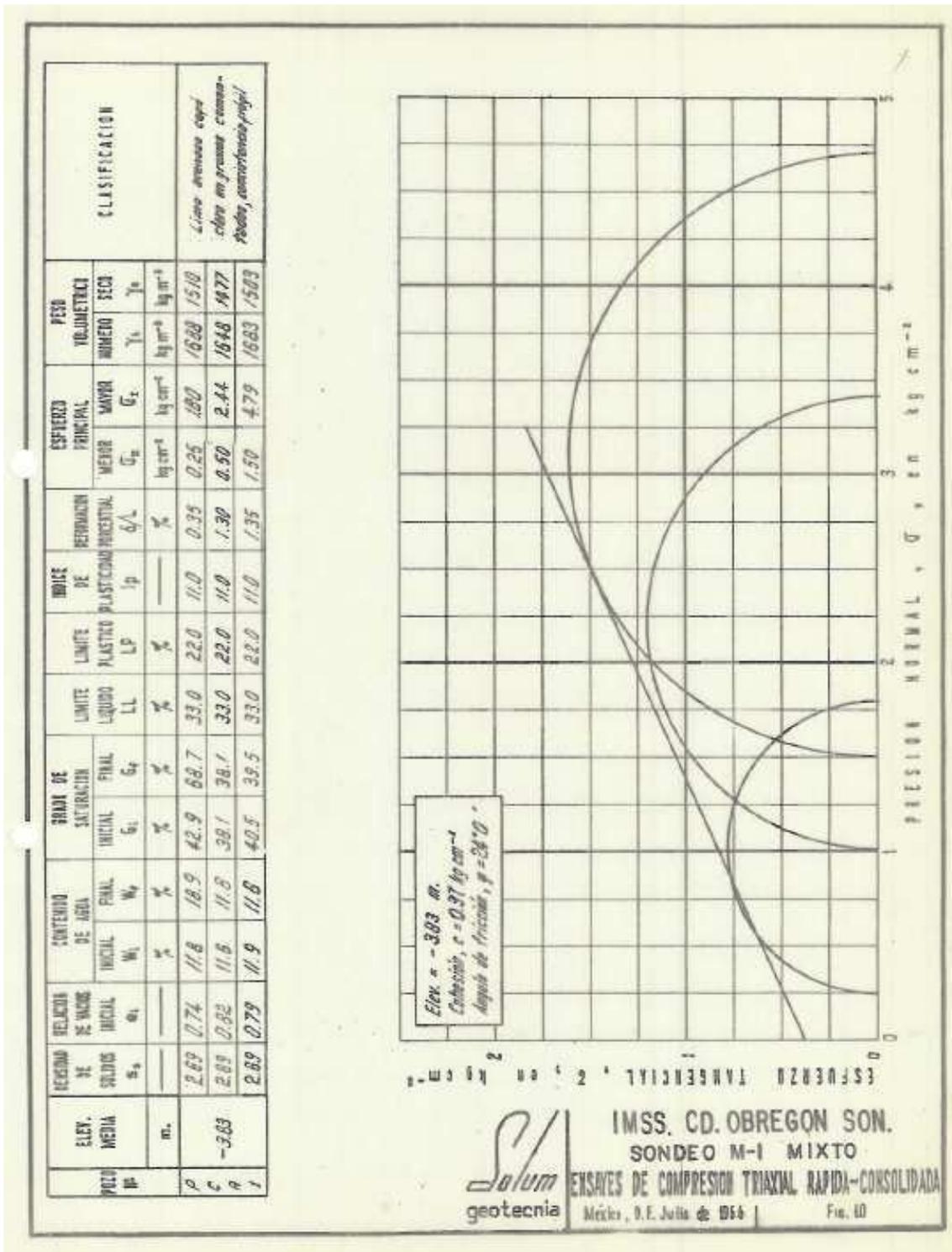


FIGURA 2.8 IMSS CD. OBREGON, SON. ESTUDIO DEL SUBSUELO. CLINICA Y HOSPITAL EN CIUDAD OBREGON, SONORA. SOLUM GEOTECNIA. SEPTIEMBRE DE 1966.

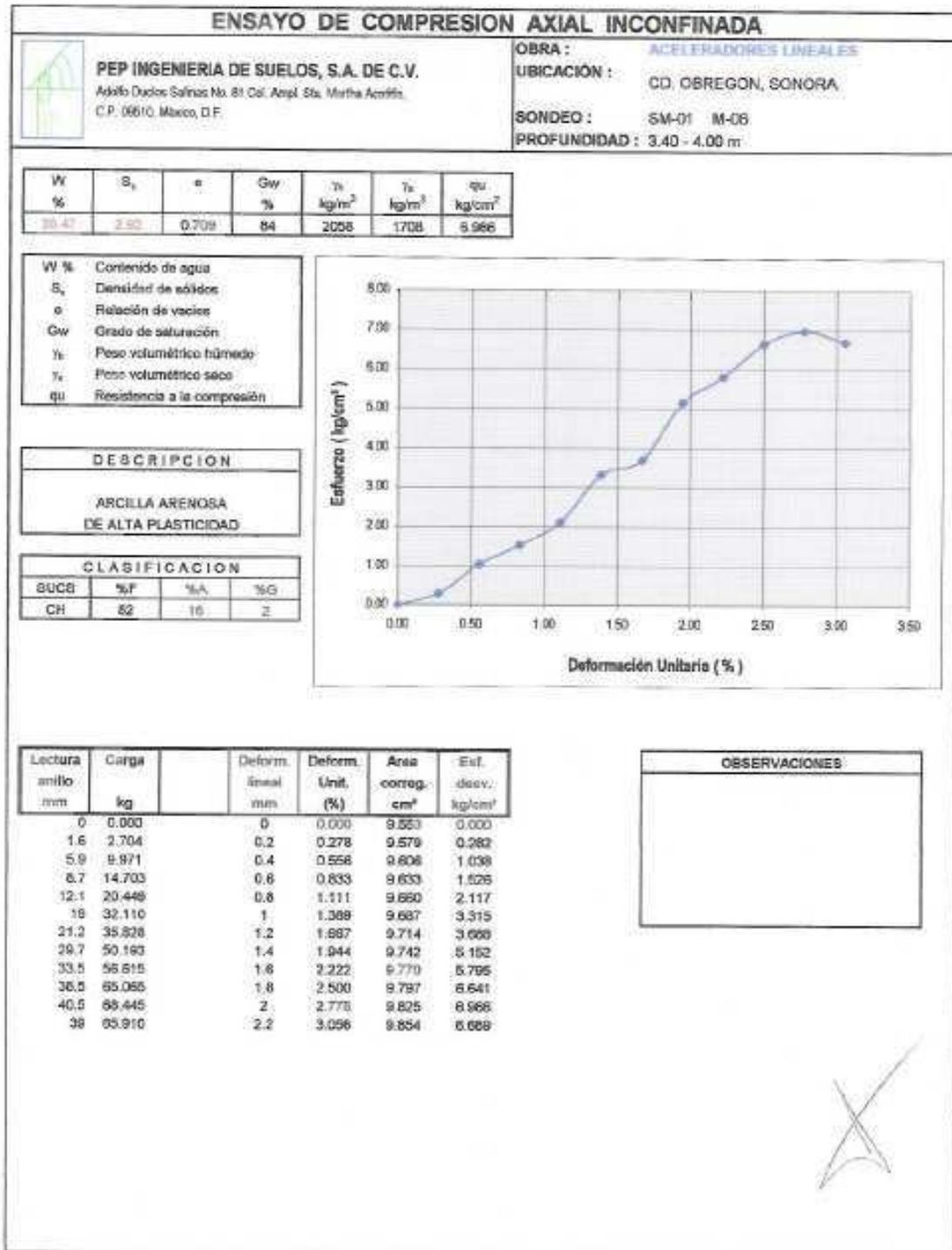


FIGURA 2.9 ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS ACCELERADOR LINEAL. HOSPITAL REGIONAL CENTRAL DE ESPECIALIDADES No. 1 DEL IMSS. AV. VICENTE GUERRERO ESQUINA BOULEVARD HIDALGO PONIENTE, CIUDAD OBREGON, ESTADO DE SONORA. PEP, INGENIERIA DE SUELOS S. A. DE C.V.

2.3 Características Estratigráficas y Físicas del Subsuelo

2.3.1. Geología Regional

Ciudad Obregón se localiza en el Valle del Yaqui, en la parte sur del Estado de Sonora. Desde su fundación en 1925, su población se ha incrementado notable y paralelamente a un desarrollo agrícola asociado a la gran fertilidad del valle y a la existencia de uno de los distritos de riego más importante del País.

El crecimiento demográfico y agrícola ha originado a su vez el desarrollo urbano, que fundamentalmente consiste de casas unifamiliares de uno y dos niveles, escuelas y edificios de uno a tres niveles, unidades habitacionales de hasta cuatro niveles; y unidades para almacenamiento de productos agrícolas, entre los que destacan por sus dimensiones y peso, los silos.

El Valle del Yaqui está constituido por depósitos del Pleistoceno y Reciente; de acuerdo a la clasificación de muestras lavadas y a las incidencias al perforar pozos de agua, se infieren depósitos fluviales, arcillosos, arenas y gravas, intercalados por mantos aluviales discontinuos, boleos y gravas cuya frontera inferior se localiza a 274 metros de profundidad. Inferiormente se tiene arcilla azul de origen marino, correspondiente al Terciario Sedimentario.

Dentro del espesor que interesa para fines de la Ingeniería de Cimentaciones, el subsuelo está constituido de manera fundamental por suelos finos, arcillosos (CH, CL); excepcionalmente se detectan limos y gravas, predominan los colores café oscuro, claro o rojizo.

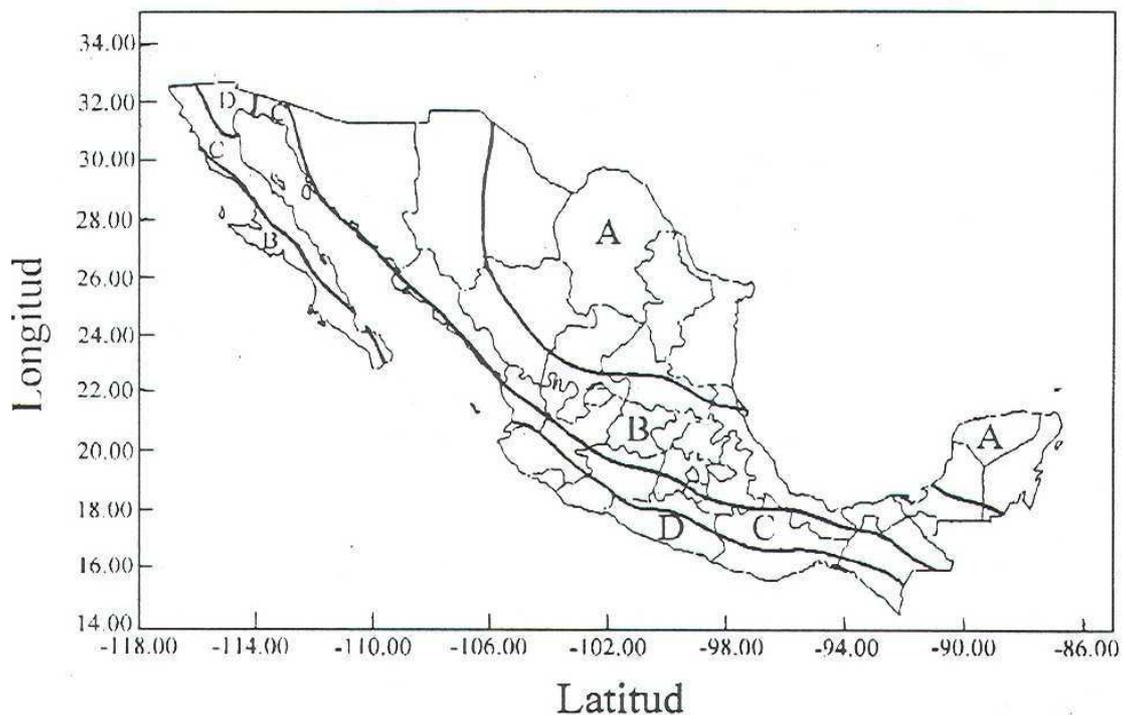
En general, los suelos arcillosos de alta plasticidad presentan características expansivas, en tanto que los de mediana plasticidad son colapsables. En ambos casos se supone un origen fluvial, asociado a las épocas de avenidas del Río Yaqui o de algunos arroyos secundarios; tal hipótesis se robustece por la presencia de fisuras en los suelos finos y por las inclusiones de carbonato de calcio. Típicas del clima semidesértico en que, con posterioridad a las inundaciones, se consolidaron los sedimentos. Particularmente las arcillas de mediana plasticidad se originaron por escurrimientos de lodo que durante lluvias excepcionales ocurrieron en cauces de tipo torrencial, los cuales se consolidaron con antelación a una nueva época de avenidas y no han vuelto a estar sujetos a saturación total.

Las arcillas expansivas superficiales se denominan localmente “barrial”, por su parte, un manto o lente de areno arcillosa o arcilla arenosa, estable en presencia de agua, que aparece en los 2 metros superiores, se denomina “tierra blanca”, como consecuencia de la presencia de vetas o de alto contenido de carbonato de calcio.

2.3.2 Sismicidad

Ciudad Obregón se localiza en el límite de las zonas asísmica y penesísmica. De acuerdo a la regionalización sísmica de la República, a la que pertenece.

De acuerdo con la carta sísmica de la República Mexicana por el Ing. Jesús Figueroa del Instituto de Geofísica de la UNAM, Figura 2.10, Ciudad Obregón se encuentra en la Zona B, por lo que el coeficiente sísmico que deberá adoptarse de acuerdo al Reglamento de Construcciones de la localidad de Cajeme; y en función de la secuencia estratigráfica encontrada, se debe considerar lo siguiente: Deberá considerarse como suelo tipo II, como terreno de Transición para efectos de diseño por sismo y le corresponderá un coeficiente sísmico de 0.30 para construcciones del grupo B, en caso de que la construcción de interés se ubique dentro del grupo A, el coeficiente sísmico deberá incrementarse en un 50%.



Zona sísmica	Tipo de suelo	a_0 (g)	c (g)	T_0 (s)	T_k (s)	r
A	I	0.02	0.08	0.2	0.6	1/2
	II	0.04	0.16	0.3	1.5	2/3
	III	0.05	0.20	0.6	2.9	1
B	I	0.04	0.14	0.2	0.6	1/2
	II	0.08	0.30	0.3	1.5	2/3
	III	0.10	0.36	0.6	2.9	1
C	I	0.36	0.36	0.0	0.6	1/2
	II	0.64	0.64	0.0	1.4	2/3
	III	0.64	0.64	0.0	1.9	1
D	I	0.50	0.50	0.0	0.6	1/2
	II	0.86	0.86	0.0	1.2	2/3
	III	0.86	0.86	0.0	1.7	1

FIGURA 2.10 REGIONALIZACION SISMICA DE LA REPUBLICA MEXICANA

Para análisis estático de las construcciones clasificadas en el Grupo B, según su uso, se emplearán los valores de C de la siguiente tabla:

COEFICIENTE SISMICO PARA ESTRUCTURAS DEL GRUPO B

ZONA SISMICA	TIPO DE SUEELO	COEFICIENTE C
A	I	0.08
	II	0.18
	III	0.24
B	I	0.16
	II	0.36
	III	0.45
C	I	0.25
	II	0.55
	II	0.70

Tratándose de las construcciones clasificadas en el Grupo A, estos valores se multiplicarán por 1.5.

De acuerdo con el Reglamento de Construcciones para el Municipio de Cajeme, en su ARTÍCULO 220.- ZONAS. Para fines de diseño sísmico, el Municipio de Cajeme se considerará incluido en la zona sísmica B, según se muestra en las figura 2.11. La zona A es la de menor intensidad sísmica, mientras que la mayor es la zona C.

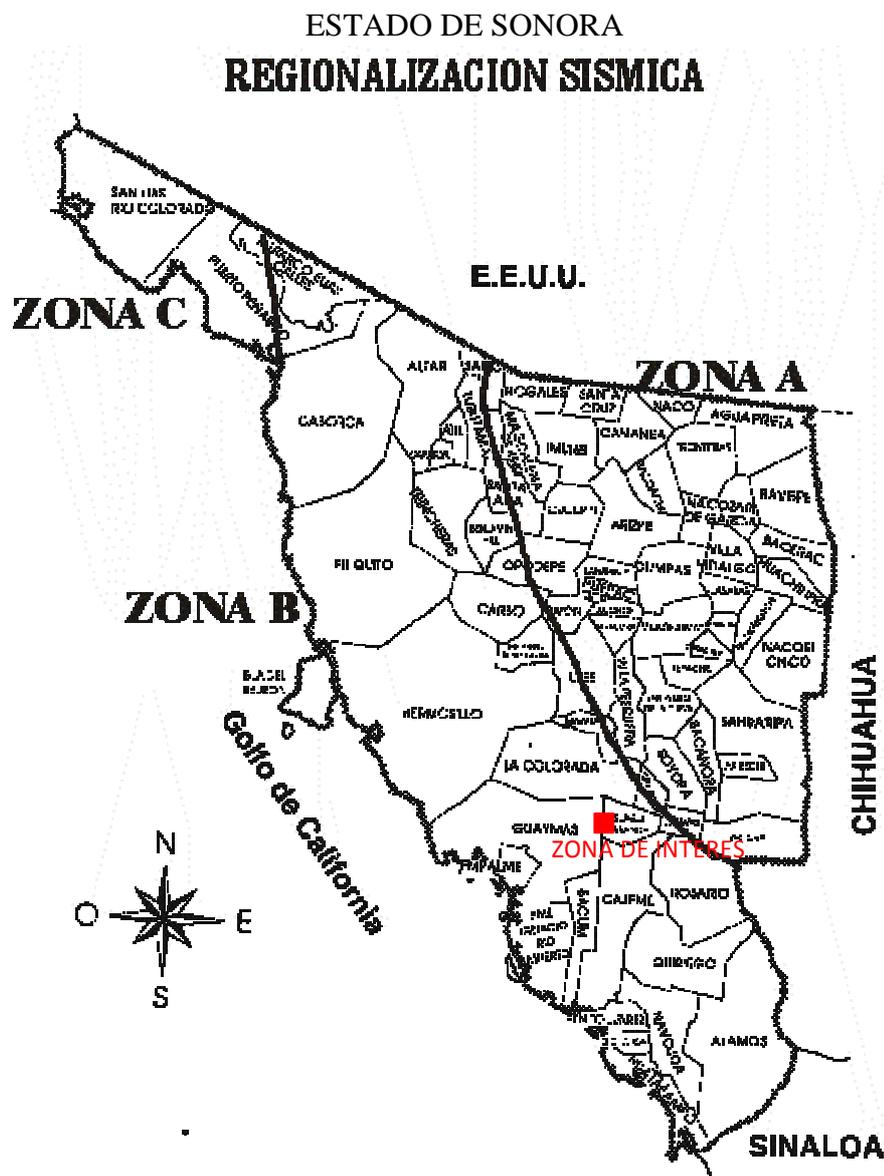


FIGURA 2.11 REGIONALIZACION SISMICA DEL ESTADO DE SONORA

2.3.3 Estratigrafía

Debido a la erraticidad de los depósitos fluviales, impide efectuar una zonificación estratigráfica de la zona de interés. En seguida se describe la secuencia estratigráfica y propiedades del suelo, definida en los estudios realizados con anterioridad:

1. IMSS CD. OBREGON, SON. ESTUDIO DEL SUBSUELO. CLINICA Y HOSPITAL EN CIUDAD OBREGON, SONORA. SOLUM GEOTECNIA. SEPTIEMBRE DE 1966.

“En este estudio, localizado al oeste de la ciudad, se realizó un estudio del subsuelo con el fin de seleccionar el tipo y características de la cimentación de una clínica – hospital. La exploración del subsuelo se basó en sondeos inalterados, discontinuos, pozo a cielo abierto y sondeos mixtos, con la ubicación que se muestra en la figura 2.12.

Superficialmente y con espesores de 1.5 a 3.3 metros de profundidad en la parte sur del predio y desde 1.5 a 3.3 metros de profundidad en la parte norte, se tienen arcillas arenosas (CH), con fisuras y oquedades naturales, con contenido natural de agua de 14 a 20% y consistencia relativa mayor a la unidad. Bajo presiones de 0.25 a 1.00 kg/cm², experimentan expansiones por saturación de 1.2 a 3.1 %; en la etapa de carga de los ensayos de saturación se define un coeficiente de variación volumétrica, m_v , de 0.0020 a 0.0310 cm²/kg. En ensayos no consolidados no drenados, los parámetros de resistencia al corte son: cohesión de 0.16 a 2.65 kg/cm² y ángulo de fricción interna de 25 a 49°, en la parte norte del predio este manto no aflora, ya que está cubierto por un lente de arcilla arenosa (CL), que bajo presiones de 0.25 a 1.00 kg/cm² sufre colapsos de 2.6 a 14.4%.

En la zona de la parte sur, entre 1.5 y 3.3 metros de profundidad se intercepta un lente de arena fina, arcillosa, con contenido de agua de 8 a 14%. Se clasifica en la frontera estable-colapsable.

A partir de 3.3 m se detecta un manto delgado de arcilla limosa o arenosa (CL), de consistencia relativa cercana a 2.0 m, con contenido de agua de 11 a 19%. Las deformaciones por saturación son despreciables, menores de 0.08%. La resistencia al corte está definida por cohesión de 0.4 a 0.52 kg/cm² y ángulo de fricción interna de 24 a 31°.

Subyaciendo el depósito anterior y hasta la máxima profundidad explorada de 15.3 metros, se tienen arenas limpias, arcillosas o limosas, y gravas con arena, con 4 a 20% de contenido de agua, la compactación es variable muy compacta a compacta.”

En la figura 2.13 y 2.14 se muestran los perfiles estratigráficos de los sondeos realizados por SOLUM GEOTECNIA.

