

41121
14



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGÓN**

**“ESTUDIO GEOTÉCNICO EFECTUADO PARA TRES
EDIFICIOS DE OCHO NIVELES EN ZONA DE LAGO”**

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:
L U I S E N R I Q U E G U T I É R R E Z M O R A L E S

EJEMPLAR UNICO

**ASESOR:
ING. GABRIEL ÁLVAREZ BAUTISTA**

MÉXICO

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

2003.

1



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGÓN
DIRECCIÓN

LUIS ENRIQUE GUTIERREZ MORALES
Presente

Con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobado su tema de tesis y asesor.

TÍTULO:
"ESTUDIO GEOTÉCNICO EFECTUADO PARA TRES EDIFICIOS DE OCHO NIVELES EN ZONA DE LAGO"

ASESOR: Ing. GABRIEL ÁLVAREZ BAUTISTA

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
San Juan de Aragón, México, 14 de mayo de 2003.

LA DIRECTORA

L. Turcott

ARQ. LILIA TURCOTT GONZÁLEZ



Aut. [firma]

C p Secretaria Académica
C p Jefatura de Carrera de Ingeniería Civil
C p Asesor de Tesis

[firma]

LTG/AIR/1a

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

2

CONTENIDO

INTRODUCCIÓN	1
I. ANTECEDENTES	11
II. EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO	15
III. ENSAYES DE LABORATORIO	33
IV. DESCRIPCIÓN DEL SUBSUELO	54
V. ANÁLISIS Y ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN	57
VI. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO	96
VII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	100
ANEXO I: ENSAYES DE LABORATORIO	112
BIBLIOGRAFÍA	127

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

INTRODUCCIÓN

La cuenca de México constituye una gran presa azolvada. Antes del Pleistoceno el Valle drenaba hacia el sur, hacia el Amacuzac, por dos profundas cañadas que pasaban por Cuautla y Cuernavaca. A fines del Plioceno se producen fracturas orientadas predominantemente en dirección W-E, en la zona de Puebla y al Sur de Toluca, por las que tuvieron grandes efusiones de basalto que construyeron la Sierra de Chichinautzin en el Cuaternario; de acuerdo con mediciones paleomagnéticas, las masivas erupciones de referencia ocurrieron en los últimos 700,000 años. El Valle de México está delimitado por las Sierras de Pachuca, Tepetzotlán, Guadalupe, Patlachique, Tepozán hacia el Norte, formadas hacia fines del Mioceno. Durante el Plioceno inferior se crearon las Sierras de Las Cruces y Nevada, al Oeste y Este respectivamente, caracterizadas por una actividad extraordinaria de la que es testigo la formación Tarango constituida por piroclásticos depositados al pie de esas sierras. Los eventos cuaternarios mencionados al principio, entre el Popocatepetl y la Sierra de Zempoala, transforman el Valle en una cuenca cerrada.

Por esa razón se almacenó el agua en varios lagos, y los ríos que descendían de las sierras circundantes depositaron en potentes conos de deyección, materiales muy diversos al confluir a dichos lagos. Simultáneamente, la parte central de la cuenca se fue llenando con acarreo limo-arenosos y emisiones de pómez y ceniza provenientes de los volcanes del Sur, donde se han identificado 120 conos cineríticos. Finalmente, en la época glacial de los últimos 100,000 años, de alta pluviosidad, la masa de agua se extendió en las partes bajas llegando a formar un solo lago.

Con base en la descripción geológica, los sondeos realizados en diversos lugares del Valle y la disposición de las grandes masas observadas superficialmente, se ha elaborado el plano de la Figura 1. En él se distinguen tres zonas importantes: Zona I.- Lomas o Pétreas, formada por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que puede existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos. En esta zona es frecuente la presencia de oquedades en rocas y de cavernas y túneles excavados en suelo para explorar minas de arena; Zona II.- Transición, en la que los depósitos profundos se encuentran a 20 metros de profundidad, o menos, y que está constituida predominantemente por estratos arenosos y limoarenosos intercalados con capas de arcilla lacustre; el espesor de estas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros, además se han reconocido tres zonas típicas, 1) progresiva, en que la formación rocosa aparece cubierta por depósitos de origen aluvial, a su vez subyacente a las capas más recientes de arcilla lacustre; 2) interestratificada, característica de regiones en que las fases aluvial y lacustre se suceden en forma alternada, dando lugar a la intercalación de mantos blandos arcillosos con otros de matriz granular contaminados por finos, generalmente duros y más resistentes; y 3) abrupta, que se distinguen porque los depósitos lacustres están en contacto con la formación rocosa, tapizada por derrubios y suelo residual. Puede clasificarse también dentro de la condición 2,