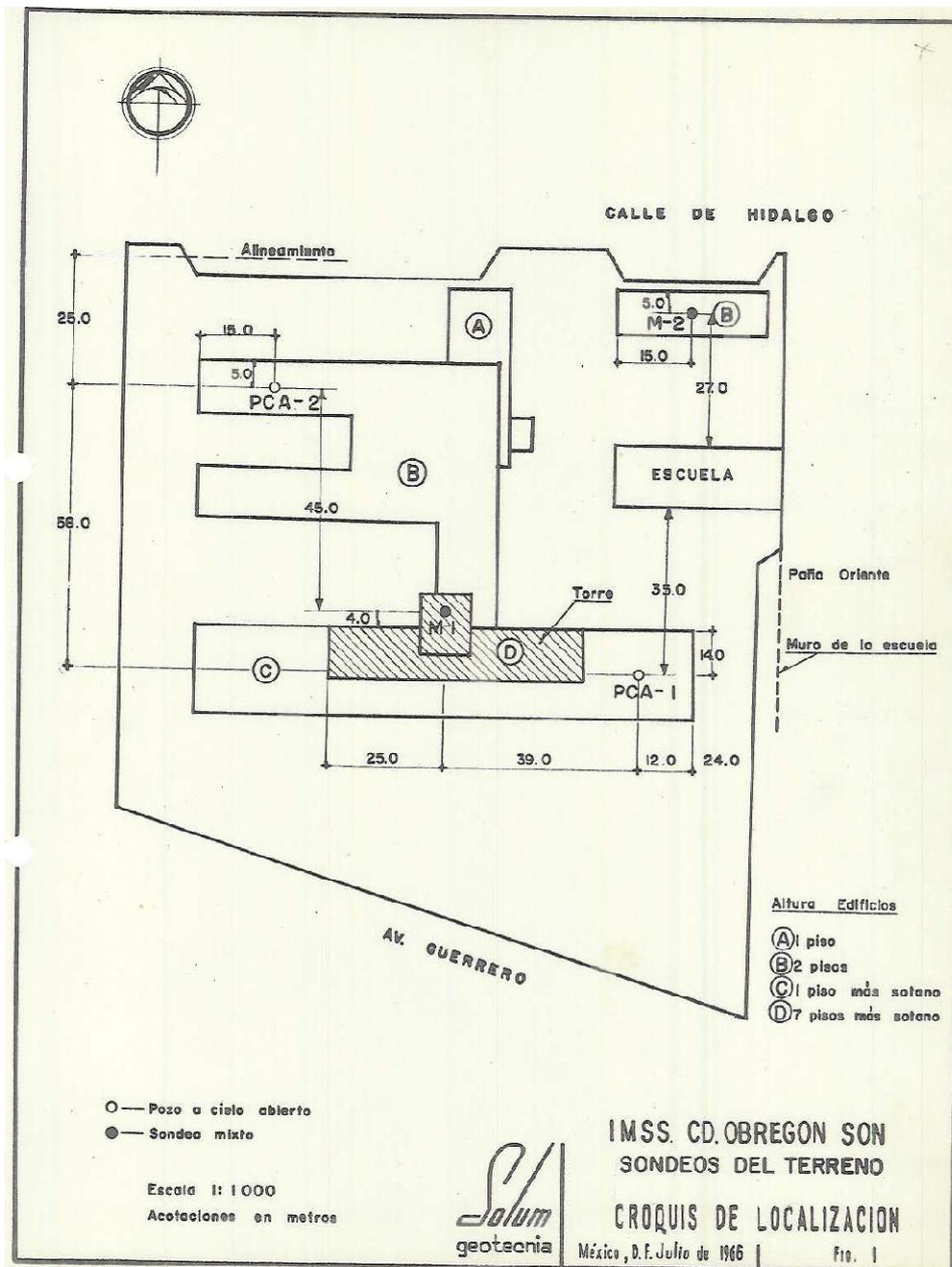


FIGURA 2.12 UBICACIÓN DE SONDEOS REALIZADOS POR SOLUM GEOTECNIA

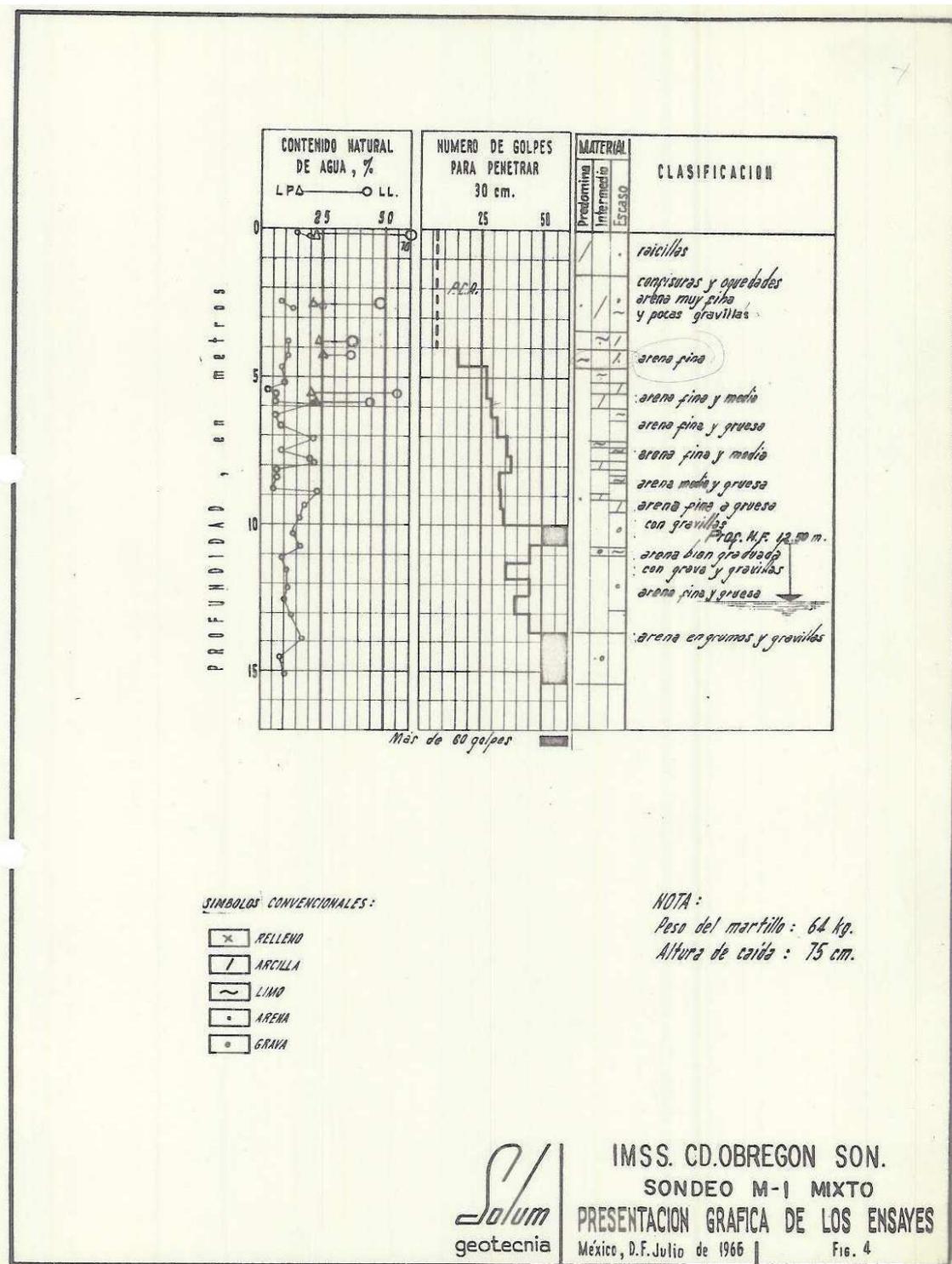


FIGURA 2.13 PERFIL SODEO M-1

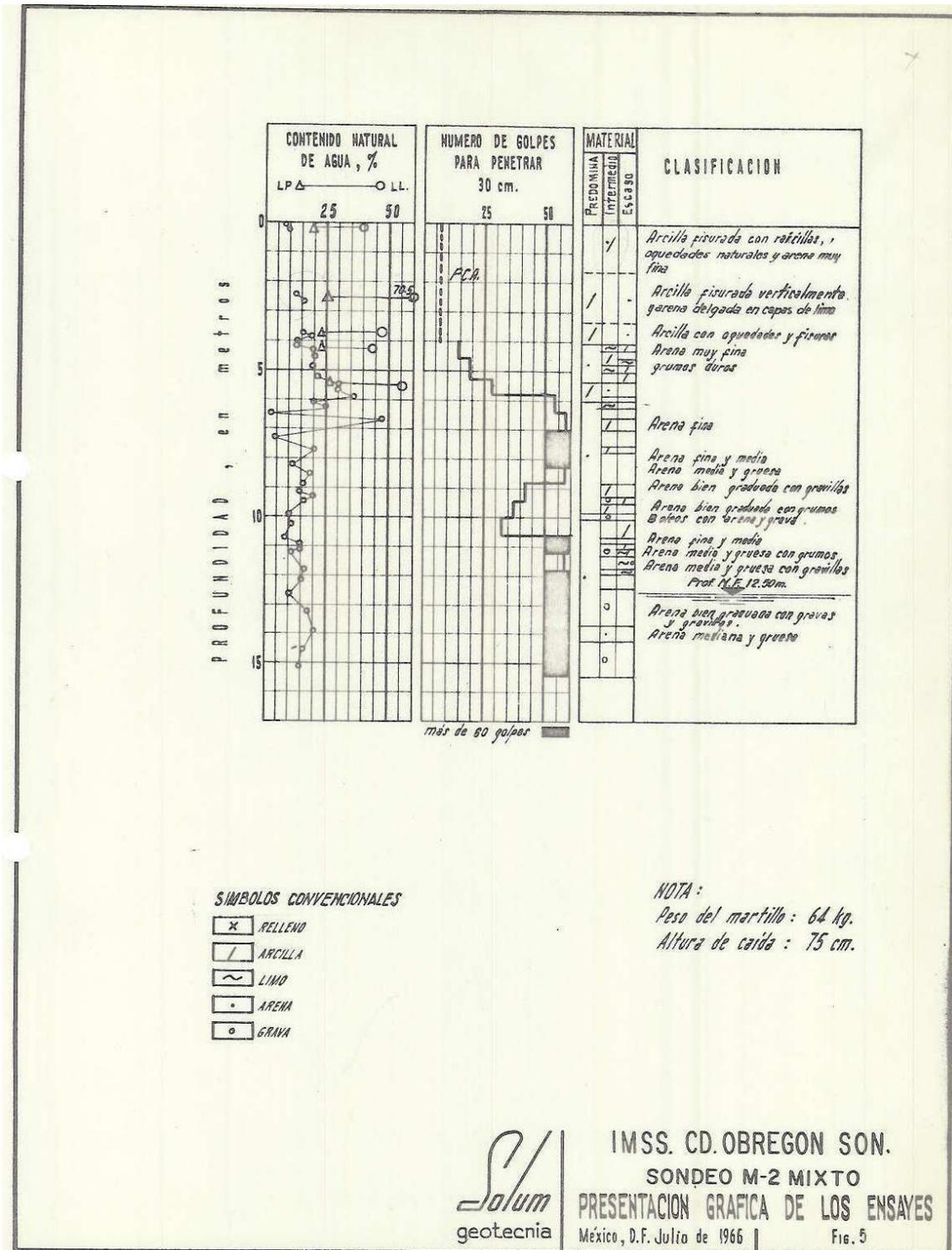


FIGURA 2.14 PERFIL SODEO M-2

2. ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS ACELERADOR LINEAL. HOSPITAL REGIONAL CENTRAL DE ESPECIALIDADES No. 1 DEL IMSS. AV. VICENTE GUERRERO ESQUINA BOULEVARD HIDALGO PONIENTE, CIUDAD OBREGON, ESTADO DE SONORA. PEP, INGENIERIA DE SUELOS S. A. DE C. V.

La estratigrafía encontrada en el sitio con base a las observaciones hechas durante la exploración y en los estudios arrojados por los trabajos de laboratorio que se muestran en la figura 2.15 del sondeo SM-01.

A partir de los resultados de la exploración y muestras de laboratorio realizadas, así como de la recopilación de la información geotécnica del sondeo, se determinó en forma general la estratigrafía del terreno explorado.

Profundidad (m)	Descripción
0.00 – 0.60	Relleno compuesto por un material de banco, siendo gravas empacadas en arcilla arenosa color café oscuro, presentando una resistencia a la penetración estándar del orden de 24 golpes.
0.60 – 4.00	Arcilla arenosa de alta plasticidad color café oscuro de consistencia muy dura, clasificada según el SUCS como CH. Este material presenta características expansivas. Reportando en la prueba de penetración estándar de 15 a 27 golpes.
4.00 – 7.40	Arcilla arenosa de baja plasticidad color café claro de consistencia muy dura y durísima, con lente de limo de alta plasticidad, clasificada según el SUCS como CL y MH respectivamente. Reportando en la prueba de penetración estándar una resistencia de 21 a 40 golpes.
7.40 – 11.00	Arena fina y media, con gravas, poco arcillosa color café claro de compacidad media y muy densa, clasificada según el SUCS como SC. Reportando en la prueba de penetración estándar una resistencia de 23 a 45 golpes.
11.00 – 16.00	Arena media con gravas, color café de compacidad muy densa, con una resistencia a la penetración estándar del orden de 34 a más de 50 golpes.

El perfil que se presenta se determinó apoyándose en las pruebas índice y mecánicas realizadas a las muestras extraídas, en la siguiente figura se aprecia el perfil obtenido de este sondeo.



PEP INGENIERIA DE SUELOS, S.A. DE C.V.

Calle Adolfo Duclos Salinas No. 81
 Col. Amp. Sta. Martha Acatitla México, 09510, D.F.
 Tels.: 5733-2766 • 5738-4162 • Fax: 5733-5521
 E-mail: pepsuelo@prodigy.net.mx

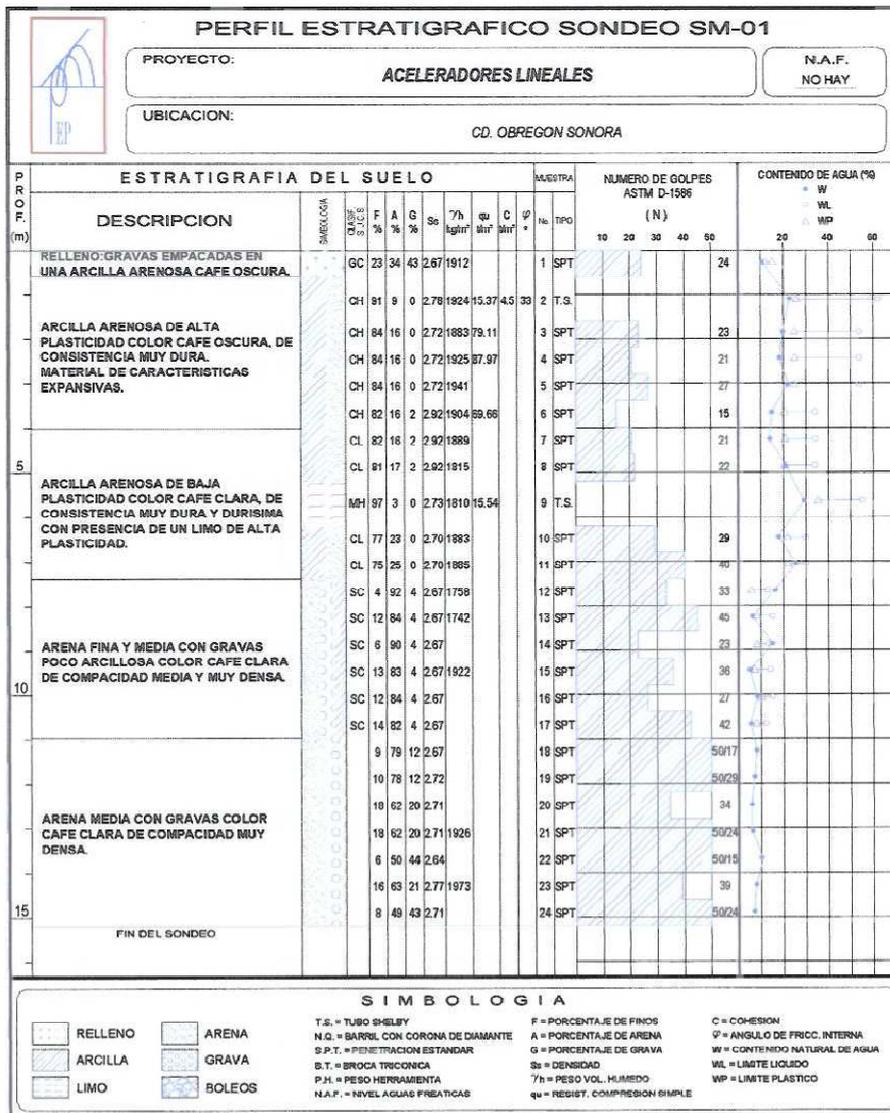


Figura 8 Perfil estratigráfico del sondeo SM-01.



FIGURA 2.15 PERFIL SONDEO MIXTO SM-01

Para el presente estudio se complementó la información con la excavación de dos Pozos a Cielo Abierto a 4.00 m de profundidad, y una cala ubicada en la parte exterior de la colindancia con el edificio de enseñanza, para verificar el tipo de cimentación existente, su profundidad de desplante y las características de los materiales de apoyo.

A partir de los resultados de la exploración y pruebas de laboratorio realizadas, se determinó en forma general la estratigrafía en la zona donde se realizaron los Pozos a Cielo Abierto denominados PCA-1 y PCA-2.

Profundidad (m)	Descripción
0.00 – 3.20	Arcilla de alta plasticidad, color café claro, poco arenosa, de consistencia blanda, con contenido de agua variable de 26.7 a 7.8%, clasificada según el SUCS como CH. La fracción gruesa presenta una composición granulométrica de 20.2 a 13.1% de arena fina y de 83.9 a 79.8% de finos; la fracción fina presenta un Límite Líquido de 64 a 56%, Límite Plástico de 29 a 28% e Índice de Plasticidad de 27 a 36%, con una Contracción Lineal de 13.4 a 17.4%; Porcentaje de Expansión de 3.39 a 4.5%.
3.20 – 4.00	Arena fina, Arcillo Limosa, color café claro, de compacidad media, clasificada según el SUCS como SP-SC. La fracción gruesa presenta una composición granulométrica de 58% de arena fina y 42% de finos; la fracción fina presenta un Límite Líquido de 52.2%, Límite Plástico de 32.4% e Índice de Plasticidad de 19.8%, con una Contracción Lineal de 5.4%; Porcentaje de Expansión de 3.84% y densidad de sólidos de 2.17.

En la figuras 2.2 y 2.3 se aprecia el perfil obtenido de los pozos a cielo abierto excavados, mostrando la estratigrafía encontrada y en las figuras 2.16 a 2.18 se muestra la cimentación de la estructura existente.

El nivel de aguas freáticas no fue detectado hasta la máxima profundidad explorada, en la fecha en que se realizó la exploración.

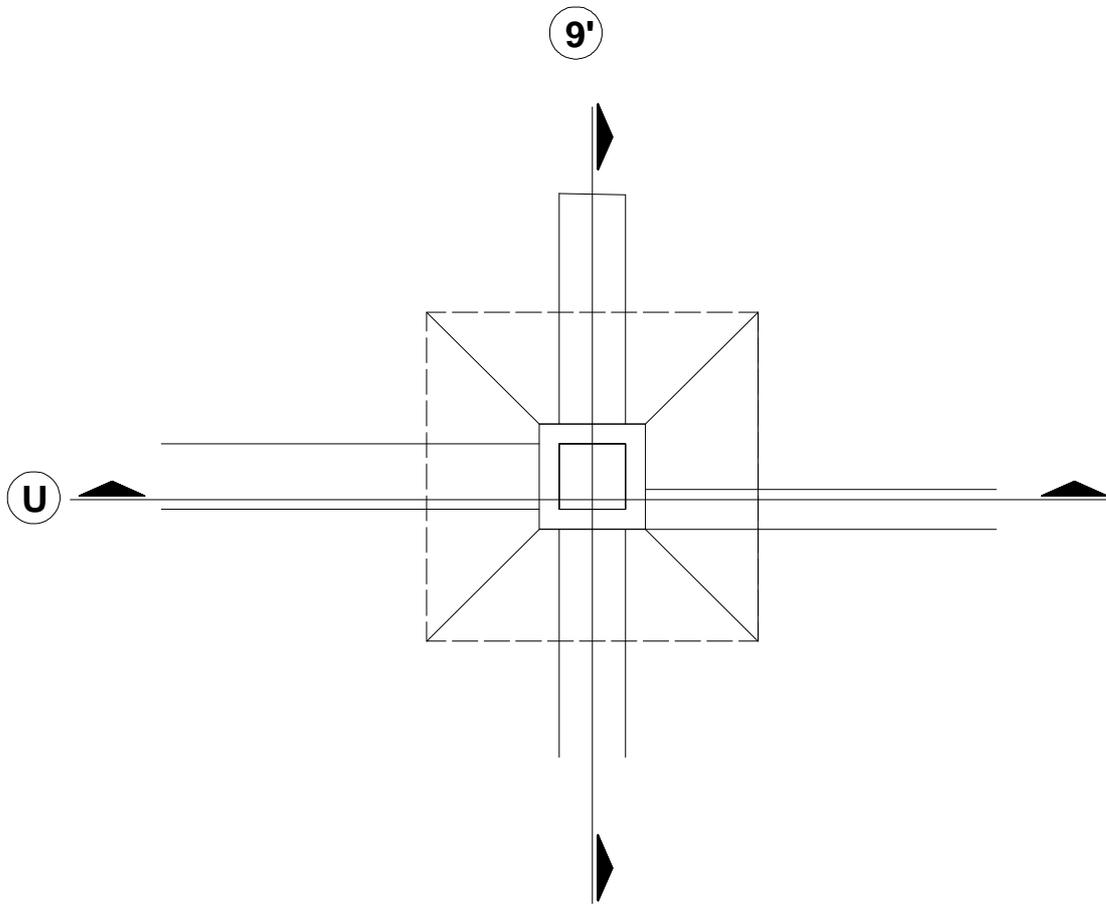
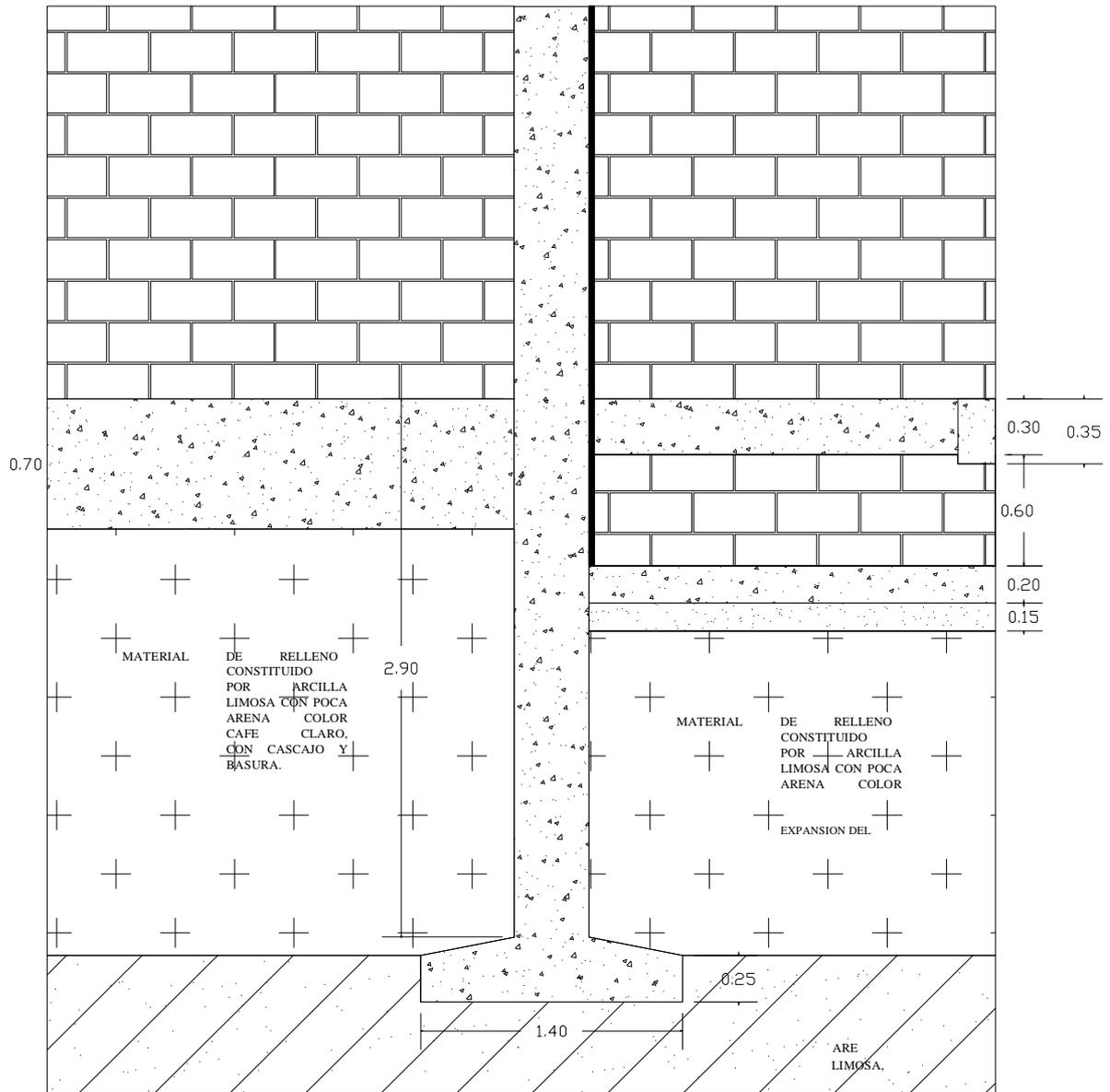


FIGURA 2.16 CIMENTACION EXISTENTE DE LA COLUMNA UBICADA SOBRE LA INTERCEPECION DE LOS EJES 9'-U

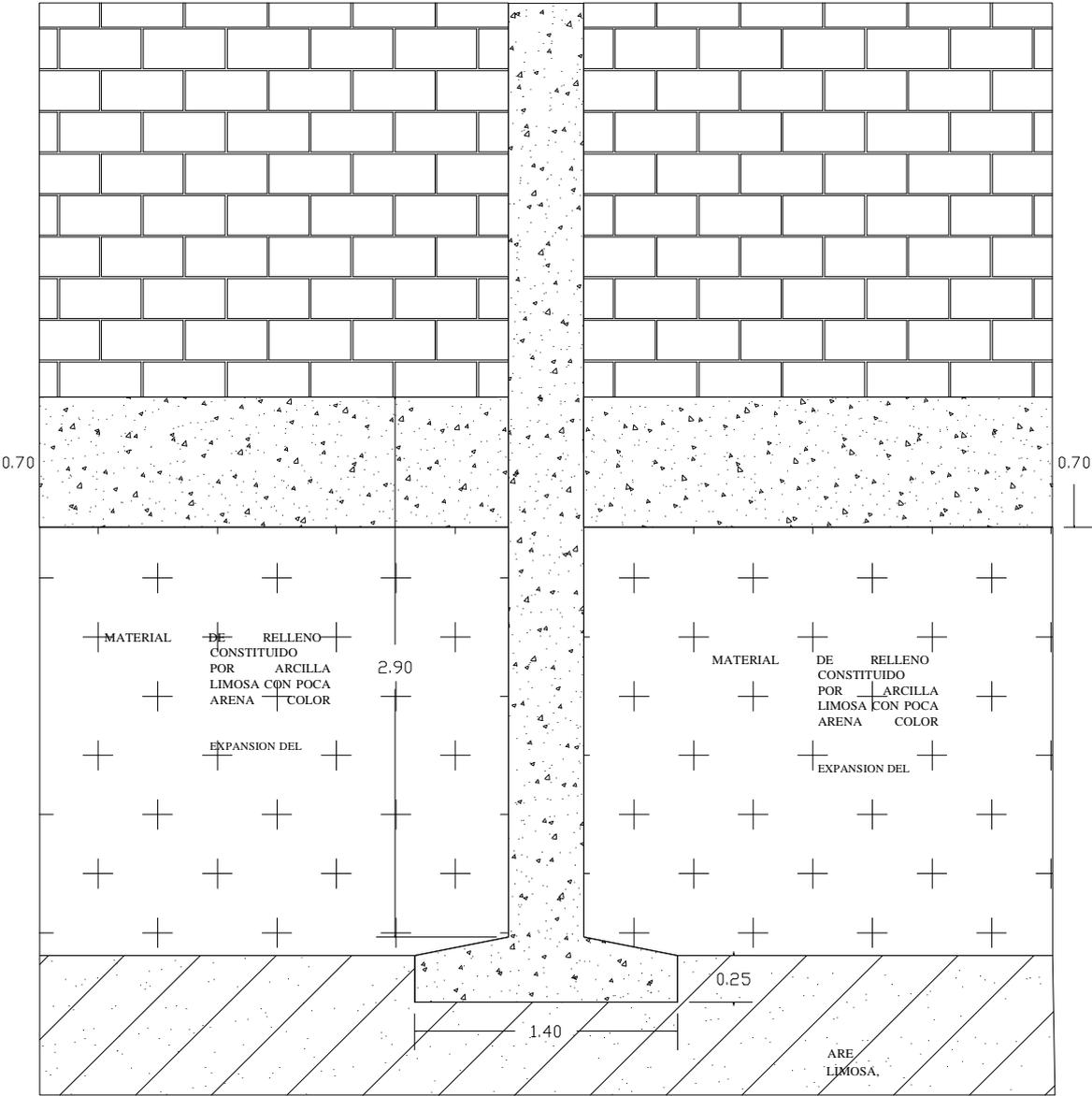
9'

ESPACIO FORMADO DEBIDO A QUE LA ESTRUCTURA NO ESTA ANCLADA A LA COLUMNA.



Corte 1-2, sobre el eje U

FIGURA 2.17 CIMENTACION EXISTENTE DE LA COLUMNA UBICADA SOBRE LA INTERCEPCION DE LOS EJES 9'-U



Corte A – B, sobre 9'

FIGURA 2.18 CIMENTACION EXISTENTE DE LA COLUMNA UBICADA SOBRE LA INTERCEPCION DE LOS EJES 9'-U

3. CÁLCULO Y REVISIÓN DE LA CIMENTACIÓN

3.1 Análisis de la Cimentación

Considerando las características arquitectónicas y estructurales de la estructura proyectada y las características estratigráficas y físicas del subsuelo, en particular la existencia de depósitos arcillosos expansivos, entre la superficie y 3.20 m de profundidad, con presión de expansión variable de 10.0 a 14.0 ton/m² (98.1 a 137.34 Kpa), reportados en los estudios realizados con anterioridad; además considerando que la estructura colindante de un nivel, está apoyada sobre zapatas asiladas, desplantadas a 3.30 m de profundidad, se juzga que el tipo de cimentación más adecuada será mediante las siguientes alternativas:

1. Cajón de cimentación hueco y estanco, diseñado para aplicar una presión de contacto admisible para fines de diseño de 86.65 ton/m² (850.36 Kpa), desplantado sobre terreno natural a 3.30 m de profundidad, respecto al nivel actual de la superficie del terreno, retirando la capa de arcilla expansiva localizada entre la superficie y 3.30 m de profundidad.
2. Cajón de cimentación hueco y estanco, diseñado para aplicar una presión de contacto admisible para fines de diseño de 76.29 ton/ m² (748.40 Kpa), desplantado a 2.00 m de profundidad con respecto al nivel actual de la superficie del terreno, apoyado a su vez sobre una plataforma de materiales controlados, con espesor de 1.30 m, rebasando la capa de arcilla expansiva localizada entre la superficie y 3.30 m de profundidad. La plataforma podrá estar constituida a base de:
 - a) Suelo - cemento, en una proporción de 95 - 5%, en peso, colocada en capas de 0.20 m de espesor y compactada al 95% de su peso volumétrico seco máximo, determinada en prueba proctor.
 - b) Por un relleno que será a base de un material inerte con calidad de base, mezcla de gravas con limo arenoso con un peso volumétrico mínimo de 1.80 ton/m³, colocado en capas de 0.20 m en estado suelto y compactadas al 100 ± 2% de su peso volumétrico seco máximo, colocado entre 0.80 y 1.50 m de profundidad. Las características de los materiales de relleno controlado, son los especificados por la SCT en sus Normas de Calidad de los Materiales para bases N-CMT-4-02-002/04 que especifica lo siguiente:

De granulometría:

CAPÍTULO 3. CÁLCULO Y REVISIÓN DE LA CIMENTACIÓN

Malla		Porcentaje que pasa
Abertura mm	Designación	
37,5	1½"	100
25	1"	70 - 100
19	¾"	60 - 100
9,5	⅜"	40 - 100
4,75	N°4	30 - 80
2	N°10	21 - 60
0,85	N°20	13 - 44
0,425	N°40	8 - 31
0,25	N°60	5 - 23
0,15	N°100	3 - 17
0,075	N°200	0 - 10

CMT. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

N-CMT-4-02-002/04

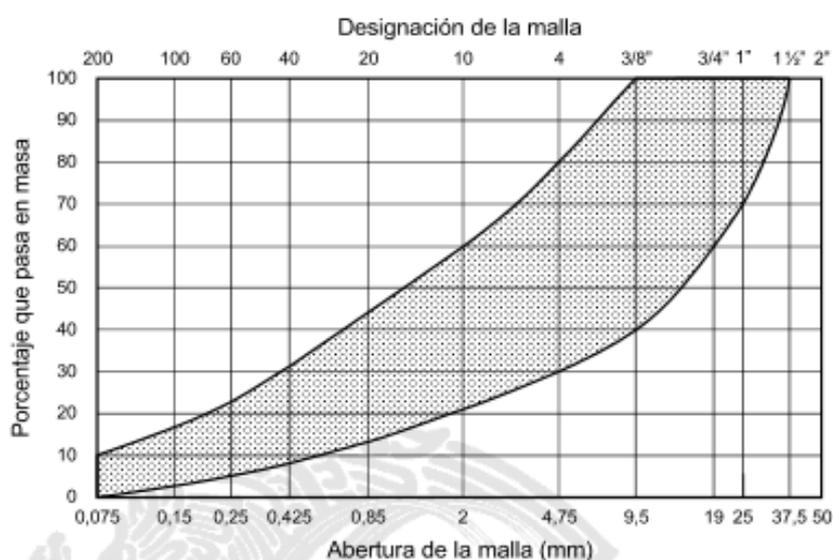


FIGURA 1.- Zona granulométrica recomendable de los materiales para bases de pavimentos con carpetas de concreto hidráulico

TABLA 2.- Requisitos de calidad de los materiales para bases de pavimentos con carpetas de concreto hidráulico

Característica	Valor %
Límite líquido ^[1] , máximo	25
Índice plástico ^[1] , máximo	6
Equivalente de arena, mínimo ^[1]	40
Valor Soporte de California (CBR), mínimo ^[1, 2]	80
Desgaste Los Ángeles, máximo ^[1]	35
Partículas alargadas y lajeadas, máximo	40
Grado de compactación ^[1, 3] , mínimo	100

[1] Determinado mediante el procedimientos de prueba que corresponda, de los Manuales que se señalan en la Cláusula C. de esta Norma.

[2] Con el grado de compactación indicado en esta Tabla.

[3] Respecto a la masa volumétrica seca máxima obtenida mediante la prueba AASHTO Modificada, salvo que el proyecto o la Secretaría indiquen otra cosa.

CAPÍTULO 3. CÁLCULO Y REVISIÓN DE LA CIMENTACIÓN

3. Zapatas corridas, diseñadas para aplicar una presión de contacto admisible para fines de diseño de 14.55 ton/ m^2 (142.73 Kpa). Desplantadas a 2.00 m de profundidad con respecto al nivel actual de la superficie del terreno, apoyadas a su vez sobre una plataforma de materiales controlados, con espesor de 1.30 m, rebasando la capa de arcilla expansiva localizada entre la superficie y 3.30 m de profundidad. La plataforma podrá estar constituida a base de:
- Suelo - cemento, en una proporción de 95 - 5%, en peso, colocada en capas de 0.20 m de espesor y compactada al 95% de su peso volumétrico seco máximo, determinada en prueba proctor.
 - Por un relleno que será a base de un material inerte con calidad de base, mezcla de gravas con limo arenoso con un peso volumétrico mínimo de 1.80 ton/m^3 , colocado en capas de 0.20 m en estado suelto y compactadas al $100 \pm 2\%$ de su peso volumétrico seco máximo, colocado entre 0.80 y 1.50 m de profundidad. Las características de los materiales de relleno controlado, son los especificados por la SCT en sus Normas de Calidad de los Materiales para bases N-CMT-4-02-002/04 que especifica lo siguiente:

De granulometría:

Malla		Porcentaje que pasa
Abertura mm	Designación	
37,5	1½"	100
25	1"	70 - 100
19	¾"	60 - 100
9,5	⅜"	40 - 100
4,75	N°4	30 - 80
2	N°10	21 - 60
0,85	N°20	13 - 44
0,425	N°40	8 - 31
0,25	N°60	5 - 23
0,15	N°100	3 - 17
0,075	N°200	0 - 10

CMT. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

N-CMT-4-02-002/04

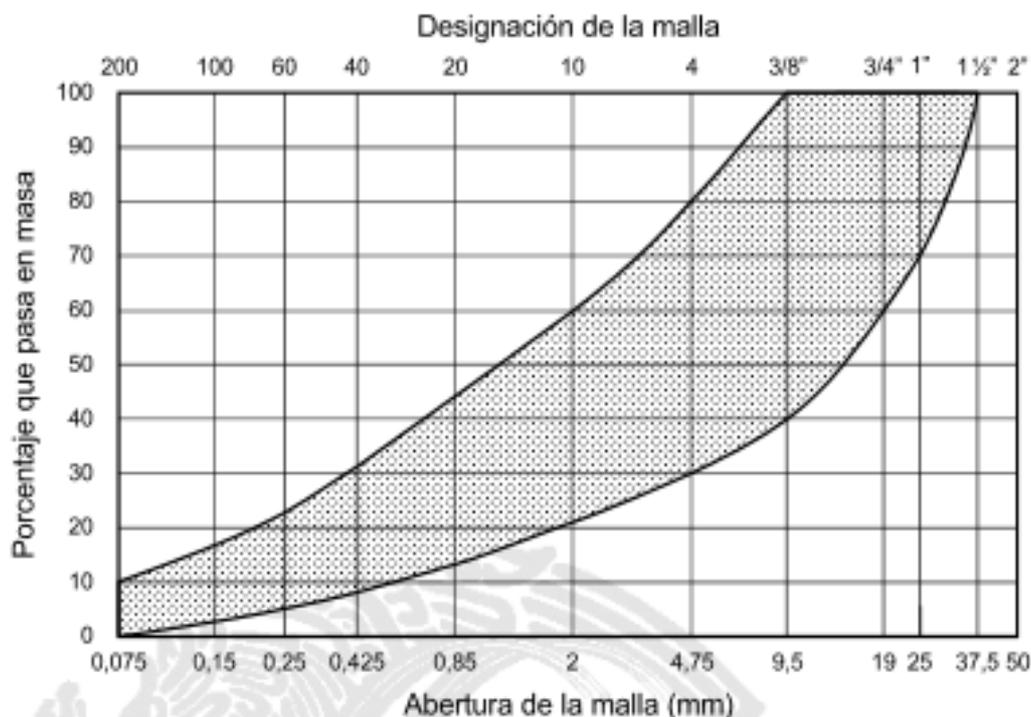


FIGURA 1.- Zona granulométrica recomendable de los materiales para bases de pavimentos con carpetas de concreto hidráulico

TABLA 2.- Requisitos de calidad de los materiales para bases de pavimentos con carpetas de concreto hidráulico

Característica	Valor %
Límite líquido ^[1] , máximo	25
Índice plástico ^[1] , máximo	6
Equivalente de arena, mínimo ^[1]	40
Valor Soporte de California (CBR), mínimo ^[1, 2]	80
Desgaste Los Ángeles, máximo ^[1]	35
Partículas alargadas y lajeadas, máximo	40
Grado de compactación ^[1, 3] , mínimo	100

[1] Determinado mediante el procedimientos de prueba que corresponda, de los Manuales que se señalan en la Cláusula C. de esta Norma.

[2] Con el grado de compactación indicado en esta Tabla.

[3] Respecto a la masa volumétrica seca máxima obtenida mediante la prueba AASHTO Modificada, salvo que el proyecto o la Secretaría indiquen otra cosa.

3.2 Alternativa Mediante Cajón de Cimentación Desplantado a 3.30 m de Profundidad

Cajón de cimentación hueco y estanco, diseñado para aplicar una presión de contacto admisible para fines de diseño de 86.65 ton/ m² (850.36 Kpa), desplantado sobre terreno natural a 3.30 metros de profundidad, respecto al nivel actual de la superficie del terreno, retirando la capa de arcilla expansiva localizada entre la superficie y 3.30 m de profundidad.

3.2.1 Acciones

Las acciones consideradas en los análisis de la cimentación fueron las siguientes:

- a. Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad máxima, que incluyendo el peso de la cimentación, tendrá un valor de 5.82 ton/m² (57.09 Kpa). Estas cargas se afectaron por un factor de carga de 1.5 y se consideraron en el análisis límite de falla en condiciones estática.
- b. Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad instantánea, que incluyendo el peso de la cimentación, tendrá un valor de 4.17 ton/ m² (40.91 Kpa). Las cargas se afectaron por un factor de carga de 1.1 y se utilizaron en el análisis límite de falla en condiciones dinámicas.
- c. Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad media, que incluyendo el peso de la cimentación, tendrá un valor de 3.73 ton/ m² (36.59 Kpa). Las cargas se afectaron por un factor de carga de 1.0 y se emplearon en el análisis del estado límite de servicio.

1. Ampliaciones

Planta Baja= PB		Planta Alta = PA	
Hemodiálisis	405 m ²	Enseñanza	416 m²
Enseñanza	354 m ²		
	759 m²		

2. Peso de la Estructura We

$$W_e = (CM + CV)A_T$$

CM= Carga Muerta ; CV= Carga Viva ; A_T = Área Tributaria

- Condición de carga máxima = $W_{eMÁX}$

$$W_{eMÁX} = (CM + CV_{MÁX}) A_T$$

$$W_{eMÁX} = (W_{eMÁX} \text{ Ampliación PA}) A_{TPA} + (W_{eMÁX} \text{ Ampliación PB}) A_{TPB}$$

$$W_{eMÁX} = (0.648 + 0.100) 416 m^2 + (0.718 + 0.250) 759 m^2$$

$$W_{eMÁX} = (311.168 \text{ ton}) + (734.712 \text{ ton})$$

$$W_{eMÁX} = 1,045.88 \text{ ton}$$

- Condición de carga instantánea = W_{eINST}

$$W_{eINST} = (CM + CV_{INST}) A_T$$

$$W_{eINST} = (0.648 + 0.070) 416 + (0.718 + 0.180) 759$$

$$W_{eINST} = 298.69 \text{ ton} + 681.58 \text{ ton}$$

$$W_{eINST} = 980.27 \text{ ton}$$

- Condiciones de Carga Media = W_{eMED}

$$W_{eMED} = (CM + CV_{MED}) A_T$$

$$W_{eMED} = (0.648 + 0.050) 416 + (0.718 + 0.125) 759$$

$$W_{eMED} = 290.37 \text{ ton} + 639.84 \text{ ton}$$

$$W_{eMED} = 930.21 \text{ ton}$$

3. Factores de Carga FC y de Resistencia FR

FC Condición Máxima = 1.50

FC Condición Instantánea = 1.10

FC Condición Media = 1.00

FR = 0.70

4. Presión Neta PN

$$PN = \frac{\Sigma Q F_C}{A}$$

$$\Sigma Q = (CM + CV)A_T + W_{Cajón}$$

$$W_{Cajón} = (2.50 \text{ ton/m}^2) (759 \text{ m}^2)$$

$$W_{Cajón} = 1,897.5 \text{ ton}$$

$$PN_{MÁX} = \frac{(W_{eMÁX} 1045.88 \text{ ton} + W_{Cajón} 1897.5 \text{ ton}) 1.5}{759 \text{ m}^2}$$

$$PN_{MÁX} = 5.82 \text{ ton/m}^2$$

$$PN_{INST} = \frac{(W_{eINST} 980.27 + W_{Cajón} 1897.5) 1.1}{759 \text{ m}^2}$$

$$PN_{INST} = 4.17 \text{ ton/m}^2$$

$$PN_{MED} = \frac{(W_{eMED} 930.21 + W_{Cajón} 1897.5) 1.0}{759 \text{ m}^2}$$

$$PN_{MED} = 3.73 \text{ ton/m}^2$$

3.2.2 Estado Límite de Falla en Condiciones Estáticas

La revisión de la estabilidad de las cimentaciones ante el estado límite de falla en condiciones estáticas, se hizo considerando la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad máxima, más el peso de la cimentación afectada por un factor de carga de 1.5, mediante el cumplimiento de la siguiente desigualdad:

$$\Sigma Q F_C < R F_R$$

Donde:

ΣQ : Suma de las acciones verticales debidas a la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad máxima, más el peso de la cimentación en ton.

F_C : Factor de carga, adimensional e igual a 1.5, para estructuras del Grupo A.

R : Capacidad de carga de los materiales de apoyo de la cimentación, que es función del tipo de cimentación empleada.

F_R : Factor de resistencia, adimensional e igual a 0.7

Para el cajón de cimentación desplantado a 3.30 m, considerando un ángulo de fricción interna de 28° y un peso volumétrico de 1.60 ton/m³, obtenidos de correlacionar estos con sus propiedades índice de los materiales de apoyo y en pruebas de compresión axial no confinada, se obtuvo una capacidad de carga admisible para fines de diseño de 86.65 ton/m² (850.36 Kpa), ya afectada por su factor de resistencia.

Considerando la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad máxima, la desigualdad se satisface con los siguientes valores:

$$\Sigma Q f_c = 5.82 \text{ ton/m}^2 (57.09 \text{ Kpa}) < R F_R = 86.65 \text{ ton/m}^2 (850.36 \text{ Kpa})$$

Por lo tanto la cimentación es estable ante el estado límite de falla en condiciones estáticas.

CAPÍTULO 3. CÁLCULO Y REVISIÓN DE LA CIMENTACIÓN

3.2.3 Capacidad de Carga de la Cimentación

CAJON DE CIMENTACION DESPLANTADO A 3.30 M

0.20					
	$\gamma =$	1.70	t/m ³	Wcajon 1897.5 ton	CH EXPANSIVA
2.00	$\phi =$	25.0	°		
3.00	$c =$	4.50	t/m ²		
3.30				ANCHO DE LA BASE DEL CAJON B=22.66 m	
	$\gamma =$	1.60	t/m ³		SP - CH
15.00	$\phi =$	28.00	°		
	$c =$	6.00	t/m ³		

La capacidad de carga admisible de los materiales que subyacen a la cimentación se determinó considerando que los materiales afectados por la superficie potencial de falla son suelos friccionantes y aplicando el criterio señalado en la Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Cimentaciones, dado por la siguiente expresión:

$$q_{adm} = \left[P'_v (N_q - 1) + \frac{\gamma B N_\gamma}{2} \right] F_R + P_V$$

Donde:

Cu:	Cohesión del suelo	6.00 t/m ²
γ :	Peso volumétrico de los materiales del subsuelo abajo del nivel de desplante de la cimentación.	1.60 t/m ³
ϕ :	Ángulo de fricción interna, grados sexagesimales ϕ	19.61°
	si $Dr > 67\%$, entonces: $\alpha = 0.67 + Dr - 0.75 Dr$ $Dr = 0.67$	
	si $Dr < 67\%$, entonces: $\alpha = 1.00$ $\alpha = 1.00$	
Pv:	Presión total a la profundidad de desplante	5.61 ton/m ²
P'v:	Presión vertical efectiva a la profundidad de desplante	5.61 ton/m ²
Fr:	Factor de resistencia, adimensional	0.70
B:	Ancho de la cimentación	22.66 m
L:	Longitud de la cimentación	33.50 m
Df:	Profundidad de desplante del cimient	3.30 m

Factores de carga

Nq:	Coeficiente de capacidad de carga, adimensional	7.64 adim
	$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2(45^\circ + \phi/2)$	
	si el cimient es rectangular entonces Nq se multiplica por: $1+(B/L) \tan \phi$	
	si el cimient es cuadrado o circular entonces Nq se multiplica por: $1+ \tan \phi$	
N _γ :	Coeficiente de capacidad de carga, adimensional	4.49 adim
	$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$	
	si el cimient es rectangular entonces Nq se multiplica por: $1- 0.4(B/L)$	
	si el cimient es cuadrado o circular entonces Nq se multiplica por: 0.60	
	Capacidad de carga admisible, ton/m²	
q_{adm}:	q_{adm} = [5.61 [6.64] + 81.38] 0.70 + 5.61 = 88.65	88.65 ton/ m²

CAPÍTULO 3. CÁLCULO Y REVISIÓN DE LA CIMENTACIÓN

We:	Peso de la estructura	ton
Wcajón:	Peso del cajón	1897.50 ton
Wmej:	Peso del mejoramiento	0.00 ton
ΣQ:	Sumatoria de las acciones verticales en la combinación considerada en el Df. $\Sigma Q = We + Wcajón$	ton
Fc:	Factor de carga	adim
B´:	Ancho efectivo $B' = B - 2e$	22.66 m
L´:	Longitud efectiva $L' = L - 2e$	33.50 m

Combinación de cargas		Fc	We ton	Mx ton-m	My ton-m	Σ QFc ton	B' m	L' m	B m	L m	Σ QFc/A t/m ²	Σ QFc/A' t/m ²	
1er Comb.	1.5 (CM + CV)	1.50	1045.88	0.00	0.00	4415.07	----	----	22.66	33.50	5.82	----	≤ 88.65 cumple
2da Comb.	1.1 (CM+CV+sismo)	1.10	980.27	0.00	0.00	3165.55	22.66	33.50	----	----	----	4.17	≤ 88.65 cumple

3.2.4 Estado Limite de Falla en Condiciones Dinámicas

La revisión de la estabilidad de las cimentaciones ante el estado límite de falla en condiciones dinámicas, se hizo considerando la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad instantáneas, más el peso de la cimentación afectada por un factor de carga de 1.1, mediante el cumplimiento de la siguiente desigualdad:

$$\Sigma Q F_C < R F_R$$

Donde:

ΣQ: Suma de las acciones verticales debidas a la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad instantáneas, más el peso de la cimentación en ton.

F_C: Factor de carga, adimensional e igual a 1.1

R: Capacidad de carga de los materiales de apoyo de la cimentación, que es función del tipo de cimentación empleada.

F_R: Factor de resistencia, adimensional e igual a 0.7

Considerando la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad instantánea, la desigualdad se satisface con los siguientes valores:

$$\Sigma Qfc = 4.17 \text{ ton/m}^2 (40.91 \text{ Kpa}) < RFR = 86.65 \text{ ton/m}^2 (850.36 \text{ Kpa})$$

Por lo tanto la cimentación es estable ante el estado límite de falla en condiciones dinámicas.

3.2.5 Esfuerzos Máximos y Mínimos

También se revisó que bajo condiciones dinámicas el incremento de esfuerzos aplicado por la losa de cimentación, producido por el momento de volteo debido al sismo, no rebase la capacidad de carga admisible por cortante de los materiales de apoyo de la cimentación, lo que asegura que las deformaciones del suelo bajo el esfuerzo resultante por sismo se mantenga dentro del rango elástico del comportamiento del material, no produciéndose por lo tanto deformaciones plásticas permanentes por efecto de los incrementos de esfuerzos aplicados al suelo por la cimentación durante el sismo.

En nuestro caso, las estructuras presentan momentos en ambos sentidos, por lo que se tiene que revisar la distribución de las presiones máximas y mínimas por la cimentación sobre el suelo, para lo cual se analizaron mediante la siguiente expresión:

$$q_{m\acute{a}x} = \frac{Q}{BL} + \frac{6M}{B^2L}$$

$$q_{m\acute{i}n} = \frac{Q}{BL} - \frac{6M}{B^2L}$$

Donde:

- Q: Carga vertical total t/m²
- B: Ancho de la Cimentación m
- L: Largo de la cimentación m
- M: Momento sobre la cimentación t.m

En las siguientes tablas se muestra el resumen de los esfuerzos máximos y mínimos que presenta la estructura, en la interacción cimentación – suelo, se observa que los esfuerzos máximos son menores a la capacidad de carga admisible del suelo y no presenta tensiones, por lo que se concluye que el suelo es resistente a las fuerzas actuantes.

Geometría		
B	L	A
M	m	m ²
22.66	33.50	759.00

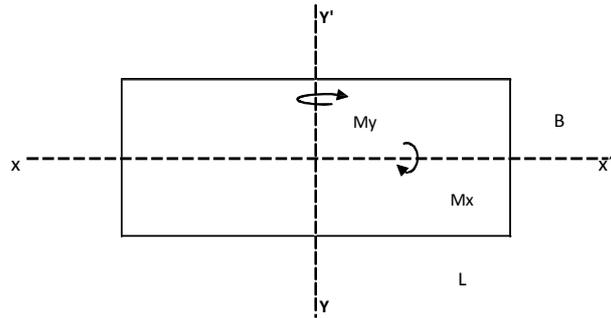
Esfuerzos X		Esfuerzos Y	
σ _{máx}	σ _{mín}	σ _{máx}	σ _{mín}
t/m ²	t/m ²	t/m ²	t/m ²
5.82	5.82	5.82	5.82

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{P}{B \times L} + \frac{6M}{B^2 \times L}$$

$$\sigma_{m\acute{i}n} = \frac{P}{B \times L} - \frac{6M}{B^2 \times L}$$

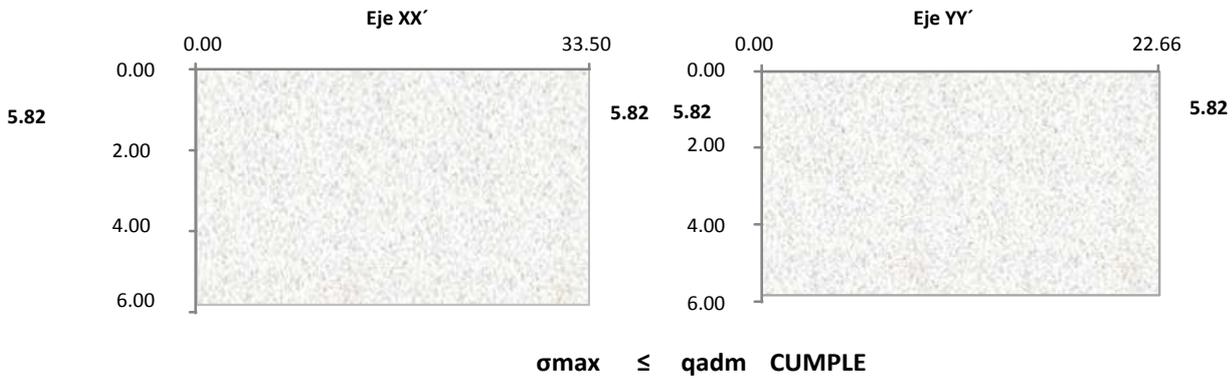
CAPÍTULO 3. CÁLCULO Y REVISIÓN DE LA CIMENTACIÓN

Cargas		
P	4415.07	ton
Mx	0.00	ton.m
My	0.00	ton.m
$e_x = M_y/P_u$	0.00	m
$e_y = M_x/P_u$	0.00	m



Si $e > B/6$ Existe tensión

En x **En y**
 No hay tensión No hay tensión



Se puede observar que los esfuerzos máximos provocados por la interacción cimiento - suelo son menores a la capacidad de carga admisible del suelo, y los esfuerzos mínimos no generan tensiones en la estructura, por lo que se concluye que la cimentación es aceptable.

En el caso de combinaciones de cargas (en particular las que incluyen solicitaciones sísmicas) que den lugar a resultantes excéntricas actuando a una distancia "e" del eje longitudinal del cimiento, el ancho efectivo del mismo deberá considerarse igual a:

Esfuerzos X		Esfuerzos Y	
σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}
t/m ²	t/m ²	t/m ²	t/m ²
5.82	5.82	5.82	5.82

$$B' = B - 2e$$

CAPÍTULO 3. CÁLCULO Y REVISIÓN DE LA CIMENTACIÓN

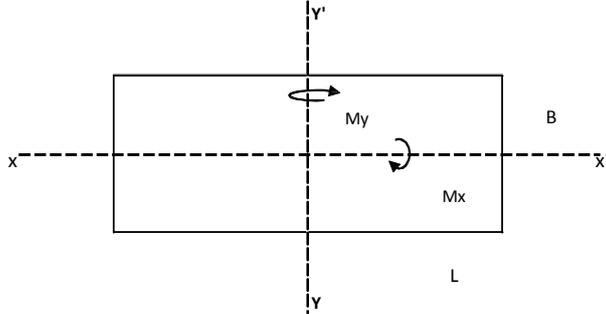
Geometría		
B	L	A
M	m	m ²
22.66	33.50	759.00

Esfuerzos X		Esfuerzos Y	
$\sigma_{\text{máx}}$	$\sigma_{\text{mín}}$	$\sigma_{\text{máx}}$	$\sigma_{\text{mín}}$
t/m ²	t/m ²	t/m ²	t/m ²
4.17	4.17	4.17	4.17

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{P}{B \times L} + \frac{6M}{B^2 \times L}$$

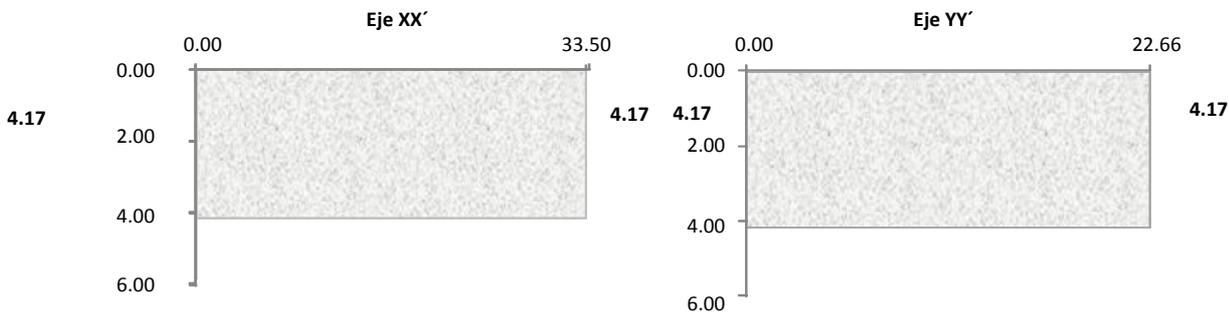
$$\sigma_{\text{mín}} = \frac{P}{B \times L} - \frac{6M}{B^2 \times L}$$

Cargas		
P	3165.55	ton
Mx	0.00	ton.m
My	0.00	ton.m
ex = My/Pu	0.00	m
ey = Mx/Pu	0.00	m



Si $e > B/6$ Existe tensión

En x **En y**
 No hay tensión No hay tensión



$\sigma_{\text{max}} \leq q_{\text{adm}}$ CUMPLE

Se puede observar que los esfuerzos máximos provocados por la interacción cimiento - suelo son menores a la capacidad de carga admisible del suelo, y los esfuerzos mínimos no generan tensiones en la estructura, por lo que se concluye que la cimentación es aceptable.

En el caso de combinaciones de cargas (en particular las que incluyen solicitaciones sísmicas) que den lugar a resultantes excéntricas actuando a una distancia "e" del eje longitudinal del cimiento, el ancho efectivo del mismo deberá considerarse igual a:

Esfuerzos X		Esfuerzos Y	
σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}
t/m ²	t/m ²	t/m ²	t/m ²
4.17	4.17	4.17	4.17

$$B' = B - 2e$$

CAPÍTULO 3. CÁLCULO Y REVISIÓN DE LA CIMENTACIÓN

3.2.6 Estado Limite de Servicio

Este análisis de la carga neta (σ_{neta}) o presión de contacto (q_0) en t/m^2 para la cimentación analizada.

La nomenclatura de la tabla 3.1 es la siguiente:

γ suelo, cajón de cimentación, mejoramiento; peso específico del suelo, cajón o mejoramiento (t/m^3)

W suelo, cajón, mejoramiento; peso del suelo, cajón o mejoramiento (ton)

Área; área de contacto (m^2)

PRESION NETA EN CONDICION MEDIA

CM= 290.37 ton

CVm 639.84 ton

Compensación desuelo para las combinaciones de carga más crítica	γ_{suelo} t/m^3	γ_{cajon} t/m^3	γ_{mej} t/m^3	W_{suelo} ton	W_{cajon} ton	$W_{mej.}$ ton	W_e ton	$W_{total} = (W_{cajon} + W_e + W_{mej})$ ton	Area m^2	q_{neta} t/m^2
$q_{neta} = q_0 = (W_{total} - W_{suelo}) / \text{Área}$	1.70	2.40	1.80	0.00	1897.50	0.00	930.21	2827.71	759.00	3.73

Tabla 3.1 Análisis del peso compensado del cajón de cimentación

Una vez analizada la compensación para las distintas combinaciones, se concluye que la carga neta calculada será la que se transmitirá al suelo, y con ella se llevarán a cabo los cálculos de distribución de esfuerzos, asentamientos a corto plazo.

3.2.6.1 Distribución de esfuerzos

El análisis de distribución de esfuerzos se realizó por medio de la teoría de Boussinesq, para una carga distribuida en una cimentación superficial rectangular de área $B \times L$, a una profundidad Z , mediante la siguiente ecuación:

$$q_i = q_0 \frac{1}{4\pi} \left[\frac{2MN\sqrt{V}V + 1}{V + V_1} \frac{V + 1}{V} + \tan^{-1} \left(\frac{2MN\sqrt{V}}{V - V_1} \right) \right]$$

Donde:

$$M = \frac{B}{Z} \quad N = \frac{L}{Z}$$

$$V = M^2 + N^2 + 1$$

$$V_1 = (MN^2)$$

Cuando: $V_1 > V$ el termino \tan^{-1} es negativo y es necesario agregar π

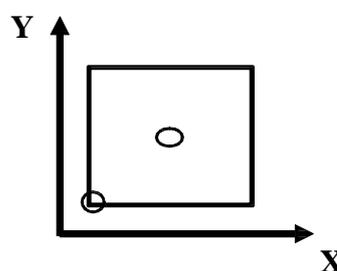
CAPÍTULO 3. CÁLCULO Y REVISIÓN DE LA CIMENTACIÓN

Donde:

- q_0 : presión de contacto t/m^2
- q_i : incremento de esfuerzo t/m^2
- B, L: Dimensiones del cajón
- M,N,V: relaciones en función de dimensiones y profundidad
- Z: Profundidad m

Una vez analizada la distribución de esfuerzos, se obtuvieron los resultados que se muestran en las tablas 3.2 y 3.3 así como las figuras 3.1 y 3.2.

$q_0 =$	3.73 t/m^2
B= x=	22.66 m
L= y=	33.50 m



Z	q_0	x	y	M	N	V	V1	2MN	ν	V+V1	V-V1	q_0
M	t/m^2	m	m	m	m	m	m	m^2	m	m	M	t/m^2
0.85	3.726	11.33	16.75	13.33	19.71	566.94	68,974.2897	5.25E+02	23.81	69,541.233	-68,407.3	3.725
4.20	3.726	11.33	16.75	2.70	3.99	24.18	1.16E+02	2.15E+01	4.92	139.89	- 91.53	3.643
9.20	3.726	11.33	16.75	1.23	1.82	5.83	5.03E+00	4.48E+00	2.41	10.86	0.81	3.160

Tabla 3.2 Distribución de esfuerzos al centro

Z	q_0	x	Y	M	N	V	V1	2MN	ν	V+V1	V-V1	q_0
M	t/m^2	m	M	m	m	m	m	m2	m	m	m	t/m^2
0.85	3.726	22.66	33.50	26.655	39.412	2264.8	1E+06	2101	47.59	1105853	-1101323.9	0.931
4.20	3.726	22.66	33.50	5.394	7.9762	93.72	1851.3	86.054	9.6809	1945.06	-1757.618	0.929
9.20	3.726	22.66	33.50	2.463	3.6413	20.324	80.414	17.935	4.5082	100.738	-60.090	0.905

Tabla 3.3 Distribución de esfuerzos en la esquina

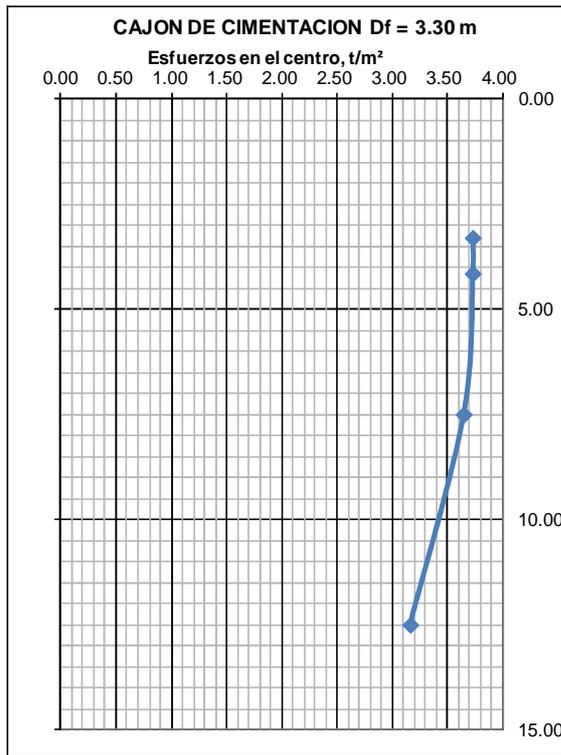


FIGURA 3.1 GRAFICA DE LA DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS AL CENTRO

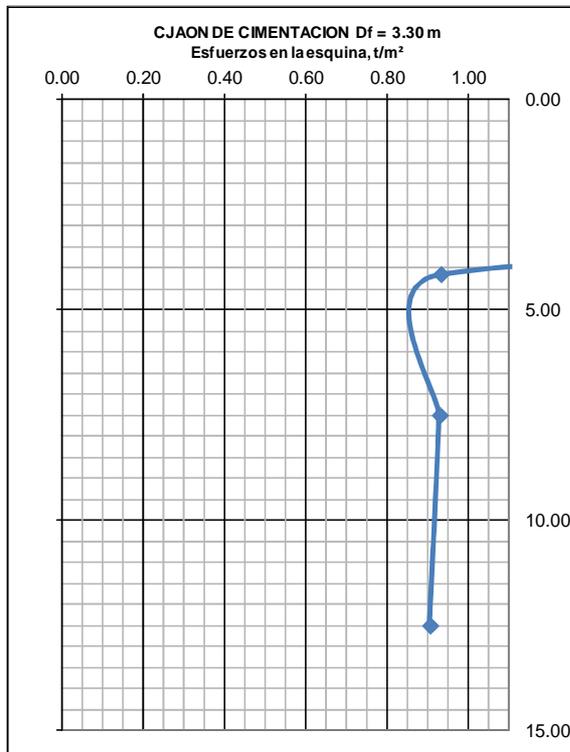


FIGURA 3.2 GRAFICA DE LA DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN LA ESQUINA

3.2.6.2. Asentamientos a corto plazo

El análisis de los asentamientos a corto plazo se realizó por medio de la teoría de Timoshenko y Goodier, con los factores de influencia de Steinbrenner, la cual se basa en la teoría de elasticidad y toma en cuenta la geometría de la cimentación y las propiedades elásticas del suelo de apoyo.

$$\Delta H = q_0 B \frac{1 - \nu^2}{E_s} m I_S I_F$$

$$I_S = \left(I_1 + \frac{1 - 2\mu}{1 - \mu} I_2 \right)$$

Factores de influencia de Steinbrenner:

$$I_1 = \frac{1}{\pi} \left(M L_n \frac{(1 + \sqrt{M^2 + 1})\sqrt{M^2 + N^2}}{M(1 + \sqrt{M^2 + N^2 + 1})} + \ln \frac{(M + \sqrt{M^2 + 1})\sqrt{1 + N^2}}{M + \sqrt{M^2 + N^2 + 1}} \right)$$

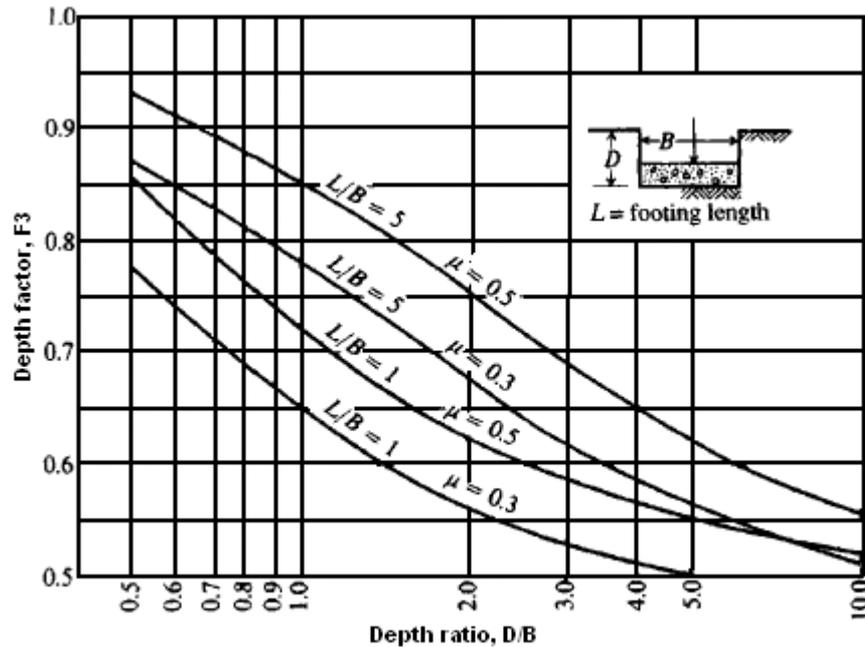
$$I_2 = \frac{N}{2\pi} \tan^{-1} \left(\frac{M}{N\sqrt{M^2 + N^2 + 1}} \right) \quad \tan^{-1} \text{ en radianes}$$

Donde:

M= L/B, N=H/B (para la esquina); M= (L/2)/(B/2), N=H/(B/2) (para el centro)

ΔH :	Asentamiento m
q_0 :	Presión de contacto t/m ²
B:	Ancho de la losa m
L:	Longitud de la losa
ν :	Módulo de poisson
Es:	Módulo elástico t/m ²
I_1 :	Factor de influencia que depende de L, B y H
I_2 :	Factor de influencia que depende de L, B y H
IF=F3:	Factor de corrección por profundidad de desplante
m:	Número de esquinas que contribuyen al asentamiento
H:	Espesor del estrato m

CAPÍTULO 3. CÁLCULO Y REVISIÓN DE LA CIMENTACIÓN



Factor de corrección por profundidad de desplante

Una vez aplicada la teoría de Steinbrenner, se obtuvieron las deformaciones en el centro y la esquina. Como se muestra en las tablas 3.4 y 3.5.

Profundidad (m)		H (m)	Prof. media (m)	SUCS	ν	E	M	N	F1	F2	IS	IF	q_i t/m ²	ΔH (cm)
de	a													
3.30	5.00	1.70	0.85	CH	0.30	800	1.48	0.15	0.004	0.033	0.023	0.680	3.725	0.3037
5.00	10.00	5.00	7.50	SP-CH	0.30	1000	1.48	0.44	0.034	0.075	0.077	0.680	3.643	0.7877
10.00	15.00	5.00	12.50	SP-CH	0.35	1500	1.48	0.44	0.034	0.075	0.069	0.680	3.160	0.3923
														1.484

Tabla 3.4 Determinación de las deformaciones al centro de la losa

Profundidad (m)		H (m)	Prof. media (m)	SUCS	ν	E	M	N	F1	F2	IS	IF	q_i t/m ²	ΔH (cm)
de	a													
3.30	5.00	1.70	0.85	CH	0.30	800	1.48	0.08	0.001	0.018	0.011	0.680	0.931	0.018
5.00	10.00	5.00	7.50	SP-CH	0.30	1000	1.48	0.22	0.009	0.046	0.035	0.680	0.929	0.046
10.00	15.00	5.00	12.50	SP-CH	0.35	1500	1.48	0.22	0.009	0.046	0.030	0.680	0.905	0.025
														0.089

Tabla 3.5 Determinación de las deformaciones en la esquina de la losa

CAPÍTULO 3. CÁLCULO Y REVISIÓN DE LA CIMENTACIÓN

A partir de estos resultados, se concluye la cimentación analizada, no presenta deformaciones inmediatas que resulten excesivas para la seguridad y buen funcionamiento.

Los asentamientos totales provocados en el centro y esquina de cada estructura, se puede observar que no sobrepasan el límite estipulado por las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones (15 cm)

3.2.6.3. Módulo de reacción vertical

El módulo de reacción vertical es un análisis de suelo-estructura el cual reemplaza una masa de suelo por resortes elásticos equivalentes, con una constante k por unidad de área.

Dicho parámetro se calcula tomando el cociente de la sobrecarga aplicada al terreno con respecto a la deformación que esa sobrecarga produce, con la siguiente expresión:

$$k_v = \frac{q}{y}$$

Donde:

Kv: Módulo de reacción vertical, en t/m³

q: Sobrecarga aplicada al terreno, en t/m²

y: deformación producida por la sobrecarga aplicada al terreno, m

Por lo que para el análisis estructural de la cimentación, podrá considerarse Kv = 251.35 ton/m³.

q ₀	Presión de contacto	3.73	t/m ²
y	Asentamiento	0.0148	m
Kv	Módulo de reacción vertical	251.35	t/m ³

3.2.7 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 del cajón de cimentación 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:

- 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.
- La acción de una sobrecarga uniformemente repartida, 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, se supuso una sobrecarga de 1.50 ton/m^2 actuando contigua al muro perimetral del cajón.
- 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 para estructuras del Grupo A, de 0.45 (Zona de Transición)

Una vez calculados los valores de los tres efectos, se superpusieron obteniéndose la envolvente de empujes horizontales totales que deberán ser considerados en el diseño o revisión de los muros perimetrales del cajón de cimentación. En la figura 3.3 se muestran los valores obtenidos en forma gráfica, los que deberán ser considerados en el diseño o revisión de los muros perimetrales.

EMPUJE SOBRE MUROS RIGIDOS PERIMETRALES DEL CAJON DE CIMENTACION

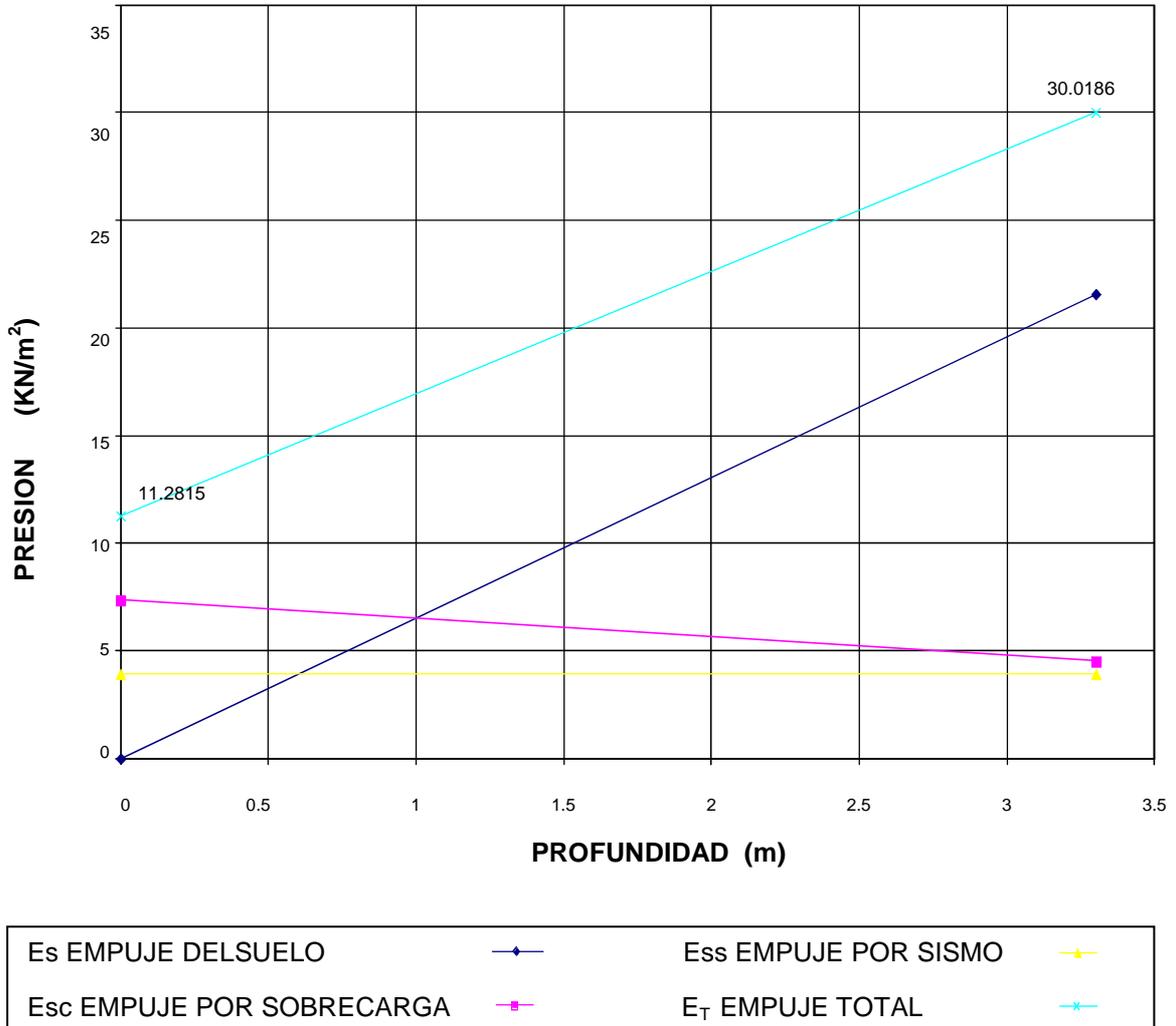


FIGURA 3.3 GRAFICA DE EMPUJES

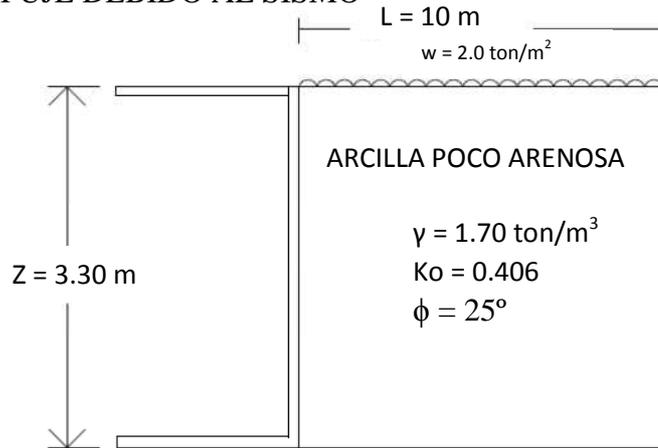
Se tomó en cuenta los materiales existentes entre la superficie y la profundidad de desplante, constituidos por una Arcilla poco arenosa, con peso volumétrico de $\gamma = 1.70 \text{ ton/m}^3$ y ángulo de fricción interna de $\phi = 25^\circ$, se utilizó la fórmula que aparece en la publicación 405 del Instituto de Ingeniería de la UNAM “DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES” Que toma en cuenta las características estratigráficas y físicas de los materiales del subsuelo, así como las del proyecto, determinando los empujes a largo plazo sobre los muros perimetrales del cajón de cimentación 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:

CAPÍTULO 3. CÁLCULO Y REVISIÓN DE LA CIMENTACIÓN

$$E_T = E_S + E_{SC} + E_{SS}$$

Donde:

- E_T = EMPUJE TOTAL
- E_S = EMPUJE DEBIDO AL SUELO
- E_{SC} = EMPUJE DEBIDO A LA SOBRECARGA
- E_{SS} = EMPUJE DEBIDO AL SISMO



SIMBOLOGÍA	
γ = Peso Volumétrico	w = Sobrecarga
K_o = Coeficiente de presión de tierras	$\phi = 25^\circ$
L = Longitud	Z = Profundidad

$E_S = K_A P_V$ Empuje debido al suelo

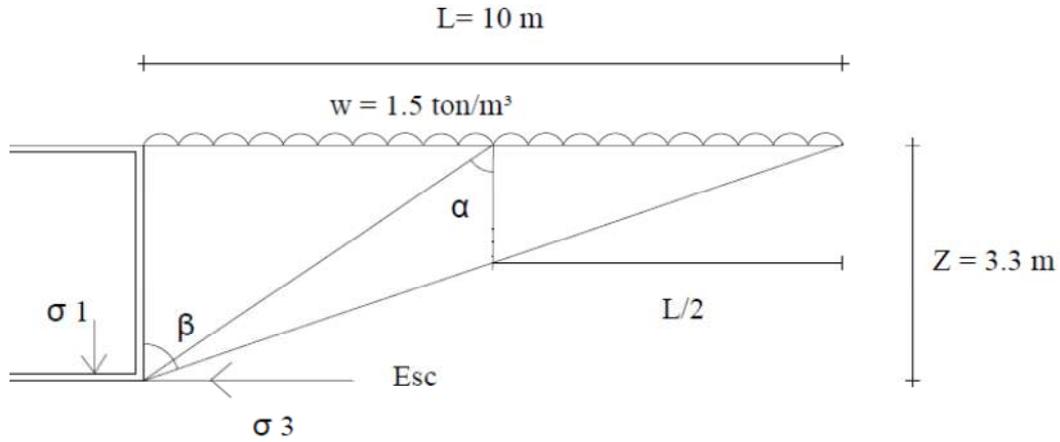
$$K_A = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \frac{1 - \sin 25^\circ}{1 + \sin 25^\circ} = 0.406$$

$$P_V = \gamma D_f = 1.70 * 3.3 = 5.61 \text{ ton/m}^2$$

$$E_{S_0} = 0.00 \text{ ton/m}^2$$

$$E_{S_{3.3}} = 0.406 * 5.61 \text{ ton/m}^2 = 2.28 \text{ ton/m}^2$$

E_{Sc} = Empuje debido a la sobrecarga



$$E_{Sc} = \sigma_1 \sin \alpha^2 + \sigma_3 \cos \alpha^2$$

$$\sigma_1 = \frac{W}{\pi} (\beta + \sin \beta) \quad \alpha = \beta/2$$

$$\sigma_3 = \frac{W}{\pi} (\beta - \sin \beta)$$

$$E_{Sc} = \frac{W}{\pi} [(\beta + \sin \beta) \sin \beta/2^2 + (\beta - \sin \beta) \cos \beta/2^2]$$

$$B = \tan^{-1} \frac{L}{2} \quad \frac{\beta * \pi}{180} = \text{RADIANES}$$

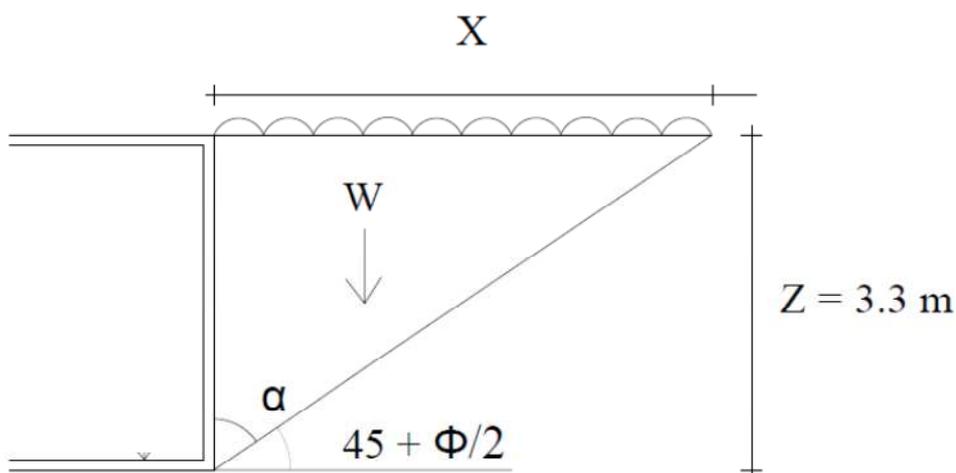
Para $L = 10 \text{ m}$ y $W = 1.50 \text{ ton/m}^2$

$Z = 0$	$\beta = 1.57 \text{ rad}$	$E_{sc \ 0} = 0.75 \text{ ton/m}^2$
$Z = 2.0$	$\beta = 1.25 \text{ rad}$	$E_{sc \ 3.30} = 0.46 \text{ ton/m}^2$

$E_{SS} = \text{Empuje debido al sismo}$

$$\gamma = 1.70 \text{ ton/m}^3$$

$$\phi = 25^\circ$$



$$C_s = 0.45 \text{ Tipo A ; Zona II}$$

$$\alpha = 90^\circ - 45^\circ - \phi/2$$

$$\alpha = 90^\circ - 45^\circ - 25/2$$

$$\alpha = 32.5$$

$$x = H \tan \alpha$$

$$x = 3.3 \tan 32.5$$

$$x = 2.10 \text{ m}$$

$$A = \frac{XH}{2}$$

$$A = \frac{2.10 * 3.3}{2}$$

$$A = 3.47 \text{ m}^2$$

$$W = A * \gamma * 1$$

$$W = 3.47 * 1.70 * 1$$

$$W = 5.90 \text{ ton}$$

$$E = W \frac{Cs}{Q} = 5.90 \frac{0.45}{2} = 1.33$$

$$E_{SS} = \frac{E}{H} = \frac{1.33}{3.30} = 0.40 \text{ ton/m}^2$$

$$E_{T0} = E_{S0} + E_{SC0} + E_{SS}$$

$$E_{T0} = 0.0 + 0.75 + 0.40$$

$$E_{T0} = 1.14 \text{ ton/m}^2$$

$$E_{T3.3} = E_{S3.3} + E_{SC3.3} + E_{SS}$$

$$E_{T3.3} = 2.20 + 0.46 + 0.40$$

$$E_{T3.3} = 3.06 \text{ ton/m}^2$$

3.3 Alternativa Mediante Cajón de Cimentación Desplantado a 2.00 m de Profundidad

Cajón de cimentación hueco y estanco, diseñado para aplicar una presión de contacto admisible para fines de diseño de 76.29 ton/m² (748.40 Kpa), desplantado a 2.00 m de profundidad con respecto al nivel actual de la superficie del terreno, apoyado a su vez sobre una plataforma de materiales controlados, con espesor de 1.30 m, rebasando la capa de arcilla expansiva localizada entre la superficie y 3.30 m de profundidad. La plataforma podrá estar constituida a base de:

- c) Suelo - cemento, en una proporción de 95 - 5%, en peso, colocada en capas de 0.20 m de espesor y compactada al 95% de su peso volumétrico seco máximo, determinada en prueba proctor.
- d) Por un relleno que será a base de un material inerte con calidad de base, mezcla de gravas con limo arenoso con un n peso volumétrico mínimo de 1.80 ton/m³, colocado en capas de 0.20 m en estado suelto y compactadas al 100 ± 2% de su peso volumétrico seco máximo, colocado entre 0.80 y 1.50 m de profundidad. Las características de los materiales de relleno controlado, son los especificados por la SCT en sus Normas de Calidad de los Materiales para bases N-CMT-4-02-002/04 que especifica lo siguiente:

De granulometría:

Malla		Porcentaje que pasa
Abertura mm	Designación	
37,5	1½"	100
25	1"	70 - 100
19	¾"	60 - 100
9,5	⅜"	40 - 100
4,75	N°4	30 - 80
2	N°10	21 - 60
0,85	N°20	13 - 44
0,425	N°40	8 - 31
0,25	N°60	5 - 23
0,15	N°100	3 - 17
0,075	N°200	0 - 10

CMT. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

N-CMT-4-02-002/04

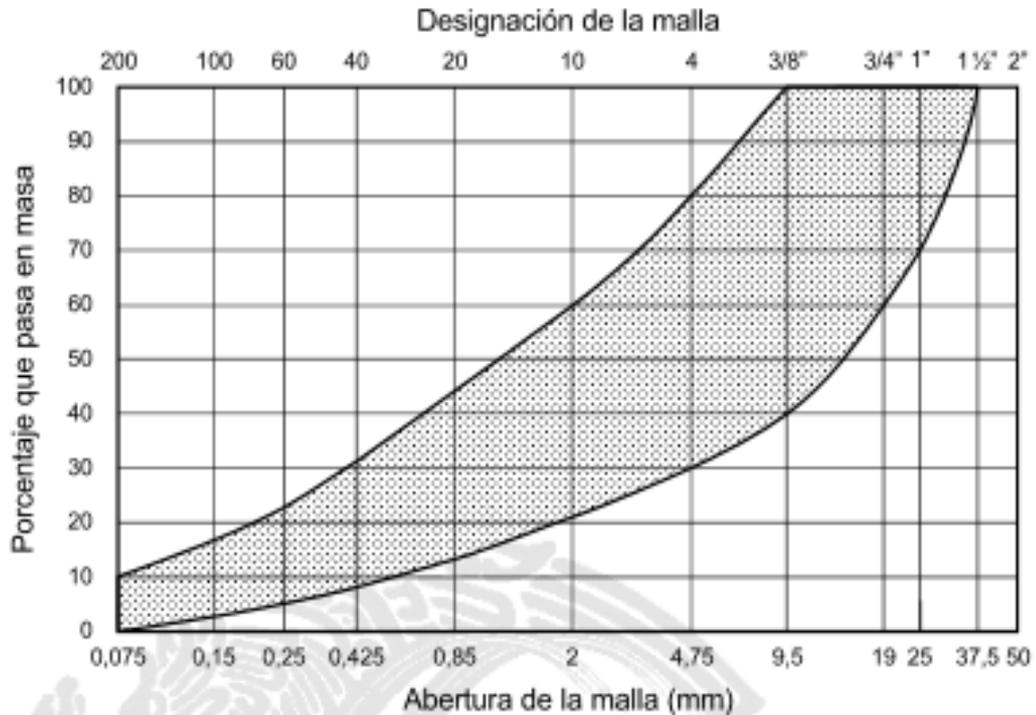


FIGURA 1.- Zona granulométrica recomendable de los materiales para bases de pavimentos con carpetas de concreto hidráulico

TABLA 2.- Requisitos de calidad de los materiales para bases de pavimentos con carpetas de concreto hidráulico

Característica	Valor %
Límite líquido ^[1] , máximo	25
Índice plástico ^[1] , máximo	6
Equivalente de arena, mínimo ^[1]	40
Valor Soporte de California (CBR), mínimo ^[1, 2]	80
Desgaste Los Ángeles, máximo ^[1]	35
Partículas alargadas y lajeadas, máximo	40
Grado de compactación ^[1, 3] , mínimo	100

[1] Determinado mediante el procedimientos de prueba que corresponda, de los Manuales que se señalan en la Cláusula C. de esta Norma.

[2] Con el grado de compactación indicado en esta Tabla.

[3] Respecto a la masa volumétrica seca máxima obtenida mediante la prueba AASHTO Modificada, salvo que el proyecto o la Secretaría indiquen otra cosa.

3.3.1 Acciones

Las acciones consideradas en los análisis de la cimentación fueron las siguientes:

- a) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad máxima, que incluyendo el peso de la cimentación, tendrá un valor de 8.58 ton/m² (84.17 Kpa). Estas cargas se afectaron por un factor de carga de 1.5 y se consideraron en el análisis límite de falla en condiciones estática.
- b) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad instantánea, que incluyendo el peso de la cimentación, tendrá un valor de 4.83 ton/m² (47.38 Kpa). Las cargas se afectaron por un factor de carga de 1.1 y se utilizaron en el análisis límite de falla en condiciones dinámicas.
- c) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad media, que incluyendo el peso de la cimentación, tendrá un valor de 4.34 ton/m² (42.57 Kpa). Las cargas se afectaron por un factor de carga de 1.0 y se emplearon en el análisis del estado límite de servicio.

1.- Ampliaciones

Planta Baja= PB		Planta Alta = PA	
Hemodiálisis	405 m ²	Enseñanza	416 m²
Enseñanza	354 m ²		
	759 m²		

2.- Peso de la Estructura We

$$W_e = (CM + CV)A_T$$

- Condición de carga máxima = $W_{e_{MÁX}}$

$$W_{e_{MÁX}} = 1,045.88 \text{ ton}$$

- Condición de carga instantánea = $W_{e_{INST}}$

$$W_{e_{INST}} = 980.27 \text{ ton}$$

- Condiciones de Carga Media = $W_{e_{MED}}$

$$W_{e_{MED}} = 930.21 \text{ ton}$$

3.- Factores de Carga FC y de Resistencia FR

FC Condición Máxima = 1.50

FC Condición Instantánea = 1.10

FC Condición Media = 1.00

FR = 0.70

4.- Presión Neta PN

$$PN = \frac{\Sigma Q F_C}{A}$$

$$\Sigma Q = [(CM + CV)A_T + W_{Cajón} + W_{Relleno}] F_C$$

$$W_{Cajón} = (2.00 \text{ ton/m}^2) \quad A_T = L * B = 759 \text{ m}^2$$

$$L = 33.5 \text{ m} \quad B = \frac{A_T}{L} = \frac{759}{33.5} = 22.6 \text{ m}$$

$$W_{Cajón} = (2.00 \text{ ton/m}^2)(759 \text{ m}^2) = 1518 \text{ ton}$$

$$W_{Relleno} = \gamma_{Relleno} * A_T * H_{Relleno}$$

$$W_{Relleno} = 1.80 \text{ ton/m}^3 * 759 \text{ m}^2 * 1.30 \text{ m}$$

$$W_{Relleno} = 1776.06 \text{ ton}$$

$$PN_{MÁX} = \frac{(1045.88 \text{ ton} + 1518 + 1776.06) 1.5}{759 \text{ m}^2}$$

$$PN_{MÁX} = 8.58 \text{ ton/m}^2$$

$$PN_{INST} = \frac{(980.27 + 1518 + 1776.06) 1.1}{759 \text{ m}^2}$$

$$PN_{INST} = 6.19 \text{ ton/m}^2$$

$$PN_{MED} = \frac{(930.21 + 1518 + 1776.06) 1.0}{759 \text{ m}^2}$$

$$PN_{MED} = 5.57 \text{ ton/m}^2$$

3.3.2 Estado Límite de Falla en Condiciones Estáticas

La revisión de la estabilidad de las cimentaciones ante el estado límite de falla en condiciones estáticas, se hizo considerando la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad máxima, más el peso de la cimentación afectada por un factor de carga de 1.5, mediante el cumplimiento de la siguiente desigualdad:

$$\Sigma Q F_C < R F_R$$

Donde:

ΣQ : Suma de las acciones verticales debidas a la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad máxima, más el peso de la cimentación en ton.

F_C : Factor de carga, adimensional e igual a 1.5, para estructuras del Grupo A.

R : Capacidad de carga de los materiales de apoyo de la cimentación, que es función del tipo de cimentación empleada.

F_R : Factor de resistencia, adimensional e igual a 0.7

Para el cajón de cimentación desplantado a 2.00 m, considerando un ángulo de fricción interna de 28° y un peso volumétrico de 1.60 ton/m³, obtenidos de correlacionar estos con sus propiedades índice de los materiales de apoyo y en pruebas de compresión axial no confinada, se obtuvo una capacidad de carga admisible para fines de diseño de 76.29 ton/m² (748.40 Kpa), ya afectada por su factor de resistencia.

Considerando la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad máxima, la desigualdad se satisface con los siguientes valores:

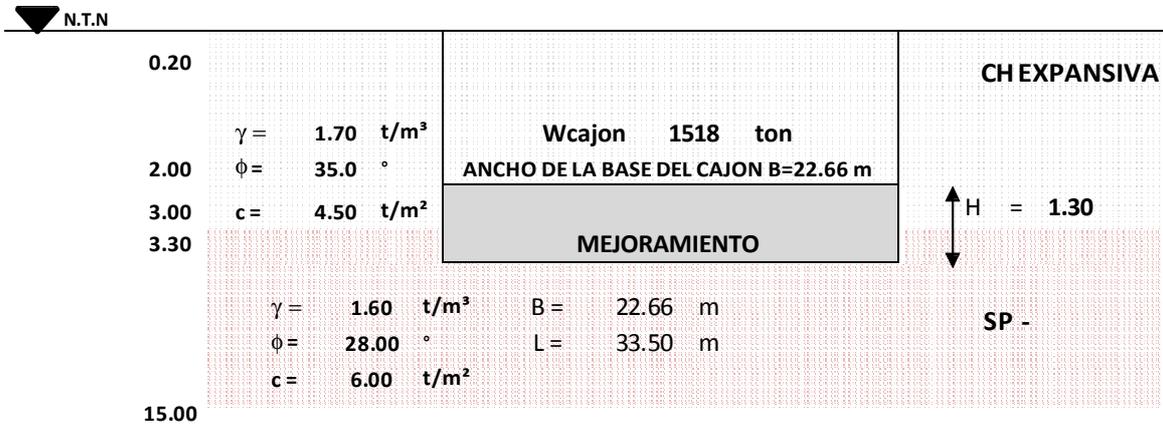
$$\Sigma Q f_c = 8.58 \text{ ton/m}^2 (84.17 \text{ Kpa}) < R F_R = 76.29 \text{ ton/m}^2 (748.40 \text{ Kpa})$$

Por lo tanto la cimentación es estable ante el estado límite de falla en condiciones estáticas

CAPÍTULO 3. CÁLCULO Y REVISIÓN DE LA CIMENTACIÓN

3.3.3 Capacidad de Carga de la Cimentación

CAJÓN DE CIMENTACION DESPANTADO A 2.00 M



- 1) Si $H \geq 3.5 B$; $1.30 \geq 79.31$ **FALSO**
- 2) Si $3.5 B > H \geq 1.5 B$; $79.31 > 1.30 \geq 33.99$ **FALSO**
 $B + H = 1.30 M$
- 3) Si $H < 1.5 B$; $1.30 < 33.99$ **VERDADERO**
 $B[1+(2/3)(H/B)^2] = 22.71$
 $L[1+(2/3)(H/L)^2] = 33.53$

La capacidad de carga admisible de los materiales que subyacen a la cimentación se determinó considerando que los materiales afectados por la superficie potencial de falla son suelos friccionantes y aplicando el criterio señalado en la Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Cimentaciones, dado por la siguiente expresión:

$$\frac{\sum Q F_c}{A} < \left[P_v (N_q - 1) + \frac{\gamma B N_\gamma}{2} \right] F_R + P_v$$

Donde:

Cu:	Cohesión del suelo	6.00 t/ m ²
γ:	Peso volumétrico de los materiales del subsuelo abajo del nivel de desplante de la cimentación.	1.60 t/ m ³
φ:	Ángulo de fricción interna, grados sexagesimales φ	19.61º
	si Dr > 67%, entonces: α= 0.67+Dr - 0.75 Dr ² Dr = 0.67	
	si Dr < 67%, entonces: α= 1.00 α = 1.00	
Pv:	Presión total a la profundidad de desplante	3.40 ton/m ²
P'v:	Presion vertical efectiva a la profundidad de desplante	3.40 ton/m ²
Fr:	Factor de resistencia, adimensional	0.70
B:	Ancho de la cimentación	22.71 m
L:	Longitud de la cimentación	33.53 m
Df:	Profundidad de desplante del cimientto	2.00 m

CAPÍTULO 3. CÁLCULO Y REVISIÓN DE LA CIMENTACIÓN

Factores de carga

Nq:	Coeficiente de capacidad de carga, adimensional $N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2(45^\circ + \phi/2)$	7.64 adim
	si el cimientto es rectangular entonces Nq se multiplica por: $1+(B/L) \tan \phi$ si el cimientto es cuadrado o circular entonces Nq se multiplica por: $1+ \tan \phi$	
N _y :	Coeficiente de capacidad de carga, adimensional $N_y = 2(N_q + 1) \tan \phi$	4.49 adim
	si el cimientto es rectangular entonces Nq se multiplica por: $1- 0.4(B/L)$ si el cimientto es cuadrado o circular entonces Nq se multiplica por: 0.60	
Capacidad de carga admisible, ton/m²		
q_{adm}:	q_{adm} = [3.40 [6.64] + 81.55] 0.70 + 3.40 = 76.29	76.29 ton/ m²

We:	Peso de la estructura	ton
Wcajón:	Peso del cajón	1518.00 ton
Wmej:	Peso del mejoramiento	1776.08 ton
ΣQ:	Sumatoria de las acciones verticales en la combinación considerada en el Df. $\Sigma Q = We + Wcajon$	ton
Fc:	Factor de carga	adim
B':	Ancho efectivo $B' = B - 2e$	22.66 m
L':	Longitud efectiva $L' = L - 2e$	33.50 m

Combinación de cargas		Fc	We ton	Mx ton-m	My ton-m	Σ QFc ton	B' m	L' m	B m	L m	Σ QFc/A t/m ²	Σ QFc/A' t/m ²	
1er Comb.	1.5 (CM + CV)	1.50	1045.88	0.00	0.00	6509.94	----	-----	22.66	33.50	8.58	----	≤ 76.29 cumple
2da Comb.	1.1 (CM+CV+sismo)	1.10	980.27	0.00	0.00	4701.79	22.66	33.50	----	-----	-----	6.19	≤ 76.29 cumple

3.3.4 Estado Limite de Falla en Condiciones Dinámicas

La revisión de la estabilidad de las cimentaciones ante el estado límite de falla en condiciones dinámicas, se hizo considerando la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad instantáneas, más el peso de la cimentación afectada por un factor de carga de 1.1, mediante el cumplimiento de la siguiente desigualdad:

$$\Sigma Q F_C < R F_R$$

Donde:

ΣQ : Suma de las acciones verticales debidas a la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad instantáneas, más el peso de la cimentación en ton.

F_C : Factor de carga, adimensional e igual a 1.1

R : Capacidad de carga de los materiales de apoyo de la cimentación, que es función del tipo de cimentación empleada.

F_R : Factor de resistencia, adimensional e igual a 0.7

Considerando la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad instantánea, la desigualdad se satisface con los siguientes valores:

$$\Sigma Q f_c = 4.83 \text{ ton/m}^2 (47.38 \text{ Kpa}) < R F_R = 76.29 \text{ ton/m}^2 (748.40 \text{ Kpa})$$

Por lo tanto la cimentación es estable ante el estado límite de falla en condiciones dinámicas.

3.3.5 Esfuerzos Máximos y Mínimos

También se revisó que bajo condiciones dinámicas el incremento de esfuerzos aplicado por la losa de cimentación, producido por el momento de volteo debido al sismo, no rebase la capacidad de carga admisible por cortante de los materiales de apoyo de la cimentación, lo que asegura que las deformaciones del suelo bajo el esfuerzo resultante por sismo se mantenga dentro del rango elástico del comportamiento del material, no produciéndose por lo tanto deformaciones plásticas permanentes por efecto de los incrementos de esfuerzos aplicados al suelo por la cimentación durante el sismo.

En nuestro caso, las estructuras presentan momentos en ambos sentidos, por lo que se tiene que revisar la distribución de las presiones máximas y mínimas por la cimentación sobre el suelo, para lo cual se analizaron mediante la siguiente expresión:

$$q_{m\acute{a}x} = \frac{Q}{BL} + \frac{6M}{B^2L}$$

$$q_{m\acute{i}n} = \frac{Q}{BL} - \frac{6M}{B^2L}$$

Donde:

- Q: Carga vertical total t/m²
- B: Ancho de la Cimentación m
- L: Largo de la cimentación m
- M: Momento sobre la cimentación t.m

En las siguientes tablas se muestra el resumen de los esfuerzos máximos y mínimos que presenta la estructura, en la interacción cimentación – suelo, se observa que los esfuerzos máximos son menores a la capacidad de carga admisible del suelo y no presenta tensiones, por lo que se concluye que el suelo es resistente a las fuerzas actuantes.

Geometría		
B	L	A
M	m	m ²
22.66	33.50	759.01

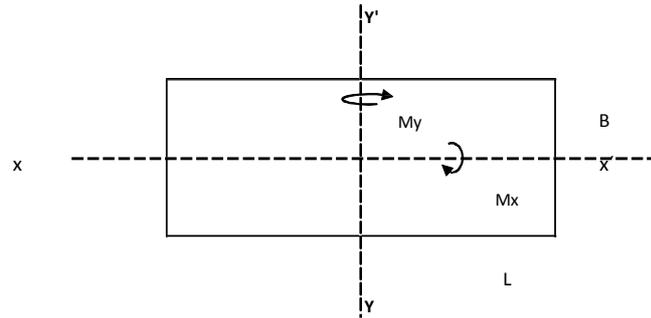
Esfuerzos X		Esfuerzos Y	
σ _{máx}	σ _{mín}	σ _{máx}	σ _{mín}
t/m ²	t/m2	t/m2	t/m2
8.58	8.58	8.58	8.58

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{P}{B \times L} + \frac{6M}{B^2 \times L}$$

$$\sigma_{m\acute{i}n} = \frac{P}{B \times L} - \frac{6M}{B^2 \times L}$$

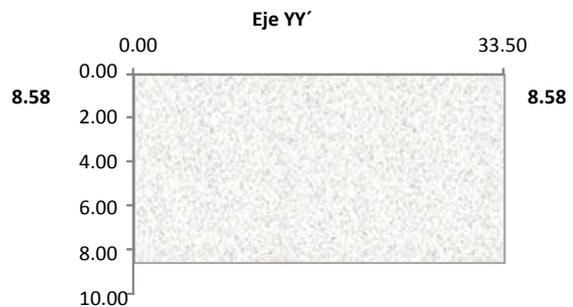
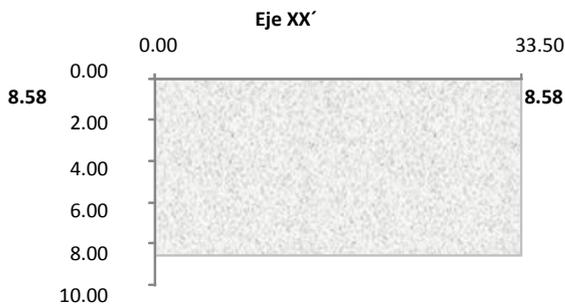
CAPÍTULO 3. CÁLCULO Y REVISIÓN DE LA CIMENTACIÓN

Cargas		
P	6509.94	ton
Mx	0.00	ton.m
My	0.00	ton.m
$e_x = M_y/P_u$	0.00	m
$e_y = M_x/P_u$	0.00	m



Si $e > B/6$ Existe tensión

En x **En y**
 No hay tensión No hay tensión



$\sigma_{max} \leq q_{adm}$ CUMPLE

Se puede observar que los esfuerzos máximos provocados por la interacción cimiento - suelo son menores a la capacidad de carga admisible del suelo, y los esfuerzos mínimos no generan tensiones en la estructura, por lo que se concluye que la cimentación es aceptable.

En el caso de combinaciones de cargas (en particular las que incluyen solicitaciones sísmicas) que den lugar a resultantes excéntricas actuando a una distancia "e" del eje longitudinal del cimiento, el ancho efectivo del mismo deberá considerarse igual a:

Esfuerzos X		Esfuerzos Y	
σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}
t/m ²	t/m ²	t/m ²	t/m ²
8.58	8.58	8.58	8.58

$B' = B - 2e$

CAPÍTULO 3. CÁLCULO Y REVISIÓN DE LA CIMENTACIÓN

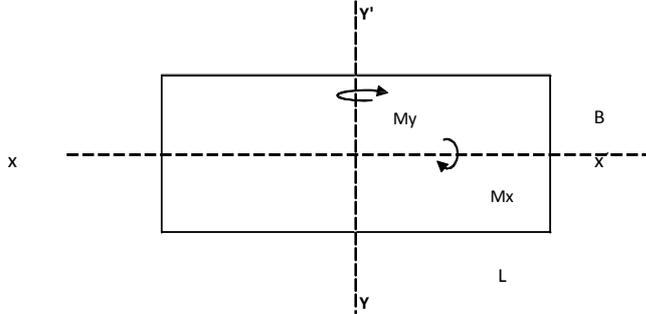
Geometría		
B	L	A
M	m	m ²
22.66	33.50	759.01

Esfuerzos X		Esfuerzos Y	
$\sigma_{\text{máx}}$	$\sigma_{\text{mín}}$	$\sigma_{\text{máx}}$	$\sigma_{\text{mín}}$
t/m ²	t/m ²	t/m ²	t/m ²
6.19	6.19	6.19	6.19

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{P}{B \times L} + \frac{6M}{B^2 \times L}$$

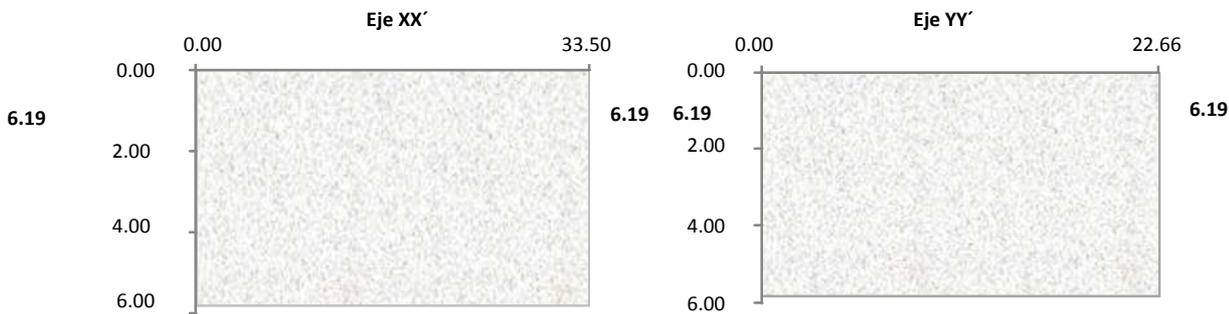
$$\sigma_{\text{mín}} = \frac{P}{B \times L} - \frac{6M}{B^2 \times L}$$

Cargas		
P	4701.79	ton
Mx	0.00	ton.m
My	0.00	ton.m
ex = My/Pu	0.00	m
ey = Mx/Pu	0.00	m



Si $e > B/6$ Existe tensión

En x **En y**
 No hay tensión No hay tensión



$\sigma_{\text{max}} \leq q_{\text{adm}}$ CUMPLE

Se puede observar que los esfuerzos máximos provocados por la interacción cimiento - suelo son menores a la capacidad de carga admisible del suelo, y los esfuerzos mínimos no generan tensiones en la estructura, por lo que se concluye que la cimentación es aceptable.

En el caso de combinaciones de cargas (en particular las que incluyen solicitaciones sísmicas) que den lugar a resultantes excéntricas actuando a una distancia "e" del eje longitudinal del cimiento, el ancho efectivo del mismo deberá considerarse igual a:

Esfuerzos X		Esfuerzos Y	
σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}
t/m ²	t/m ²	t/m ²	t/m ²
6.19	6.19	6.19	6.19

$$B' = B - 2e$$

CAPÍTULO 3. CÁLCULO Y REVISIÓN DE LA CIMENTACIÓN

3.3.6 Estado Limite de Servicio

Este análisis de la carga neta (σ_{neta}) o presión de contacto (q_0) en t/m^2 para la cimentación analizada.

La nomenclatura de la tabla 1 es la siguiente:

γ suelo, cajón de cimentación, mejoramiento; peso específico del suelo, cajón o mejoramiento (t/m^3)
 W suelo, cajón, mejoramiento; peso del suelo, cajón o mejoramiento (ton)
 Área; área de contacto (m^2)

PRESION NETA EN CONDICION MEDIA

CM= 290.37 ton

CVm 639.84 ton

Compensación desuelo para las combinaciones de carga más crítica	γ_{suelo} t/m ³	γ_{cajon} t/m ³	γ_{mej} t/m ³	W _{suelo} ton	W _{cajon} ton	W _{mej.} ton	W _e ton	W _{total} = (W _{cajon} + W _e +W _{mej}) ton	Area m ²	σ_{neta} t/m ²
$\sigma_{neta}=q_0 = (W_{total}-W_{suelo})/Área$	1.70	2.40	1.80	0.00	1518.00	1776.08	930.21	4224.29	759.01	5.57

Tabla 3.6 Análisis del peso compensado del cajón de cimentación

Una vez analizada la compensación para las distintas combinaciones, se concluye que la carga neta calculada será la que se transmitirá al suelo, y con ella se llevarán a cabo los cálculos de distribución de esfuerzos, asentamientos a corto plazo.

3.3.6.1 Distribución de esfuerzos

El análisis de distribución de esfuerzos se realizó por medio de la teoría de Boussinesq, para una carga distribuida en una cimentación superficial rectangular de área BxL, a una profundidad Z, mediante la siguiente ecuación:

$$q_i = q_0 \frac{1}{4\pi} \left[\frac{2MN\sqrt{V}V + 1}{V + V_1} \frac{V + 1}{V} + \tan^{-1} \left(\frac{2MN\sqrt{V}}{V - V_1} \right) \right]$$

Donde:

$$M = \frac{B}{Z} \quad N = \frac{L}{Z}$$

$$V = M^2 + N^2 + 1$$

$$V_1 = (MN^2)$$

Cuando: $V_1 > V$ el termino \tan^{-1} es negativo y es necesario agregar π

CAPÍTULO 3. CÁLCULO Y REVISIÓN DE LA CIMENTACIÓN

Donde:

q_0 : presión de contacto t/m^2

q_i : incremento de esfuerzo t/m^2

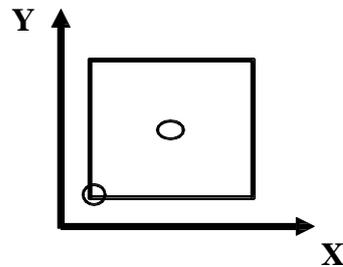
B, L: Dimensiones del cajón

M,N,V: relaciones en función de dimensiones y profundidad

Z: Profundidad m

Una vez analizada la distribución de esfuerzos, se obtuvieron los resultados que se muestran en las tablas 3.7 y 3.8 así como las figuras 3.4 y 3.5.

$q_0 =$	5.57 t/m^2
B= x=	22.66 m
L= y=	33.50 m



Z	q_0	x	y	M	N	V	V_1	2MN	$\sqrt{\quad}$	V+V1	V-V1	q_0
m	t/m^2	m	m	m	m	m	m	m^2	m	m	m	t/m^2
0.85	5.566	11.33	16.75	13.33	19.71	566.95	68,976.1163	5.25E+02	23.81	69,543.064	-68,409.2	5.564
4.20	5.566	11.33	16.75	2.70	3.99	24.18	1.16E+02	2.15E+01	4.92	139.89	-91.53	5.441
9.20	5.566	11.33	16.75	1.23	1.82	5.83	5.03E+00	4.48E+00	2.41	10.86	0.81	4.721

Tabla 3.7 Distribución de esfuerzos al centro

Z	q_0	x	y	M	N	V	V_1	2MN	$\sqrt{\quad}$	V+V1	V-V1	q_i
m	t/m^2	m	m	m	m	m	m	m^2	m	m	m	t/m^2
0.85	5.566	22.66	33.50	26.655	39.412	2264.8	1E+06	2101.1	47.59	1105883	-1101353.07	1.391
4.20	5.566	22.66	33.50	5.395	7.9762	93.721	1851.4	86.055	9.6809	1945.11	-1757.667	1.387
9.20	5.566	22.66	33.50	2.463	3.6413	20.324	80.416	17.935	4.5082	100.74	-60.092	1.352

Tabla 3.8 Distribución de esfuerzos en la esquina

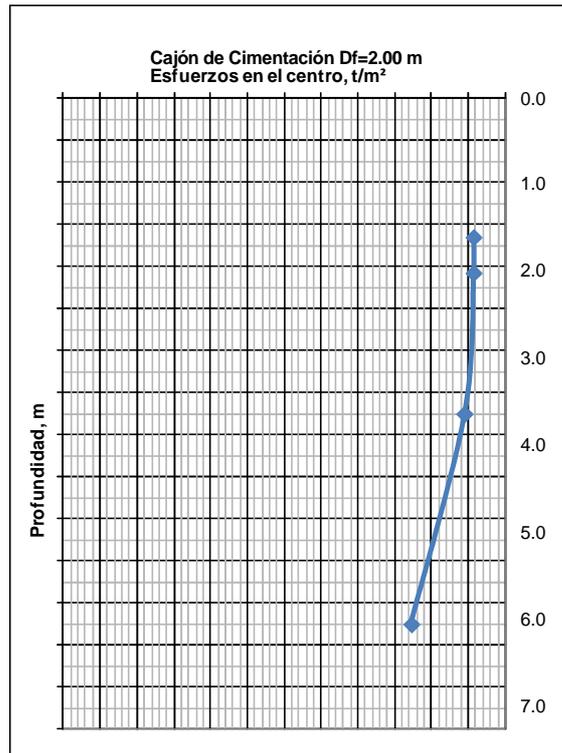


FIGURA 3.4 GRAFICA DE LA DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS AL CENTRO

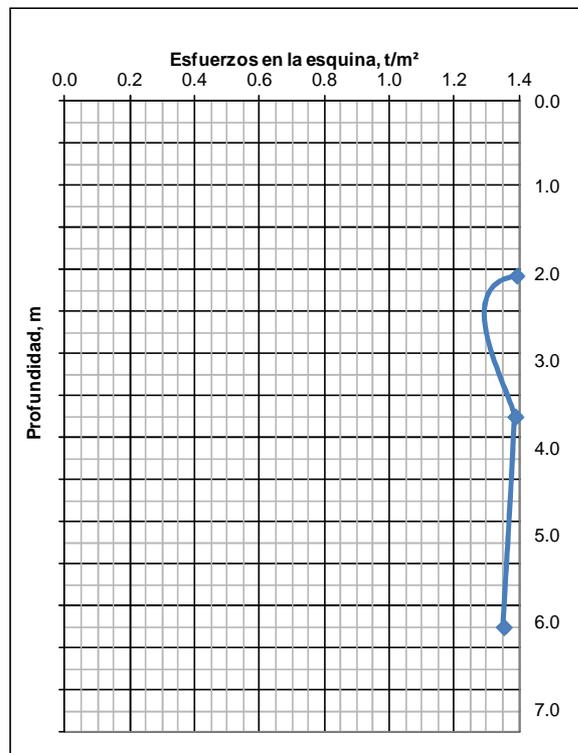


FIGURA 3.5 GRAFICA DE LA DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN LA ESQUINA

3.3.6.2. Asentamientos a corto plazo

El análisis de los asentamientos a corto plazo se realizó por medio de la teoría de Timoshenko y Goodier, con los factores de influencia de Steinbrenner, la cual se basa en la teoría de elasticidad y toma en cuenta la geometría de la cimentación y las propiedades elásticas del suelo de apoyo.

$$\Delta H = q_0 B \frac{1 - \nu^2}{E_S} m I_S I_F$$

$$I_S = \left(I_1 + \frac{1 - 2\mu}{1 - \mu} I_2 \right)$$

Factores de influencia de Steinbrenner:

$$I_1 = \frac{1}{\pi} \left(M L_n \frac{(1 + \sqrt{M^2 + 1})\sqrt{M^2 + N^2}}{M(1 + \sqrt{M^2 + N^2 + 1})} + \ln \frac{(M + \sqrt{M^2 + 1})\sqrt{1 + N^2}}{M + \sqrt{M^2 + N^2 + 1}} \right)$$

$$I_2 = \frac{N}{2\pi} \tan^{-1} \left(\frac{M}{N\sqrt{M^2 + N^2 + 1}} \right) \quad \tan^{-1} \text{ en radianes}$$

Donde:

M= L/B, N=H/B (para la esquina); M= (L/2)/(B/2), N=H/(B/2) (para el centro)

ΔH : Asentamiento m

q_0 : Presión de contacto t/m²

B: Ancho de la losa m

L: Longitud de la losa

ν : Módulo de poisson

Es: Módulo elástico t/m²

I_1 : Factor de influencia que depende de L, B y H

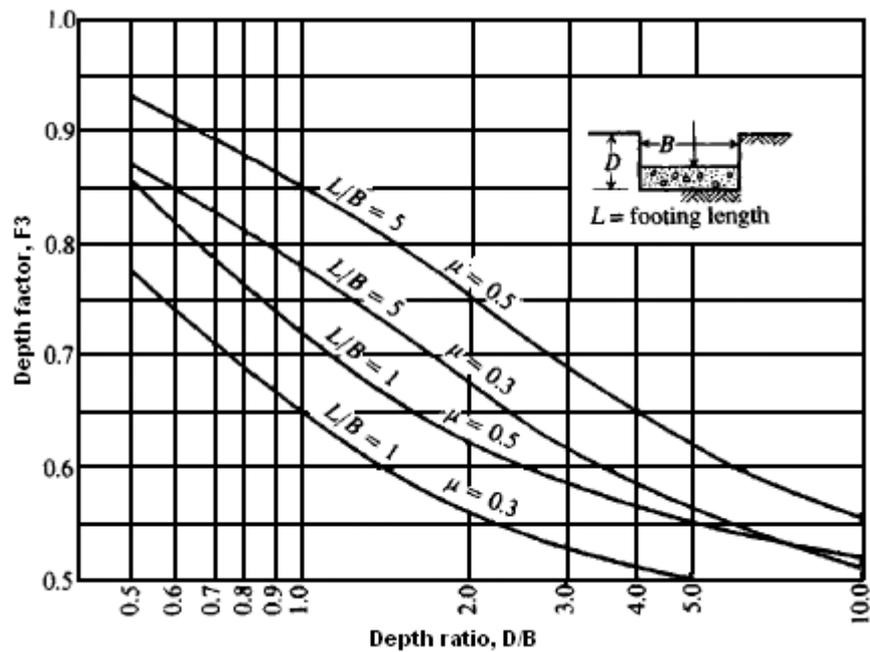
I_2 : Factor de influencia que depende de L, B y H

IF=F3: Factor de corrección por profundidad de desplante

m: Número de esquinas que contribuyen al asentamiento

H: Espesor del estrato m

CAPÍTULO 3. CÁLCULO Y REVISIÓN DE LA CIMENTACIÓN



Factor de corrección por profundidad de desplante

Una vez aplicada la teoría de Steinbrenner, se obtuvieron las deformaciones en el centro y la esquina. Como se muestra en las tablas 3.9 y 3.10.

Profundidad (m)		H (m)	Prof. media (m)	SUCS	ν	E	M	N	F1	F2	IS	IF	q_i t/m ²	ΔH (cm)
de	a													
3.30	5.00	1.70	0.85	CH	0.30	800	1.48	0.15	0.004	0.033	0.023	0.680	5.564	0.4537
5.00	10.00	5.00	7.50	SP-CH	0.30	1000	1.48	0.44	0.034	0.075	0.077	0.680	5.441	1.1767
10.00	15.00	5.00	12.50	SP-CH	0.35	1500	1.48	0.44	0.034	0.075	0.069	0.680	4.721	0.5861
														2.216

Tabla 3.9 Determinación de las deformaciones al centro de la losa

Profundidad (m)		H (m)	Prof. media (m)	SUCS	ν	E	M	N	F1	F2	IS	IF	q_i t/m ²	ΔH (cm)
de	a													
3.30	5.00	1.70	0.85	CH	0.30	800	1.48	0.15	0.004	0.033	0.023	0.680	1.391	0.027
5.00	10.00	5.00	7.50	SP-CH	0.30	1000	1.48	0.44	0.034	0.075	0.077	0.680	1.387	0.069
10.00	15.00	5.00	12.50	SP-CH	0.35	1500	1.48	0.44	0.034	0.075	0.069	0.680	1.352	0.037
														0.133

Tabla 3.10 Determinación de las deformaciones en la esquina de la losa

CAPÍTULO 3. CÁLCULO Y REVISIÓN DE LA CIMENTACIÓN

A partir de estos resultados, se concluye la cimentación analizada, no presenta deformaciones inmediatas que resulten excesivas para la seguridad y buen funcionamiento.

Los asentamientos totales provocados en el centro y esquina de cada estructura, se puede observar que no sobrepasan el límite estipulado por las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones (15 cm)

3.3.6.3. Módulo de reacción vertical

El módulo de reacción vertical es un análisis de suelo-estructura el cual reemplaza una masa de suelo por resortes elásticos equivalentes, con una constante k por unidad de área.

Dicho parámetro se calcula tomando el cociente de la sobrecarga aplicada al terreno con respecto a la deformación que esa sobrecarga produce, con la siguiente expresión:

$$k_v = \frac{q}{y}$$

Donde:

K_v : Módulo de reacción vertical, en t/m^3

q : Sobrecarga aplicada al terreno, en t/m^2

y : deformación producida por la sobrecarga aplicada al terreno, m

Por lo que para el análisis estructural de la cimentación, podrá considerarse $K_v = 251.01$ ton/m^3 .

q_0	Presión de contacto	3.73	t/m^2
y	Asentamiento	0.0148	m
K_v	Módulo de reacción vertical	251.35	t/m^3

3.3.7 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 del cajón de cimentación 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:

- 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.
- La acción de una sobrecarga uniformemente repartida, 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, se supuso una sobrecarga de 1.50 ton/m^2 actuando contigua al muro perimetral.
- 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 para estructuras del Grupo A, de 0.45 (Zona de Transición).

Una vez calculados los valores de los tres efectos, se superpusieron obteniéndose la envolvente de empujes horizontales totales que deberán ser considerados en el diseño o revisión de los muros perimetrales del cajón de cimentación. En la figura 3.6 se muestran los valores obtenidos en forma gráfica, los que deberán ser considerados en el diseño o revisión de los muros perimetrales.

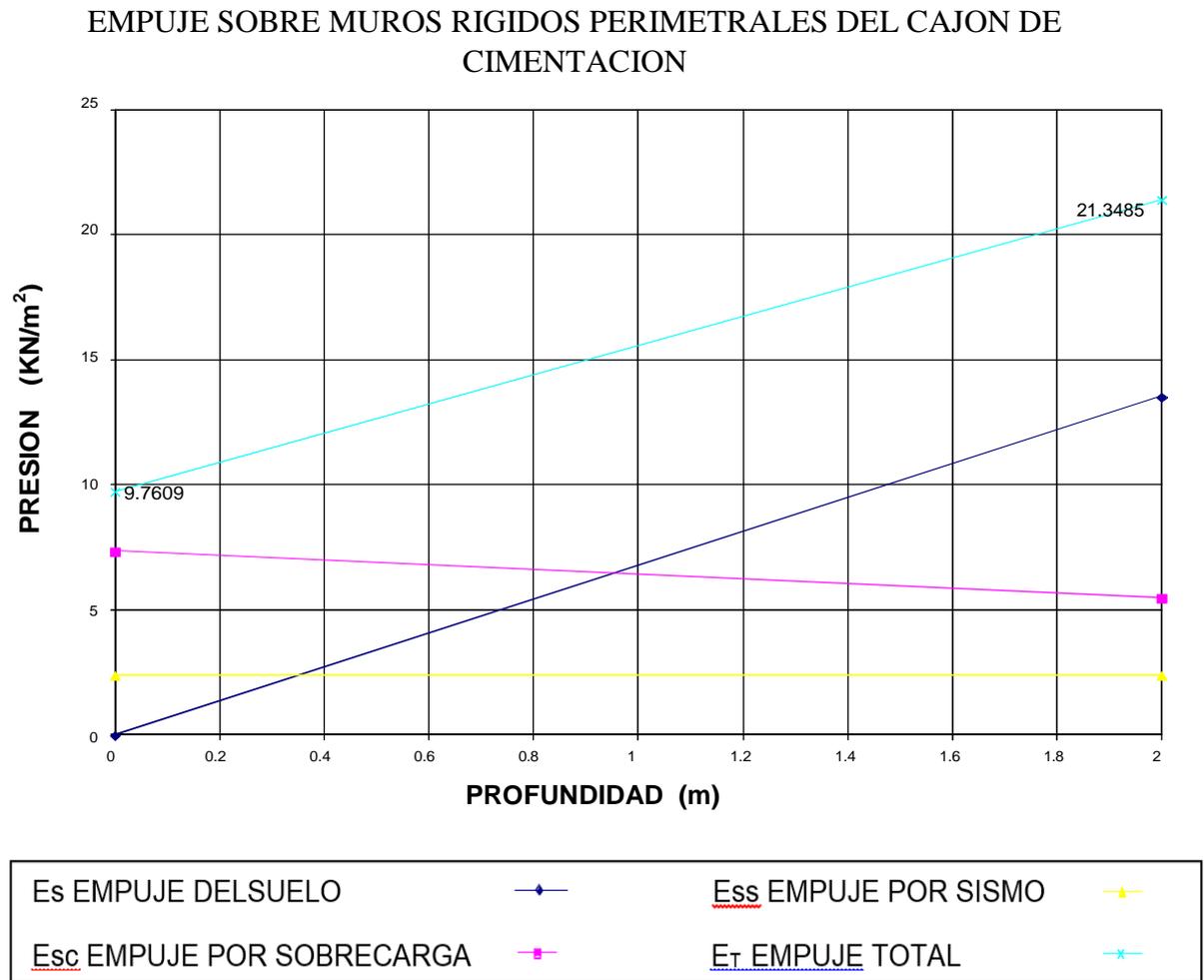


FIGURA 3.6 GRAFICA DE EMPUJES

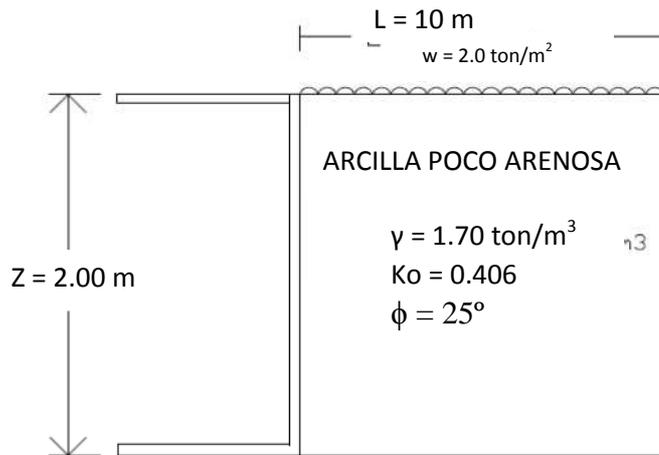
Se tomó en cuenta los materiales existentes entre la superficie y la profundidad de desplante, constituidos por una Arcilla poco arenosa, con peso volumétrico de $\gamma = 1.70 \text{ ton/m}^3$ y ángulo de fricción interna de $\phi = 25^\circ$, se utilizó la fórmula que aparece en la publicación 405 del Instituto de Ingeniería de la UNAM “DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES” Que toma en cuenta las características estratigráficas y físicas de los materiales del subsuelo, así como las del proyecto, determinando los empujes a largo plazo sobre los muros perimetrales del cajón de cimentación 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:

CAPÍTULO 3. CÁLCULO Y REVISIÓN DE LA CIMENTACIÓN

$$E_T = E_S + E_{SC} + E_{SS}$$

Donde:

- E_T = EMPUJE TOTAL
- E_S = EMPUJE DEBIDO AL SUELO
- E_{sc} = EMPUJE DEBIDO A LA SOBRECARGA
- E_{ss} = EMPUJE DEBIDO AL SISMO



SIMBOLOGÍA	
γ = Peso Volumétrico	w = Sobrecarga
K_o = Coeficiente de presión de tierras	$\phi = 25^\circ$
L = Longitud	Z = Profundidad

$E_S = K_A P_V$ Empuje debido al suelo

$$K_A = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \frac{1 - \sin 25^\circ}{1 + \sin 25^\circ} = 0.406$$

$$P_V = \gamma D_f = 1.70 * 2 = 3.4 \text{ ton/m}^2$$

$$E_{S_0} = 0.00 \text{ ton/m}^2$$

$$E_{S_{3.3}} = 0.406 * 3.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 1.38$$

$E_{SC} =$ Empuje debido a la sobrecarga

$$E_{SC} = \sigma_1 \sin \alpha^2 + \sigma_3 \cos \alpha^2$$

$$\sigma_1 = \frac{W}{\pi} (\beta + \sin \beta) \quad \alpha = \beta/2$$

$$\sigma_3 = \frac{W}{\pi} (\beta - \sin \beta)$$

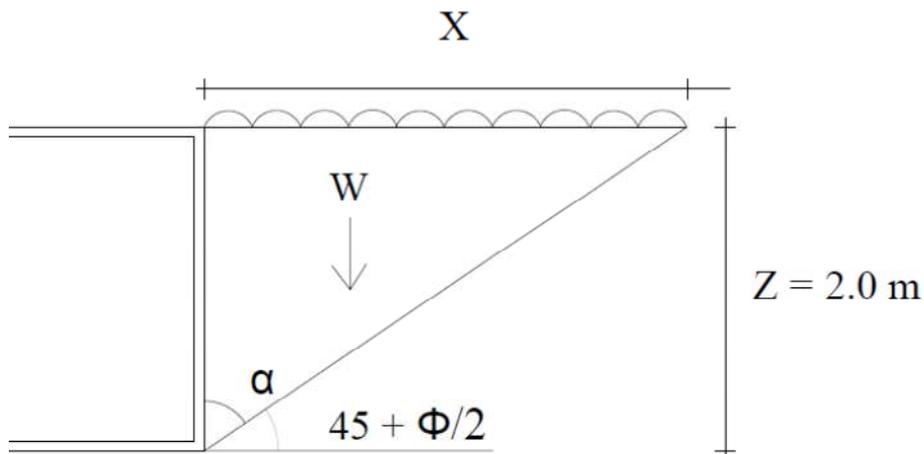
$$E_{sc} = \frac{W}{\pi} [(\beta + \sin \beta) \sin \beta/2^2 + (\beta - \sin \beta) \cos \beta/2^2]$$

$$B = \tan^{-1} \frac{L}{2} \quad \frac{\beta * \pi}{180} = \text{RADIANES}$$

Para $L = 10 \text{ m}$ y $W = 1.50 \text{ ton/m}^2$

$Z = 0$	$\beta = 1.57 \text{ rad}$	$E_{sc 0} = 0.75 \text{ ton/m}^2$
$Z = 2.0$	$\beta = 1.37 \text{ rad}$	$E_{sc 2.0} = 0.56 \text{ ton/m}^2$

$E_{ss} = \text{Empuje debido al sismo}$



$$\gamma = 1.70 \text{ ton/m}^3$$

$$\phi = 25^\circ$$

$$Cs = 0.45 \text{ Tipo A ; Zona II}$$

$$\alpha = 90^\circ - 45^\circ - \phi/2$$

$$\alpha = 90^\circ - 45^\circ - 25/2$$

CAPÍTULO 3. CÁLCULO Y REVISIÓN DE LA CIMENTACIÓN

$$\alpha = 32.5$$

$$x = H \tan \alpha$$

$$x = 2.00 \tan 32.5$$

$$x = 1.27$$

$$A = \frac{XH}{2}$$

$$A = \frac{1.27 * 2.0}{2}$$

$$A = 1.27 \text{ m}$$

$$W = A * \gamma * 1$$

$$W = 1.27 * 1.70 * 1$$

$$W = 2.17 \text{ ton}$$

$$E = W \frac{Cs}{Q} = 2.17 \frac{0.45}{2} = 0.49$$

$$E_{SS} = \frac{E}{H} = \frac{0.49}{2.0} = 0.245 \text{ ton/m}^2$$

$$E_{T0} = E_{S0} + E_{SC0} + E_{SS}$$

$$E_{T0} = 0.0 + 0.75 + 0.245$$

$$E_{T0} = 0.995 \text{ ton/m}^2$$

$$E_{T3.3} = E_{S3.3} + E_{SC3.3} + E_{SS}$$

$$E_{T3.3} = 1.38 + 0.56 + 0.245$$

$$E_{T3.3} = 2.185 \text{ ton/m}^2$$

3.4 Zapatas desplantadas a 2.0 m de profundidad

Zapatas corridas, diseñadas para aplicar una presión de contacto admisible para fines de diseño de 14.55 ton/m^2 (142.73 Kpa). Desplantadas a 2.00 m de profundidad con respecto al nivel actual de la superficie del terreno, apoyadas a su vez sobre una plataforma de materiales controlados, con espesor de 1.30 m, rebasando la capa de arcilla expansiva localizada entre la superficie y 3.30 m de profundidad. La plataforma podrá estar constituida a base de:

- c) Suelo - cemento, en una proporción de 95 - 5%, en peso, colocada en capas de 0.20 m de espesor y compactada al 95% de su peso volumétrico seco máximo, determinada en prueba proctor.
- d) Por un relleno que será a base de un material inerte con calidad de base, mezcla de gravas con limo arenoso con un peso volumétrico mínimo de 1.80 ton/m^3 , colocado en capas de 0.20 m en estado suelto y compactadas al $100 \pm 2\%$ de su peso volumétrico seco máximo, colocado entre 0.80 y 1.50 m de profundidad. Las características de los materiales de relleno controlado, son los especificados por la SCT en sus Normas de Calidad de los Materiales para bases N-CMT-4-02-002/04 que especifica lo siguiente:

De granulometría:

Malla		Porcentaje que pasa
Abertura mm	Designación	
37,5	1½"	100
25	1"	70 - 100
19	¾"	60 - 100
9,5	⅜"	40 - 100
4,75	N°4	30 - 80
2	N°10	21 - 60
0,85	N°20	13 - 44
0,425	N°40	8 - 31
0,25	N°60	5 - 23
0,15	N°100	3 - 17
0,075	N°200	0 - 10

CMT. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

N-CMT-4-02-002/04

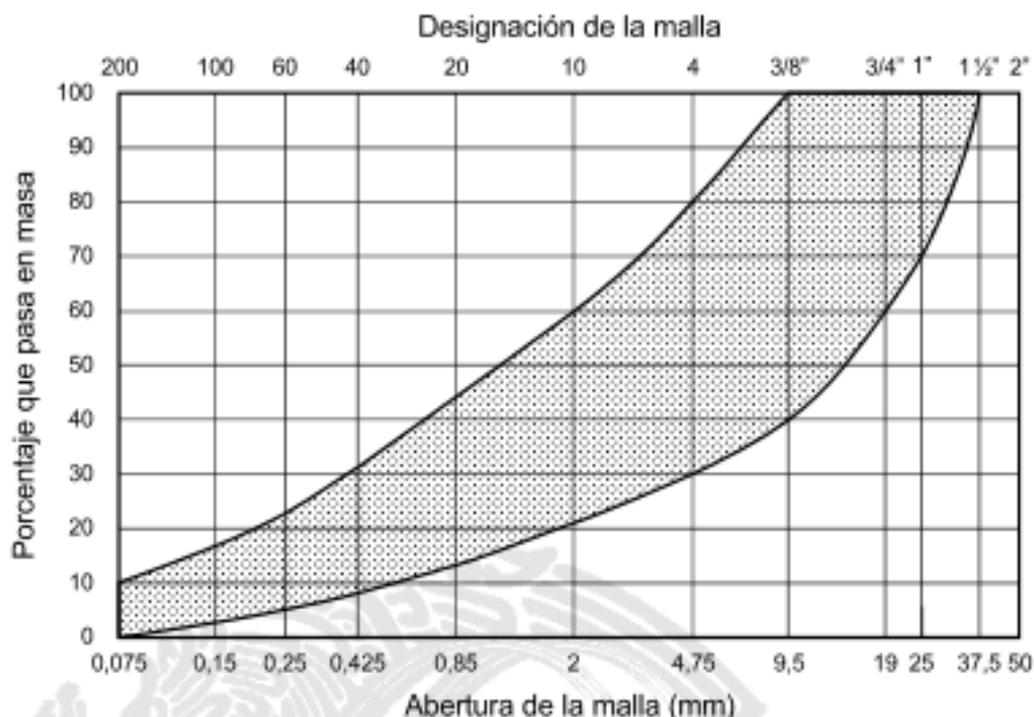


FIGURA 1.- Zona granulométrica recomendable de los materiales para bases de pavimentos con carpetas de concreto hidráulico

TABLA 2.- Requisitos de calidad de los materiales para bases de pavimentos con carpetas de concreto hidráulico

Característica	Valor %
Límite líquido ^[1] , máximo	25
Índice plástico ^[1] , máximo	6
Equivalente de arena, mínimo ^[1]	40
Valor Soporte de California (CBR), mínimo ^[1, 2]	80
Desgaste Los Angeles, máximo ^[1]	35
Partículas alargadas y lajeadas, máximo	40
Grado de compactación ^[1, 3] , mínimo	100

[1] Determinado mediante el procedimientos de prueba que corresponda, de los Manuales que se señalan en la Cláusula C. de esta Norma.

[2] Con el grado de compactación indicado en esta Tabla.

[3] Respecto a la masa volumétrica seca máxima obtenida mediante la prueba AASHTO Modificada, salvo que el proyecto o la Secretaría indiquen otra cosa.

3.4.1 Dimensionamiento de las Zapatas

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

- Condiciones estáticas, que considera la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad máxima, más el peso de la cimentación, afectadas por un factor de carga igual a: 1.4 para estructuras del grupo B y 1.5 para estructuras del grupo A.
- Condiciones dinámicas, que considera la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad instantánea y acción accidental más crítica (incremento de carga provocada por el momento de volteo debido a sismo) más el peso de la cimentación, afectada por un factor de carga de 1.1.

En el caso de la combinación de carga vertical y momento, que den lugar a una excentricidad de carga debido a la resultante se encuentre actuando a una distancia “e” del eje centroidal del cimiento, el dimensionamiento de la zapata debe ser tal que en el área efectiva $B' \times B$ no se rebase la presión de carga admisible determinada, para el valor de carga resultante mayor que las condiciones estáticas o dinámicas, siendo B' el ancho efectivo obtenido como sigue:

$$B' = B - 2 e$$

Donde:

B' : ancho reducido en, m

B : ancho real de la zapata, en m

e : excentricidad con respecto al centroide del área del cimiento.

Una vez dimensionadas las zapatas se verificará que se satisfagan las desigualdades de los estados límites de falla tanto en condiciones estáticas como dinámicas que indica el reglamento de Construcciones con el siguiente procedimiento:

3.4.2 Acciones

Las acciones a considerar en los análisis de la cimentación de las estructuras proyectadas serán las siguientes:

- a) Combinación de cargas permanentes más carga viva con intensidad máxima, las cuales se les deberá sumar el peso de la cimentación, se afectaran por un factor de carga de 1.4 para estructuras que pertenecen al grupo B y por 1.5 para estructuras del grupo A; y serán empleadas en el análisis de estado límite de falla en condiciones estáticas.

CAPÍTULO 3. CÁLCULO Y REVISIÓN DE LA CIMENTACIÓN

- b) Combinación de cargas permanentes más carga viva con intensidad instantánea y acción accidental más crítica (sismo). A estas cargas se les incluirá el peso de la cimentación, serán afectadas por un factor de carga de 1.1 y serán empleados en el análisis del estado límite de falla condiciones dinámicas.

$$W_{MEJ} = (B * L)H * \gamma_{MAT}$$

$$W_{MEJ} = (2.5 * 7.2 * 1.3 * 1.8)$$

$$W_{MEJ} = 42.12 \text{ ton}$$

Peso Cimentación $W_{CIM} = W_{BASE} + W_{DADO} + W_{SUELO \text{ ENCIMA DE LA BASE}}$

$$W_{BASE} = A_{BASE} * L * \gamma_C$$

$$A_{BASE} = (0.45 * 2.50) - \left[\frac{(0.925 * 0.20)}{2} \right] 2$$

$$A_{BASE} = 1.00m - 0.185m = 0.815 \text{ m}^2$$

$$W_{BASE} = 0.815 \text{ m}^2 * 7.20 \text{ ml} * 2.40 \text{ ton/m}^3$$

$$W_{BASE} = 14.08 \text{ ton}$$

$$W_{DADO} = A_{DADO} * L * \gamma_C$$

$$A_{DADO} = 0.65m * 1.60m = 1.04m^2$$

$$W_{DADO} = 1.04 \text{ m}^2 * 7.2 \text{ ml} * 2.40 \text{ ton/m}^3$$

$$W_{DADO} = 17.97 \text{ ton}$$

$$W_{SUELO} = \left[\left(\frac{(0.925 * 0.20)}{2} \right) 2 + (0.925 + 1.6)2 \right] 7.20 * 1.5$$

$$W_{SUELO} = (0.185 + 2.96)7.2 * 1.5$$

$$W_{SUELO} = 31.97 \text{ ton}$$

$$W_{CIM} = 14.08 + 17.97 + 31.97$$

$$\mathbf{W_{CIM} = 64.02 \text{ ton}}$$

$$A_T = \text{Área tributaria}$$

$$A_T = \left[\frac{(7.2 * 3.6)}{2} \right] 2 = 25.92 \text{ m}$$

CAPÍTULO 3. CÁLCULO Y REVISIÓN DE LA CIMENTACIÓN

	CARGA VERTICAL	ÁNALISIS SISMICO
AZOTEA	$CM = 0.648 \text{ ton/m}^2$	$CM = 0.648 \text{ ton/m}^2$
	$CV = 0.100 \text{ ton/m}^2$	$CV = 0.070 \text{ ton/m}^2$
	$CV_m = 0.050 \text{ ton/m}^2$	
ENTREPISO	$CM = 0.718 \text{ ton/m}^2$	$CM = 0.0.718 \text{ ton/m}^2$
	$CV = 0.250 \text{ ton/m}^2$	$CV = 0.180 \text{ ton/m}^2$
	$CV_m = 0.125 \text{ ton/m}^2$	

Peso de la estructura = W_e

$$W_e = (CM + CV)A_T$$

$$W_{e \text{ MAX}} = (0.648 + 0.100)25.92 + (0.718 + 0.250)25.92$$

$$W_{e \text{ MAX}} = \mathbf{44.52 \text{ ton}}$$

$$W_{e \text{ INST}} = (0.648 + 0.070)25.92 + (0.718 + 0.180)25.92$$

$$W_{e \text{ INST}} = \mathbf{41.89 \text{ ton}}$$

$$W_{e \text{ MED}} = (0.648 + 0.050)25.92 + (0.718 + 0.125)25.92$$

$$W_{e \text{ MED}} = \mathbf{39.44 \text{ ton}}$$

3.4.3 Estado Límite de Falla en Condiciones Estáticas

La revisión de la estabilidad de la cimentación ante el estado límite de falla en condiciones estáticas, se hará mediante la verificación de la siguiente desigualdad una vez dimensionadas las zapatas:

$$\frac{\Sigma Q F_C}{A} < R F_R$$

Donde:

ΣQ : Suma de las acciones verticales debidas a la combinación de cargas permanentes más cargas vivas máximas, más el peso de la cimentación en ton.

F_C : Factor de carga, adimensional e igual a 1.4, para estructuras que pertenecen al grupo B y 1.5 para estructuras del grupo A.

A: Área de las zapatas de cimentación, en m^2

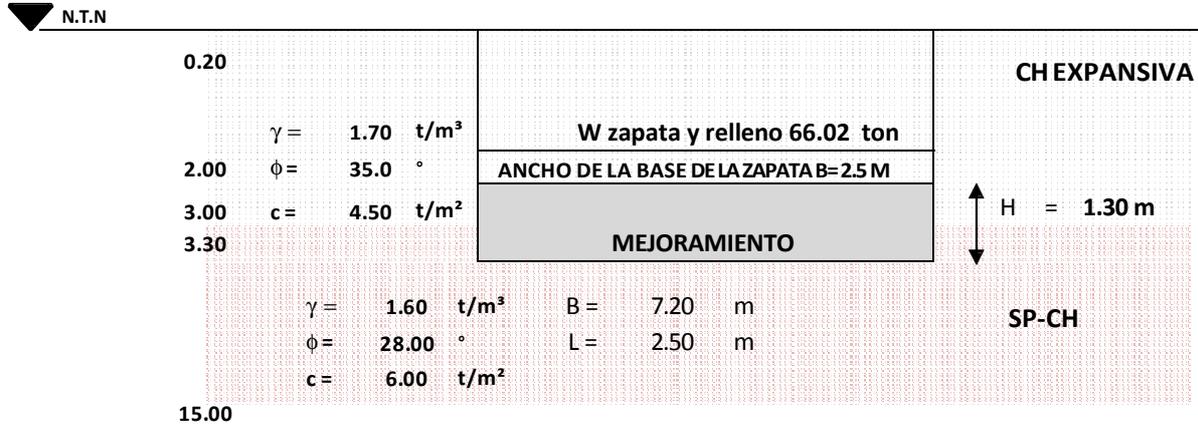
R: Capacidad de carga de los materiales de apoyo de las zapatas de cimentación, en t/m^2

F_R : Factor de resistencia, adimensional e igual a 0.35

CAPÍTULO 3. CÁLCULO Y REVISIÓN DE LA CIMENTACIÓN

3.4.4 Capacidad de Carga de las Zapatas

ZAPATA CORRIDA EJE T ENTRE 10' Y 11'



- 1) Si $H \geq 3.5 B$; $1.30 \geq 8.75$ **FALSO**
- 2) Si $3.5 B > H \geq 1.5 B$; $8.75 > 1.30 \geq 3.75$ **FALSO**
 $B + H = 3.80\text{ m}$
- 3) Si $H < 1.5 B$; $1.30 < 3.75$ **VERDADERO**

$$B[1+(2/3)(H/B)^2] = 2.95$$

$$L[1+(2/3)(H/L)^2] = 7.36$$

La capacidad de la carga de los materiales de apoyo de las zapatas se calculó considerando que los materiales afectados por la superficie potencial de falla es predominantemente suelo friccionante y aplicando el criterio dado por la siguiente expresión:

$$Ca = [Pv(Nq - 1) + \frac{1}{2} \gamma B N\gamma)] FR + Pv$$

Donde:

Cu:	Cohesión del suelo	6.00 t/ m ²
γ :	Peso volumétrico de los materiales del subsuelo abajo del nivel de desplante de la cimentación.	1.60 t/ m ³
ϕ :	Ángulo de fricción interna, grados sexagesimales ϕ	19.61°
	si $Dr > 67\%$, entonces: $\alpha = 0.67 + Dr - 0.75 Dr^2$ $Dr = 0.67$	
	si $Dr < 67\%$, entonces: $\alpha = 1.00$ $\alpha = 1.00$	
Pv:	Presión total a la profundidad de desplante	3.40 ton/m ²
P'v:	Presión vertical efectiva a la profundidad de desplante	3.40 ton/m ²
Fr:	Factor de resistencia, adimensional	0.35
B:	Ancho de la cimentación	2.95 m
L:	Longitud de la cimentación	7.36 m
Df:	Profundidad de desplante del cimientto	2.00 m

CAPÍTULO 3. CÁLCULO Y REVISIÓN DE LA CIMENTACIÓN

Factores de carga

N _q :	Coeficiente de capacidad de carga, adimensional $N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2(45^\circ + \phi/2)$ si el cimiento es rectangular entonces N _q se multiplica por: 1+(B/L) tan φ si el cimiento es cuadrado o circular entonces N _q se multiplica por: 1+ tan φ	7.04 adim
N _γ :	Coeficiente de capacidad de carga, adimensional $N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$ si el cimiento es rectangular entonces N _q se multiplica por: 1- 0.4(B/L) si el cimiento es cuadrado o circular entonces N _q se multiplica por: 0.60	4.81 adim
Capacidad de carga admisible, ton/m²		
q _{adm} :	q_{adm} = [3.40 [6.04] + 11.35] 0.35 + 3.40 = 14.55	14.55 ton/ m²

We:	Peso de la estructura	ton
W _{cajón} :	Peso de la zapata, dado y relleno encima de la zapata	66.02 ton
W _{mej} :	Peso del mejoramiento debajo de la zapata	42.12 ton
ΣQ:	Sumatoria de las acciones verticales en la combinación considerada en el Df. ΣQ = We +W zapata + W mej	ton
Fc:	Factor de carga	adim
B´:	Ancho efectivo B´= B – 2e	2.50 m
L´:	Longitud efectiva L´= L – 2e	7.20 m

Combinación de cargas	Fc	We ton	Mx ton-m	My ton-m	ΣQFc ton	B' m	L' m	B m	L m	ΣQFc/A t/m ²	ΣQFc/A' t/m ²	
1er Comb.	1.5 (CM + CV)	44.52	0.00	0.00	228.99	-----	-----	2.50	7.20	12.72	-----	≤ 14.55 cumple
2da Comb.	1.1 (CM+CV+sismo)	41.89	0.00	0.00	165.03	2.50	7.20	-----	-----	-----	9.17	≤ 14.55 cumple

Para una zapata corrida, rectangular con una profundidad de desplante de 2.00 m, a su vez apoyada sobre una plataforma de materiales mejorados, considerando un ángulo de fricción interna de 30° y un peso volumétrico de 1.60 ton/m³, obtenidos de correlacionar estos con sus propiedades índice de los materiales de apoyo y en pruebas de compresión axial no confinada, se obtuvo una capacidad de carga admisible para fines de diseño de 14.55 ton/m² (89.96 Kpa), ya afectada por su factor de resistencia.

3.4.5 Estado Límite de Falla en Condiciones Dinámicas

Considerando la combinación de cargas permanentes, cargas vivas con intensidad instantánea, la 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 satisfaga la siguiente desigualdad:

$$\frac{\Sigma Q F_C}{A} < R F_R$$

Donde:

ΣQ: Suma de las cargas permanentes más cargas vivas con intensidad instantánea y acción accidental más crítica (incremento de carga provocado por el

CAPÍTULO 3. CÁLCULO Y REVISIÓN DE LA CIMENTACIÓN

momento de volteo debido a sismo), en ton.

Fc: Factor de carga, adimensional e igual a 1.1

A: Área de apoyo de las zapatas de cimentación en m²

RF_R: Capacidad de carga admisible de los materiales de apoyo de las zapatas, afectadas por un factor de resistencia, igual a 0.35.

Considerando la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad máxima, la desigualdad se satisface con los siguientes valores:

$$\sum Q_{fc} = 9.17 \text{ ton/m}^2 (89.96 \text{ Kpa}) < RFR = 14.55 \text{ ton/m}^2 (89.96 \text{ Kpa})$$

Por lo tanto la cimentación es estable ante el estado límite de falla en condiciones estáticas.

3.4.6 Estado Límite de Servicio

Para el cálculo del incremento de carga transmitido al suelo en el estado límite de servicio, el peso de la estructura a considerar será: la suma de la carga muerta, incluyendo el peso de la subestructura, más la carga viva con intensidad media, menos el peso total del suelo excavado. Esta combinación será afectada por un factor de carga unitario.

Este análisis de la carga neta (σ_{neta}) o presión de contacto (q_0) en t/m² para la zapata analizada.

La nomenclatura de la tabla 1 es la siguiente:

γ suelo, zapata, mejoramiento; peso específico del suelo, zapata o mejoramiento (t/m³)

W suelo, zapata, mejoramiento; peso del suelo, zapata o mejoramiento (ton)

Área; área de contacto (m²)

ZAPATA CORRIDA EJE T ENTRE 9' Y 10'

CM = 35.41 ton

CVm = 4.54 ton

Compensación desuelo para las combinaciones de carga más crítica	γ_{suelo} t/m ³	γ_{cajon} t/m ³	γ_{mej} t/m ³	Wsuelo ton	Wzapa ton	Wmej. ton	We ton	Wtotal = (Wzapata+ We+Wmej) ton	Area m ²	σ_{neta} t/m ²
$\sigma_{neta}=q_0 = (Wtotal-Wsuelo)/Área$	1.70	2.40	1.80	0.00	66.02	42.12	39.95	148.08	18.00	8.23

Tabla 3.11 Análisis del peso compensado de la zapata.

Una vez analizada la compensación para las distintas combinaciones, se concluye que la carga neta calculada será la que se transmitirá al suelo, y con ella se llevarán a cabo los cálculos de distribución de esfuerzos, asentamientos a corto y largo plazo.

3.4.6.1 Distribución de Esfuerzos

El análisis de distribución de esfuerzos se realizó por medio de la teoría de Boussinesq, para una carga distribuida en una cimentación superficial rectangular de área $B \times L$, a una profundidad Z , mediante la siguiente ecuación:

$$q_i = q_0 \frac{1}{4\pi} \left[\frac{2MN\sqrt{V} V + 1}{V + V_1} \frac{1}{V} + \tan^{-1} \left(\frac{2MN\sqrt{V}}{V - V_1} \right) \right]$$

Donde:

$$M = \frac{B}{Z} \quad N = \frac{L}{Z}$$

$$V = M^2 + N^2 + 1$$

$$V_1 = (MN^2)$$

Cuando: $V_1 > V$ el termino \tan^{-1} es negativo y es necesario agregar π

Donde:

q_0 : presión de contacto t/m^2

q_i : incremento de esfuerzo t/m^2

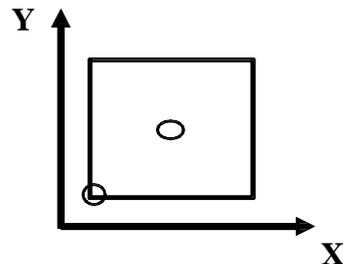
B, L : Dimensiones de la zapata

M, N, V : relaciones en función de dimensiones y profundidad

Z : Profundidad m

Una vez analizada la distribución de esfuerzos, se obtuvieron los resultados que se muestran en las tablas 3.12 y 3.13 así como las figuras 3.7 y 3.8.

$q_0 =$	8.23 t/m^2
$B = x =$	2.50 m
$L = y =$	7.20 m



CAPÍTULO 3. CÁLCULO Y REVISIÓN DE LA CIMENTACIÓN

Z	q _o	x	y	M	N	V	V ₁	2MN	√	V+V ₁	V-V ₁	q _o
m	t/m ²	m	m	m	m	m	m	m ²	m	m	m	t/m ²
0.85	8.227	1.25	3.60	1.47	4.24	21.10	38.7926	1.25E+01	4.59	59.893	- 17.69	7.519
4.20	8.227	1.25	3.60	0.30	0.86	1.82	6.51E-02	5.10E-01	1.35	1.89	1.76	2.457
9.20	8.227	1.25	3.60	0.14	0.39	1.17	2.83E-03	1.06E-01	1.08	1.17	1.17	0.733

Tabla 3.12 Distribución de esfuerzos al centro

Z	q _o	x	y	M	N	V	V ₁	2MN	√	V+V ₁	V-V ₁	q _i
m	t/m ²	m	m	m	m	m	m	m ²	m	m	m	t/m
0.85	8.227	2.50	7.20	2.941	8.4706	81.401	620.68	49.827	9.0223	702.084	-539.281	2.026
4.20	8.227	2.50	7.20	0.595	1.7143	4.2931	1.0412	2.0408	2.072	5.33432	3.252	1.239
9.20	8.227	2.50	7.20	0.272	0.7826	1.6863	0.0452	0.4253	1.2986	1.73155	1.641	0.545

Tabla 3.13 Distribución de esfuerzos en la esquina

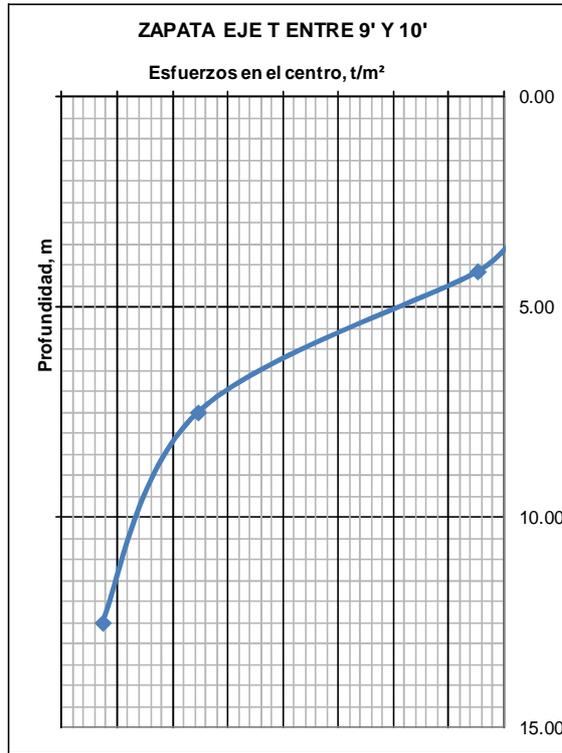


FIGURA 3.7 ESFUERZOS AL CENTRO

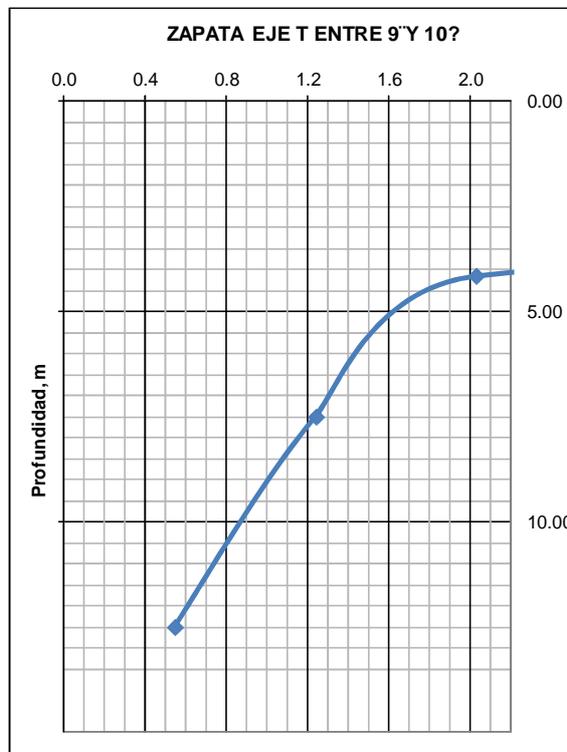


FIGURA 3.8 ESFUERZOS EN LA ESQUINA

3.4.6.2 Asentamientos a corto plazo

El análisis de los asentamientos a corto plazo se realizó por medio de la teoría de Timoshenko y Goodier, con los factores de influencia de Steinbrenner, la cual se basa en la teoría de elasticidad y toma en cuenta la geometría de la cimentación y las propiedades elásticas del suelo de apoyo.

$$\Delta H = q_0 B \frac{1 - \nu^2}{E_s} m I_S I_F$$

$$I_S = \left(I_1 + \frac{1 - 2\mu}{1 - \mu} I_2 \right)$$

Factores de influencia de Steinbrenner:

$$I_1 = \frac{1}{\pi} \left(M L_n \frac{(1 + \sqrt{M^2 + 1})\sqrt{M^2 + N^2}}{M(1 + \sqrt{M^2 + N^2 + 1})} + \ln \frac{(M + \sqrt{M^2 + 1})\sqrt{1 + N^2}}{M + \sqrt{M^2 + N^2 + 1}} \right)$$

$$I_2 = \frac{N}{2\pi} \tan^{-1} \left(\frac{M}{N\sqrt{M^2 + N^2 + 1}} \right) \quad \tan^{-1} \text{ en radianes}$$

Donde:

M= L/B, N=H/B (para la esquina); M= (L/2)/(B/2), N=H/(B/2) (para el centro)

ΔH : Asentamiento m

q_0 : Presión de contacto t/m²

B: Ancho de la losa m

L: Longitud de la losa

ν : Módulo de poisson

E_s : Módulo elástico t/m²

I_1 : Factor de influencia que depende de L, B y H

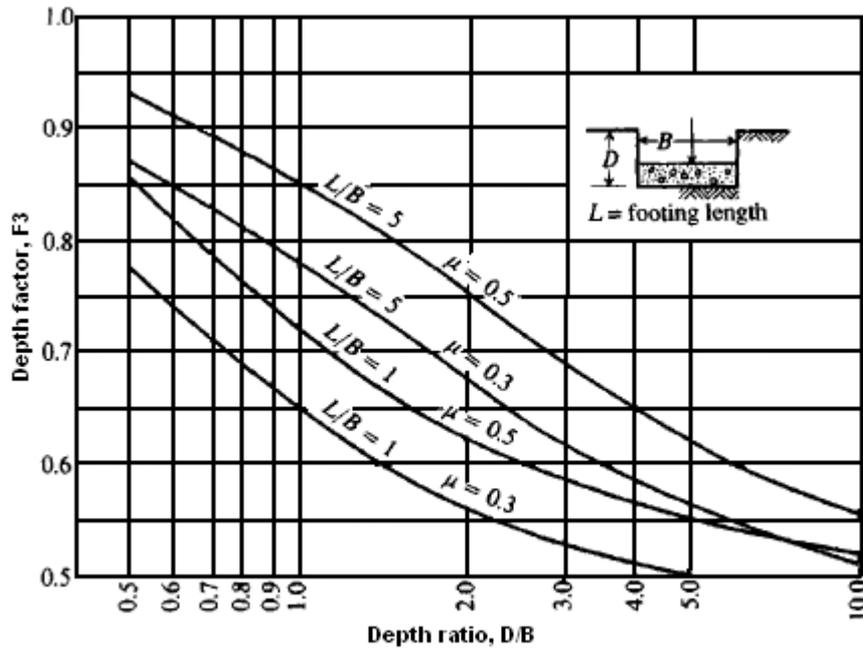
I_2 : Factor de influencia que depende de L, B y H

IF=F3: Factor de corrección por profundidad de desplante

m: Número de esquinas que contribuyen al asentamiento

H: Espesor del estrato m

CAPÍTULO 3. CÁLCULO Y REVISIÓN DE LA CIMENTACIÓN



Factor de corrección por profundidad de desplante

Una vez aplicada la teoría de Steinbrenner, se obtuvieron las deformaciones en el centro y la esquina. Como se muestra en las tablas 3.14 y 3.15.

Profundidad (m)		H (m)	Prof. media (m)	SUCS	ν	E	M	N	F1	F2	IS	IF	q_i t/m ²	ΔH (cm)
de	a													
3.30	5.00	1.70	0.85	CH	0.30	800	2.88	1.36	0.180	0.122	0.250	0.680	7.519	0.7280
5.00	10.00	5.00	7.50	SP-CH	0.30	1000	2.88	4.00	0.487	0.091	0.538	0.680	2.457	0.4094
10.00	15.00	5.00	12.50	SP-CH	0.35	1500	2.88	4.00	0.487	0.091	0.528	0.680	0.733	0.0770
														1.214

Tabla 3.14 Determinación de las deformaciones al centro

Profundidad (m)		H (m)	Prof. media (m)	SUCS	ν	E	M	N	F1	F2	IS	IF	q_i t/m ²	ΔH (cm)
de	a													
3.30	5.00	1.70	0.85	CH	0.30	800	2.88	0.68	0.065	0.101	0.122	0.680	2.026	0.048
5.00	10.00	5.00	7.50	SP-CH	0.30	1000	2.88	2.00	0.280	0.120	0.348	0.680	1.239	0.067
10.00	15.00	5.00	12.50	SP-CH	0.35	1500	2.88	2.00	0.280	0.120	0.335	0.680	0.545	0.018
														0.133

Tabla 3.15 Determinación de las deformaciones en la esquina

A partir de estos resultados, se concluye que ninguna de las zapatas de cimentación analizada, presenta deformaciones inmediatas que resulten excesivas para la seguridad y buen funcionamiento.

Los asentamientos totales (H a corto plazo + H a largo plazo) provocados en el centro y esquina de cada estructura, se puede observar que no sobrepasan el límite estipulado por las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones (15 cm).

3.4.6.3. Asentamientos diferenciales

Al considerar los incrementos de esfuerzos provocados en la esquina y en el centro en cada una de las estructuras que forman el sistema de bandas, los asentamientos a corto y largo plazo se encuentran dentro de los límites marcados por las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones (15 cm).

Los asentamientos diferenciales totales (ΔH a corto plazo + H a largo plazo). A partir de estos resultados, se concluye que la cimentación analizada, no presenta deformaciones inmediatas que resulten excesivas para su seguridad y buen funcionamiento.

3.4.6.4. Módulo de reacción vertical

El módulo de reacción vertical es un análisis de suelo-estructura el cual reemplaza una masa de suelo por resortes elásticos equivalentes, con una constante k por unidad de área. Dicho parámetro se calcula tomando el cociente de la sobrecarga aplicada al terreno con respecto a la deformación que esa sobrecarga produce, con la siguiente expresión:

$$k_v = \frac{q}{y}$$

Donde:

K_v : Módulo de reacción vertical, en t/m^3

q : Sobrecarga aplicada al terreno, en t/m^2

y : deformación producida por la sobrecarga aplicada al terreno, m

Por lo que para el análisis estructural de la cimentación, podrá considerarse $K_v = 677.92$ ton/m^3 .

q t/m^2	y m	k_v t/m^3
8.23	0.0121	677.92

3.4.7 Estabilidad de Taludes

Para verificar que las paredes de la excavación sean estables, se hizo mediante el cumplimiento de la desigualdad.

$$F_c \gamma H + q < U_q N_o c F_R$$

Donde:

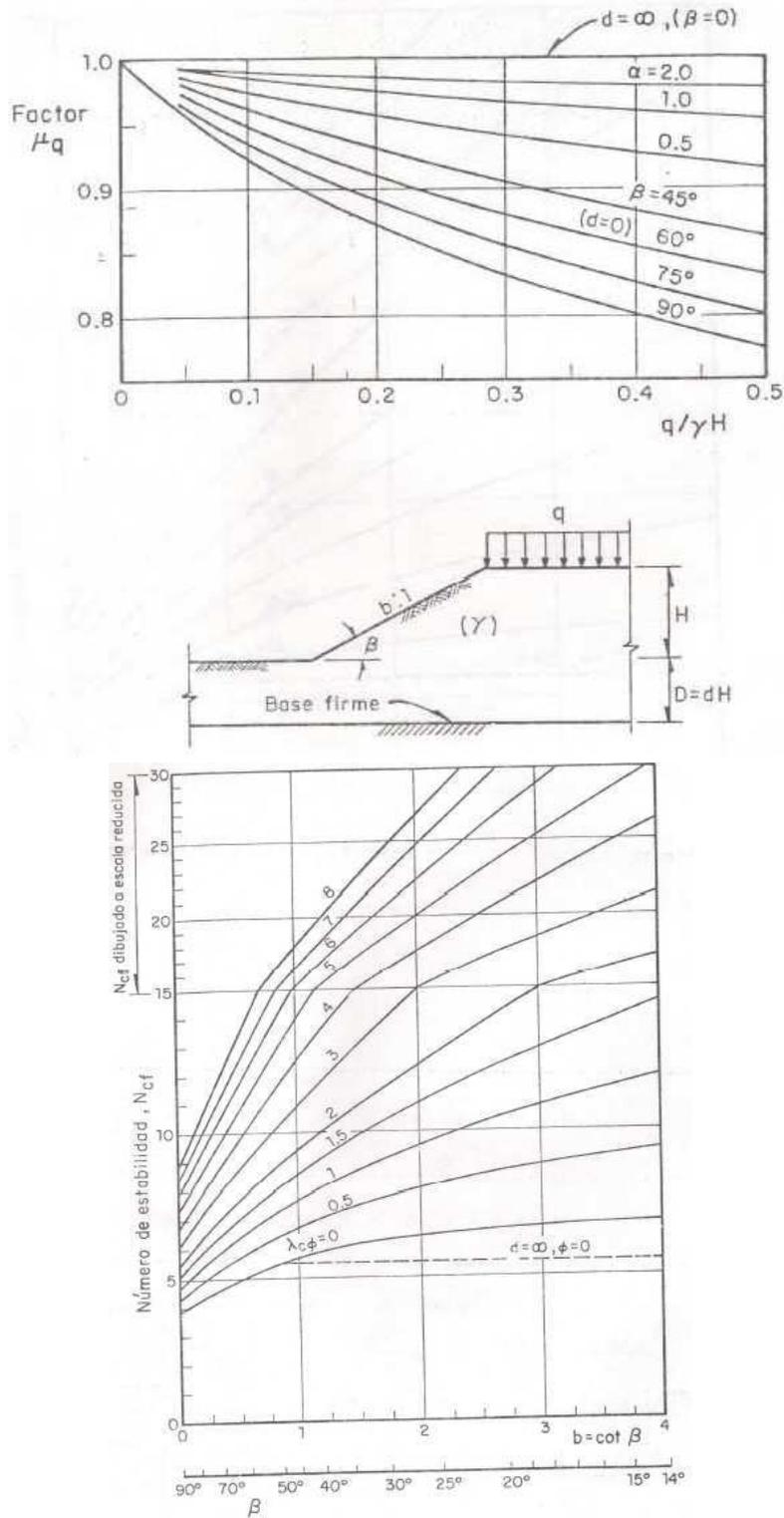
- F_R Factor de carga, igual a 1.4
- γ : Peso volumétrico del material, igual a 1.70 ton/m³
- H: Altura máxima de la excavación, se consideró de 3.30 m
- q: Sobrecarga igual a 1.50 ton/m² (14.71 Kpa)
- U_q Factor de reducción debido a la sobrecarga que depende de la relación q/ γ H.
Considerando un valor de = 0.27, se tiene un factor $U_q = 0.84$
- No: Número de estabilidad que depende del ángulo del talud. Para talud vertical
 $N_o = 3.8$
- C: Cohesión más baja en la altura de la excavación, igual a 4.50 ton/m²
- F_R Factor de reducción de resistencia, igual a 0.8

Considerando taludes verticales:

$$9.35 \text{ ton/m}^2 (91.72 \text{ KPa}) < 11.49 \text{ ton/m}^2 (112.72 \text{ KPa})$$

Por lo que la excavación podrá realizarse dejando taludes verticales. La estabilidad reportada es a corto plazo, por lo que no deberá permanecer abierta por más de una semana.

CAPÍTULO 3. CÁLCULO Y REVISIÓN DE LA CIMENTACIÓN



NOMOGRAMAS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

3.4.8 Falla de Fondo por Cortante.

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

$$P_v F_c + q F'_c < C N_c F_R$$

Donde:

- P_v : Presión vertical total actuando en el suelo a la profundidad de excavación, en ton/m². $P_v = \gamma H = 1.70 \text{ ton/m}^3 * 3.30 \text{ m} = 5.61 \text{ ton/m}^2$.
- F_c : Factor de carga adimensional e igual a 1.4
- q : Sobrecarga superficial, igual a 1.50 ton/m².
- F'_c : Factor de carga, adimensional e igual a 1.0
- C : Cohesión del material que subyace la excavación, mínima de 6.0 ton/m².
- N_c : Coeficiente de capacidad de carga
- F_R : Factor de resistencia, igual a 0.7

Para una excavación a 3.30 m de profundidad, resulta lo siguiente:

$$9.35 \text{ ton/m}^2 (91.72 \text{ KPa}) < 23.69 \text{ ton/m}^2 (232.40 \text{ KPa})$$

Debido a que se satisface la desigualdad no se presentara la falla de fondo por cortante de la excavación.

3.4.9 Procedimiento Constructivo

A continuación se indica en general el procedimiento constructivo para la cimentación.

- a) Primeramente se deberán de localizar y reubicar las instalaciones que se vean afectadas por el desplante de las estructuras proyectadas.
- b) Se realizara un despalme de 0.25 m de espesor para retirar el piso de concreto y la capa de suelo vegetal; estos se retiraran fuera del área de interés, donde lo indique la dirección de obra.
- c) En las zonas donde se apoyará las zapatas y la plataforma de materiales mejorados, se deberá excavar hasta una profundidad de 3.30 m, hasta el contacto con los materiales de origen natural.
- d) Las excavaciones necesarias para alojar a las zapatas de cimentación se podrán hacer con taludes verticales, empleando maquinaria hasta 0.1 m arriba del nivel de desplante, la última capa se excavará a mano para evitar la alteración del material de

CAPÍTULO 3. CÁLCULO Y REVISIÓN DE LA CIMENTACIÓN

apoyo. Si la excavación se realiza con maquinaria, hasta la profundidad de desplante, los materiales sueltos dejados por el equipo de excavación deberán retirarse totalmente, independientemente de la irregularidad de la superficie del fondo de la excavación, y renivelar con la plantilla de concreto pobre.

e) El nivel de desplante de la plataforma deberá ser revisado por un ingeniero especialista en mecánica de suelos, que verifique el desplante se realice en los materiales considerados en el análisis.

f) Una vez terminada la excavación en las zonas donde se apoyará la plataforma se iniciará con la colocación de los materiales mejorados, colocados en capas de 0.20 m de espesor y compactadas al 95% de su peso volumétrico seco máximo.

g) Terminada la plataforma, se colocara a la brevedad posible una plantilla de concreto pobre que proteja al material de alteraciones por pérdida de humedad y por el tránsito de trabajadores.

h) Se procederá a colocar el armado y a colar la cimentación.

i) Una vez coladas las zapatas y que el concreto haya alcanzado su resistencia, se procederá a rellenar las excavaciones dejadas para alojar las zapatas, mediante la colocación de un relleno controlado, a base de tepetate, colocado en capas de 0.20 cm. en estado suelto y compactadas al 95% de su Peso Volumétrico Seco Máximo, según la prueba proctor estándar.

j) Los materiales para el relleno de las zapatas podrán ser una mezcla de gravas, arena y material fino (tepetate) que satisfagan las siguientes especificaciones:

Límite líquido	40 % máximo
Índice plástico	15 % máximo
Contracción lineal	5 % máximo
Valor relativo de soporte (CBR)	10 % mínimo
Contenido de agua óptimo	25 % máximo
Peso volumétrico seco máximo	1.3 t/m ³ mínimo

k) Los materiales con los que se rellenaran las cepas, se disgregarán hasta el grado de no presentar grumos o terrones y se mezclarán mediante un equipo que permita obtener una revoltura homogénea en su constitución y granulometría.

l) Los materiales ya mezclados y con el contenido de agua óptimo, previamente determinado en el laboratorio, se colocarán en capas de 20 cm. de espesor, como máximo, compactadas al 96% de su peso volumétrico seco máximo, según la prueba proctor estándar, hasta alcanzar el nivel de proyecto, empleando rodillo liso o bailarinas.

m) Se deberán efectuar pruebas de compactación en las capas compactadas para verificar el porcentaje de compactación alcanzado en la construcción. Se recomienda hacer una prueba consistente en una cala volumétrica por cada 50 m³ de material compactado.

CAPÍTULO 3. CÁLCULO Y REVISIÓN DE LA CIMENTACIÓN

n) Para el control de compactación, se recomienda que desde las primeras capas tendidas se desarrolle un terraplén de prueba, para definir el número de pasadas óptimo con el equipo elegido.

El proceso de compactación será controlado por el laboratorio de mecánica de suelos, usando la expresión:

$$\% \text{ de compactación} = \frac{\gamma_d \text{ sitio}}{\gamma_d \text{ óptimo}} * 100$$

Requiriéndose como mínimo el 95 %

3.4.9.1 Bancos de materiales

De acuerdo al inventario de Bancos de materiales de la SCT, del 2013, se tienen los siguientes sitios



B.C.O. NUM.	NOMBRE	KILOMETRO	DESVIACION	FECHA ESTUDIO	FECHA DE ACT.	TIPO PROP.	TIPO MATERIAL	TRATAMIENTO	VOLUMEN X 1000 m ³	ESPESOR DESPALME (m)	USOS PROB.	USO EXPL.	RESTRICC. ECOLOG.	ASPEC. ECONOM.
CARRETERA: LOS MOCHIS - CD. OBREGON (C)														
0001	MASIACA	117+800	D 11000	JUL-96	SEPT-13	EJID.	GRAVA-ARENA	TPC.	0040	00.0	5-6-7-10	NR.	NE.	NO REC.
0002	BATAYAQUI	138+200	D 13500	JUL-96	SEPT-13	EJID.	GRAVA-ARENA	C.	0040	00.0	5-7-10	NR.	NE.	NO REC.
0003	TESIA	167+000	D 12000	JUL-96	SEPT-13	FED.	GRAVA-ARENA	TPC.	0030	00.0	5-6-7-8-10	NR.	P.	NO REC.
0004	LA PERA	161+000	D 18000	JUL-96	SEPT-13	FED.	GRAVA-ARENA	TPC.	0010	00.0	5-7-10	NR.	NE.	NO REC.
CARRETERA: SANTA ANA – SONOITA														
0081	LAS PALOMAS	73+800	I 01300	OCT-96	MAR-13	FED.	GRAVA-ARENA	C.	0022	00.0	5-8-10	NR.	NE.	CONVE.
0084	SIN NOMBRE	41+400	I 00100	JUL-96	MAR-13	EJID.	RIOLITA	TTC.	0025	00.0	9-10	NR.	NE.	REC.
0085	SIN NOMBRE	42+500	D 00000	JUL-96	MAR-13	FED.	RIOLITA	TTC.	0010	00.0	9-10	NR.	NE.	REC.
0087	SIN NOMBRE	87+700	I 07700	JUL-96	MAR-13	FED.	RIOLITA	TTC.	0015	00.0	9-10	NR.	NE.	ACEP.
0088	SIN NOMBRE	93+500	D 00000	JUL-96	MAR-13	EJID.	RIOLITA	TTC.	0010	00.0	9-10	NR.	NE.	REC.
0089	SIN NOMBRE	101+600	I 01500	JUL-96	MAR-13	EJID.	RIOLITA	TTC.	0016	00.0	9-10	NR.	NE.	CONVE.
CARRETERA: HERMOSILLO – MOCTEZUMA														
0005	SAN MIGUEL	3+000	I 02400	MAR-01	AGO-13	PART.	GRAVA-ARENA	TPC.	0208	00.0	6-8-10	NR.	NE.	REC.
<div style="font-size: small; display: flex; flex-wrap: wrap;"> <div style="width: 25%;"> <p>NO MENCLATURA Y ABBREVIATURAS UTILIZADAS:</p> <p>- FECHA DE ACTUALIZACION (FECHA DE ACT.)</p> <p>- TIPO DE PROPIEDAD FED.- FEDERIAL MUN.- MUNICIPAL PART.- PARTICULAR COM.- COMUNAL EST.- ESTADAL EJID.- EJIDAL</p> </div> <div style="width: 25%;"> <p>- TIPO DE MATERIAL CONC.- CONCRETO VOLC.- VOLCANICO</p> <p>- USO DE EXPLOSIVOS NR.- NO REQUIERE ACEP.- ACEPTABLE SR.- SIN RESTRICCIONES</p> </div> <div style="width: 25%;"> <p>- TRATAMIENTO NR.- NO REQUIERE D.- DISREGACION C.- CRIBADO TP.- TRITURACION PARCIAL TT.- TRITURACION TOTAL L.- LAVADO TPC.- TRITURACION PARCIAL Y CRIBADO</p> </div> <div style="width: 25%;"> <p>TTC.- TRITURACION TOTAL Y CRIBADO CL.- CRIBADO Y LAVADO TTL.- TRITURACION PARCIAL Y LAVADO TTL.- TRITURACION TOTAL Y LAVADO TPCL.- TRITURACION PARCIAL, CRIBADO Y LAVADO EA.- ESTABILIZACION CON ASFALTO ECP.- ESTABILIZACION CON CEMENTO PORTLAND</p> </div> <div style="width: 25%;"> <p>- USOS PROBABLES 1.- REVESTIMIENTO 2.- SUB-BALESTO 3.- SUB-SALASTO 4.- BALASTO 5.- BASE 6.- CONCRETO ASFALTICO 7.- MEZCLA ASFALTICA EN EL LUGAR 8.- BLENDO 9.- MAMPONERIA</p> </div> <div style="width: 25%;"> <p>10.- CONCRETO HIDRAULICO 11.- ESCOLERAS</p> <p>- RESTRICCIONES ECOLOGICAS NE.- NO EXISTEN P.- POSIBLE CONSID.- CONSIDERABLE IMPOR.- IMPORTANTE</p> </div> <div style="width: 25%;"> <p>- ASPECTOS ECONOMICOS REC.- RECOMENDABLE CONVE.- CONVENIENTE ACEP.- ACEPTABLE NO REC.- NO RECOMENDABLE P.- POSIBLE CONSID.- CONSIDERABLE IMPOR.- IMPORTANTE</p> </div> </div>														

CAPÍTULO 3. CÁLCULO Y REVISIÓN DE LA CIMENTACIÓN

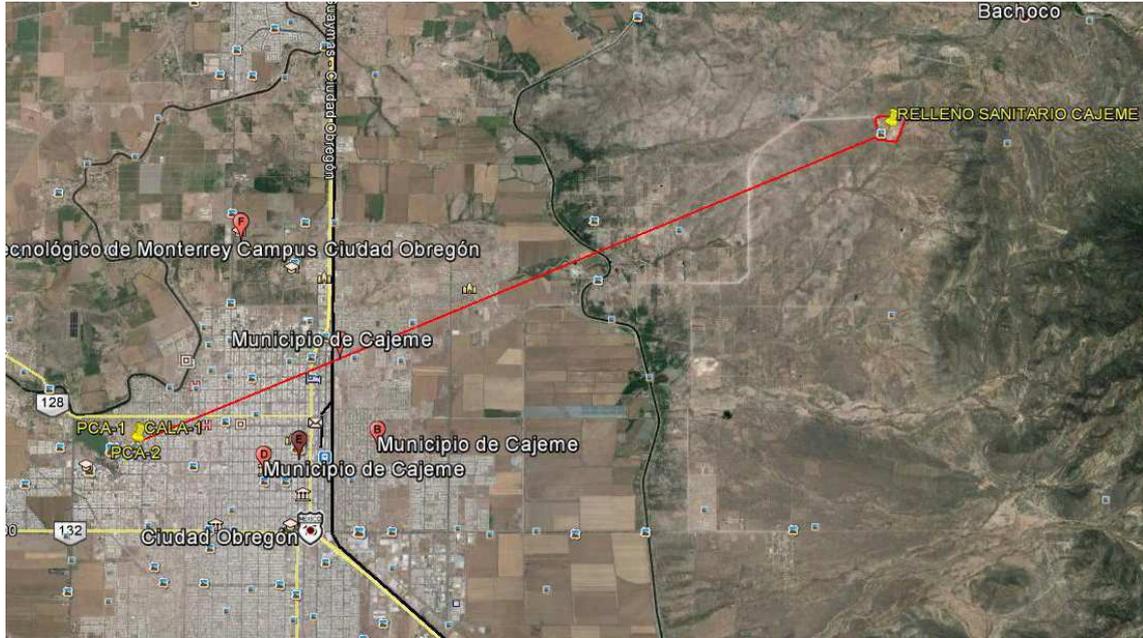


Se recomienda el uso de los Bancos 01 (MASIACA), 02 (BATAYAQUI) y el 04 (LA PERA), que además de ser los más cercanos al sitio de interés, suministran el material requerido para los rellenos contemplados, a base de Grava y Arena y no presentan restricciones ecológicas.

CAPÍTULO 3. CÁLCULO Y REVISIÓN DE LA CIMENTACIÓN

3.4.9.2 Banco de tiro

Actualmente el Municipio de Cajeme cuenta únicamente con un tiradero de Relleno Sanitario, operado por la empresa TECMED, con un sistema de selección de materiales reciclables y celdas de confinamiento de materia orgánica. El Relleno sanitario se ubica en la parte Norponiente del Municipio, como se muestra en la siguiente imagen.



UBICACIÓN DEL RELLENO SANITARIO CAJEME

Para el tiradero de escombros y material producto de la excavación se tendrá que poner en contacto con las autoridades del Municipio de Cajeme, con la Dirección de Gestión Ambiental y Desarrollo Sustentable (Ecología), así como la Dirección de Obras Públicas, para que se indique si a la fecha ya se cuenta con un sitio destinado a este tipo de relleno, ya que los tiraderos de escombros que existen en la actualidad, son de tipo clandestino, los cuales se han ido clausurando.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se realizó el estudio de Mecánica de Suelos para el desarrollo del proyecto ejecutivo de la ampliación y remodelación de los servicios de Enseñanza y Hemodiálisis en Planta Baja y Enseñanza en Planta de Segundo Nivel, correspondiente al Hospital de Especialidades, ubicado en la Calle Hidalgo s/n, en Ciudad Obregón Sonora.

El proyecto arquitectónico contempla el desarrollo del proyecto ejecutivo de la ampliación y remodelación distribuidas de la siguiente forma:

- En Planta Baja se tendrán los servicios de Hemodiálisis y Enseñanza.
- En Segundo Nivel se tendrán aulas de enseñanza.

De acuerdo al proyecto arquitectónico se construirán estructuras de uno y dos niveles, estructuradas a base de columnas, trabes y losas de concreto armado, con claros entre columnas de 7.20 m. El proyecto contempla lo siguiente:

- Entre los ejes 5' – 9' y entre los ejes S – V; se contempla una remodelación, donde se tendrá el área la sala de hemodiálisis.
- Entre el eje 9' y 9'' y entre los ejes S – V; se contempla una junta constructiva
- Entre los ejes 9'' – 11' y entre los ejes S y V'; se contempla la ampliación en Planta Baja de una estructura donde se tendrá el acceso a hemodiálisis, con sala de espera, consultorios y baños.
- Entre los ejes 11' – 14' y entre los ejes S y V; se contempla la ampliación en Planta Baja de una estructura donde se tendrá el área de enseñanza, con cuarto eléctrico, cuarto de bombas, bodega, baños, sala de lectura y oficinas
- Entre los ejes 11' – 14' y entre S y U; se contempla la ampliación en Planta Alta de una estructura donde se tendrá el área de enseñanza, con aulas.

Con objeto de determinar la alternativa de cimentación más adecuada para la estructura de interés, se efectuaron diversos análisis de mecánica de suelos, basados en los resultados del muestreo y exploración del subsuelo realizados en el sitio de interés, así como en las propiedades mecánicas de los materiales, determinadas mediante pruebas de campo y laboratorio, reportados en los estudios de mecánica de suelos realizados con anterioridad cercanos al área de interés. Los estudios que sirvieron de apoyo son los siguientes:

1. IMSS CD. OBREGON, SON. ESTUDIO DEL SUBSUELO. CLINICA Y HOSPITAL EN CIUDAD OBREGON, SONORA. SOLUM GEOTECNIA. SEPTIEMBRE DE 1966.

2. ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS ACELERADOR LINEAL. HOSPITAL REGIONAL CENTRAL DE ESPECIALIDADES No. 1 DEL IMSS. AV. VICENTE GUERRERO ESQUINA BOULEVARD HIDALGO PONIENTE, CIUDAD OBREGON, ESTADO DE SONORA. PEP, INGENIERIA DE SUELOS S. A. DE C.V.

Para determinar las características estratigráficas y físicas superficiales del subsuelo, en particular en el área donde se desplantará la estructura proyectada, se realizó la excavación de dos pozos a cielo abierto a 4.00 m de profundidad, denominado PCA-1 y PCA-2. Se inspeccionaron sus paredes determinando la estratigrafía mediante la clasificación de los materiales con técnicas de campo. Además Se realizó una cala en la columna ubicada en la intercepción de los ejes 9' – U, para verificar el tipo de cimentación y profundidad de desplante de la estructura existente.

Dentro del espesor que interesa para fines de la Ingeniería de Cimentaciones, el subsuelo está constituido de manera fundamental por suelos finos, arcillosos (CH, CL); excepcionalmente se detectan limos y gravas, predominan los colores café oscuro, claro o rojizo.

En general, los suelos arcillosos de alta plasticidad presentan características expansivas, en tanto que los de mediana plasticidad son colapsables. En ambos casos se supone un origen fluvial, asociado a las épocas de avenidas del Río Yaqui o de algunos arroyos secundarios; tal hipótesis se robustece por la presencia de fisuras en los suelos finos y por las inclusiones de carbonato de calcio. Típicas del clima semidesértico en que, con posterioridad a las inundaciones, se consolidaron los sedimentos. Particularmente las arcillas de mediana plasticidad se originaron por escurrimientos de lodo que durante lluvias excepcionales ocurrieron en cauces de tipo torrencial, los cuales se consolidaron con antelación a una nueva época de avenidas y no han vuelto a estar sujetos a saturación total.

De acuerdo con la carta sísmica de la República Mexicana por el Ing. Jesús Figueroa del Instituto de Geofísica de la UNAM, Figura 2.10, Ciudad Obregón se encuentra en la Zona B, por lo que el coeficiente sísmico que deberá adoptarse de acuerdo al Reglamento de Construcciones y en función de la secuencia estratigráfica encontrada, se debe considerar lo siguiente:

- Deberá considerarse como suelo tipo II, como terreno de Transición para efectos de diseño por sismo y le corresponderá un coeficiente sísmico de 0.30 para construcciones del grupo B, en caso de que la construcción de interés se ubique dentro del grupo A, el coeficiente sísmico deberá incrementarse en un 50%.
- De acuerdo con el Reglamento de Construcciones para el Municipio de Cajeme, en su ARTÍCULO 220.- ZONAS. Para fines de diseño sísmico, el Municipio de Cajeme se considerará incluido en la zona sísmica B. La zona A es la de menor intensidad sísmica, mientras que la mayor es la zona C.

El nivel de aguas freáticas no fue detectado en la fecha en que se realizó la exploración.

Considerando las características arquitectónicas y estructurales de la estructura proyectada y las características estratigráficas y físicas del subsuelo, en particular la existencia de depósitos arcillosos expansivos, entre la superficie y 3.20 m de profundidad, con presión de expansión variable de 10.0 a 14.0 ton/m² (98.1 a 137.34 Kpa), reportados en los estudios realizados con anterioridad; además considerando que la estructura colindante de un nivel, está apoyada sobre zapatas asiladas, desplantadas a 3.30 m de profundidad, se juzga que el tipo de cimentación más adecuada será mediante las siguientes alternativas:

1. Cajón de cimentación hueco y estanco, diseñado para aplicar una presión de contacto admisible para fines de diseño de 86.65 ton/m² (850.36 Kpa), desplantado sobre terreno natural a 3.30 m de profundidad, respecto al nivel actual de la superficie del terreno, retirando la capa de arcilla expansiva localizada entre la superficie y 3.30 m de profundidad.
2. Cajón de cimentación hueco y estanco, diseñado para aplicar una presión de contacto admisible para fines de diseño de 76.29 ton/ m² (748.40 Kpa), desplantado a 2.00 m de profundidad con respecto al nivel actual de la superficie del terreno, apoyado a su vez sobre una plataforma de materiales controlados, con espesor de 1.30 m, rebasando la capa de arcilla expansiva localizada entre la superficie y 3.30 m de profundidad. La plataforma podrá estar constituida a base de:
 - a) Suelo - cemento, en una proporción de 95 - 5%, en peso, colocada en capas de 0.20 m de espesor y compactada al 95% de su peso volumétrico seco máximo, determinada en prueba proctor.
 - b) Por un relleno que será a base de un material inerte con calidad de base, mezcla de gravas con limo arenoso con un peso volumétrico mínimo de 1.80 ton/m³, colocado en capas de 0.20 m en estado suelto y compactadas al 100 ± 2% de su peso volumétrico seco máximo, colocado entre 0.80 y 1.50 m de profundidad. Las características de los materiales de relleno controlado, son los especificados por la SCT en sus Normas de Calidad de los Materiales para bases N-CMT-4-02-002/04 que especifica lo siguiente:

De granulometría:

Malla		Porcentaje que pasa
Abertura mm	Designación	
37,5	1½"	100
25	1"	70 - 100
19	¾"	60 - 100
9,5	⅜"	40 - 100
4,75	Nº4	30 - 80
2	Nº10	21 - 60
0,85	Nº20	13 - 44
0,425	Nº40	8 - 31
0,25	Nº60	5 - 23
0,15	Nº100	3 - 17
0,075	Nº200	0 - 10

CMT. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

N-CMT-4-02-002/04

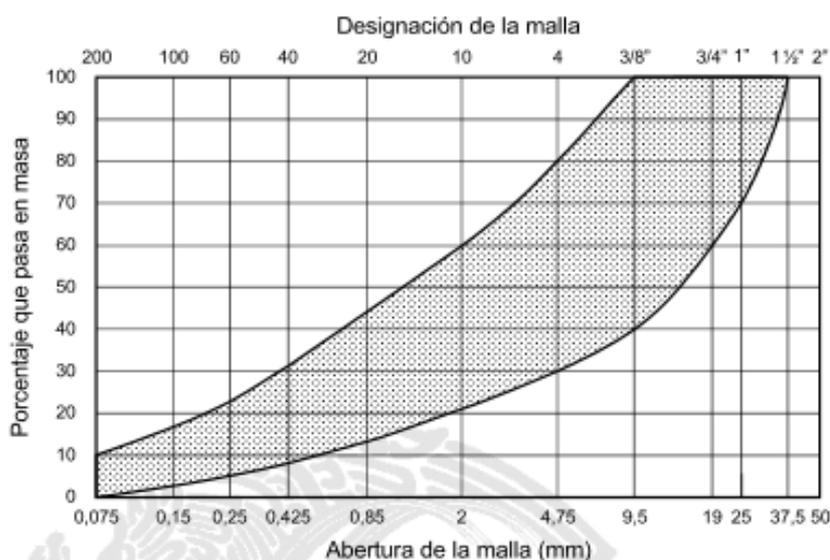


FIGURA 1.- Zona granulométrica recomendable de los materiales para bases de pavimentos con carpetas de concreto hidráulico

TABLA 2.- Requisitos de calidad de los materiales para bases de pavimentos con carpetas de concreto hidráulico

Característica	Valor %
Límite líquido ^[1] , máximo	25
Índice plástico ^[1] , máximo	6
Equivalente de arena, mínimo ^[1]	40
Valor Soporte de California (CBR), mínimo ^[1, 2]	80
Desgaste Los Ángeles, máximo ^[1]	35
Partículas alargadas y lajeadas, máximo	40
Grado de compactación ^[1, 3] , mínimo	100

[1] Determinado mediante el procedimientos de prueba que corresponda, de los Manuales que se señalan en la Cláusula C. de esta Norma.

[2] Con el grado de compactación indicado en esta Tabla.

[3] Respecto a la masa volumétrica seca máxima obtenida mediante la prueba AASHTO Modificada, salvo que el proyecto o la Secretaría indiquen otra cosa.

3. Zapatas corridas, diseñadas para aplicar una presión de contacto admisible para fines de diseño de 14.55 ton/ m² (142.73 Kpa). Desplantadas a 2.00 m de profundidad con respecto al nivel actual de la superficie del terreno, apoyadas a su vez sobre una plataforma de materiales controlados, con espesor de 1.30 m, rebasando la capa de arcilla expansiva localizada entre la superficie y 3.30 m de profundidad. La plataforma podrá estar constituida a base de:

- a) Suelo - cemento, en una proporción de 95 - 5%, en peso, colocada en capas de 0.20 m de espesor y compactada al 95% de su peso volumétrico seco máximo, determinada en prueba proctor.
- b) Por un relleno que será a base de un material inerte con calidad de base, mezcla de gravas con limo arenoso con un peso volumétrico mínimo de 1.80 ton/m³, colocado en capas de 0.20 m en estado suelto y compactadas al 100 ± 2% de su peso volumétrico seco máximo, colocado entre 0.80 y 1.50 m de profundidad. Las características de los materiales de relleno controlado, son los especificados por la SCT en sus Normas de Calidad de los Materiales para bases N-CMT-4-02-002/04 que especifica lo siguiente:

De granulometría:

Malla		Porcentaje que pasa
Abertura mm	Designación	
37,5	1½"	100
25	1"	70 - 100
19	¾"	60 - 100
9,5	⅜"	40 - 100
4,75	N°4	30 - 80
2	N°10	21 - 60
0,85	N°20	13 - 44
0,425	N°40	8 - 31
0,25	N°60	5 - 23
0,15	N°100	3 - 17
0,075	N°200	0 - 10

CMT. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

N-CMT-4-02-002/04

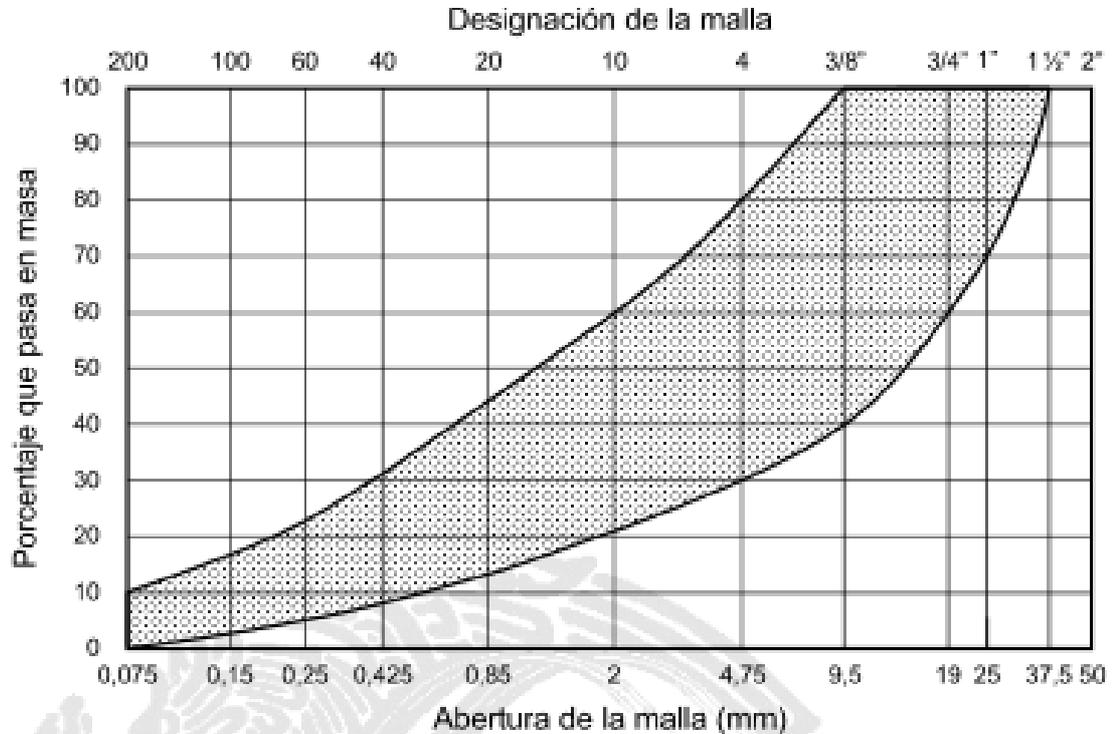


FIGURA 1.- Zona granulométrica recomendable de los materiales para bases de pavimentos con carpetas de concreto hidráulico

TABLA 2.- Requisitos de calidad de los materiales para bases de pavimentos con carpetas de concreto hidráulico

Característica	Valor %
Límite líquido ^[1] , máximo	25
Índice plástico ^[1] , máximo	6
Equivalente de arena, mínimo ^[1]	40
Valor Soporte de California (CBR), mínimo ^[1, 2]	80
Desgaste Los Ángeles, máximo ^[1]	35
Partículas alargadas y lajeadas, máximo	40
Grado de compactación ^[1, 3] , mínimo	100

[1] Determinado mediante el procedimientos de prueba que corresponda, de los Manuales que se señalan en la Cláusula C. de esta Norma.

[2] Con el grado de compactación indicado en esta Tabla.

[3] Respecto a la masa volumétrica seca máxima obtenida mediante la prueba AASHTO Modificada, salvo que el proyecto o la Secretaría indiquen otra cosa.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Para conocer el comportamiento de la estructura, el Reglamento de Construcción especifica que deberán instalarse referencias de nivelación para conocer los movimientos verticales que se produzcan desde el inicio de la obra. Se correrán nivelaciones semanales durante la construcción de la cimentación y terminada ésta, las referencias se fijarán en columnas o muros y las nivelaciones se realizarán mensualmente hasta terminar la construcción de la superestructura.

Las nivelaciones deberán referirse a un banco de nivel superficial instalado fuera de la influencia de las áreas cargadas.

- Arnal Simón, Luis. Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, México, LIMUSA 2005.
- Diseño y Construcción de Cimentaciones. Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Publicación No. 405, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México 1977.
- Figueroa Abarca, Jesús. Carta Sísmica de la República Mexicana, Instituto de Geofísica, Universidad Nacional Autónoma de México 1959.
- Inventario de Banco de Materiales. Centro SCT Sinaloa, Unidad General de Servicios Técnicos 2013.
- Juárez Badillo y Rico Rodríguez. Mecánica de Suelos Tomo 1 – Fundamentos de la Mecánica de Suelos, México, LIMUSA 2010.
- Juárez Badillo y Rico Rodríguez. Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos, México, LIMUSA 2014.
- Normas NMX de Geotecnia. Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, S.C. 2003.
- Normas N-CMT Características de los Materiales. Secretaría de Comunicaciones y Transportes.
- Reglamento de Construcción para el Municipio de Cajeme, Sonora, 1990.