el caso de derrames sobre lava sobre arcillas o suelos aluviales, cubiertos por otras capas más recientes de la zona lacustre o acarreo fluvial; esta disposición se ha encontrado en algunos lugares circundantes al Cerro de La Estrella y, Zona III.- Lacustre o Lago, integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresible, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas arenosas son de consistencia firme a muy dura y de espesores variables de centímetros a metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales y rellenos artificiales; el espesor de este conjunto puede ser superior a 50 m.

En cuanto a las implicaciones de la estratigrafía desde el punto de vista de la ingeniería de cimentaciones, en lo que se refiere a la Zona I, II y III, mencionadas arriba, respectivamente lo siguiente:

Zona Pétreo. La exploración con pozos a cielo abierto, complementada por barrenos con extracción de muestras, en caso necesario, es la usual en esta zona. Generalmente la compresibilidad es despreciable y la capacidad de carga alta. La cimentación de zapatas aisladas es en general la solución obvia.

Zona de Transición. La variedad de condiciones que pueden encontrarse en estas zonas de transición entre las formaciones lacustre, aluvial y pétreo, hace poco menos que imposible la elección anticipada del tipo de exploración y muestreo requerido. Los equipos a usar deben ser versátiles, en cuanto a herramienta y capacidad propulsora; el pozo a cielo abierto es la alternativa viable hasta una profundidad de 10 m, extendida con barrenación rotatoria. La observación de campo con fines de localizar grietas y el asentamiento diferencial en transiciones abruptas, pueden ser aspectos determinantes del diseño de la cimentación.

Zona Lacustre. Los mantos arcillosos que se encuentran el área urbana de México, la región estudiada por la Comisión del Lago de Texcoco y el fondo de los lagos de Chalco y Xochimilco, no presentan dificultad para muestrearlos y determinar propiedades mecánicas. El sondeo de penetración estándar resulta valioso, no tanto por la estimación de la resistencia a partir del número de golpes, sino por la identificación de campo, del material en cuestión, en húmedo y en seco, y por la determinación sistemática del contenido de agua natural. Este en los casos como el de la Ciudad de México, donde existe amplia información experimental, permite estimar valores medios de la resistencia al corte y compresibilidad. No ocurre lo mismo con el subsuelo de Xochimilco, Chalco y Zumpango por la escasez de datos obtenidos mediante pruebas de laboratorio. Para ello, se recomienda obtener muestras inalteradas con tubos de pared delgada, de 4 a 6 pulgadas de diámetro, y someterlas a los ensayos convencionales (compresión simple, consolidación, compresión triaxial UU y CU, además de la determinación de propiedades índice).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Debe esperarse en esta zona lacustre: 1) asentamientos importantes por consolidación cuando se aplican sobrecargas que excedan la carga de preconsolidación y 2) hundimientos regionales inducidos por el abatimiento de la presión piezométrica en los acuíferos. Por tratarse de formaciones blandas, la capacidad de carga puede ser determinante del diseño de cimentaciones superficiales. La ubicación de capas duras y la composición de la formación subyacente es vital para proyectar cimentaciones piloteadas. El análisis de estabilidad de taludes permanentes (canales y excavaciones) requiere la determinación de la resistencia por cortante a largo plazo.

La Zona III, denominada Lacustre o Lago, es la más desfavorable a las deformaciones que a la capacidad de carga. Es por eso que es de primordial importancia realizar, en primera instancia, la Revisión del estado Límite de Servicio basado en las Normas Técnicas para Diseño y Construcción de Cimentaciones del Reglamento de Construcciones para el distrito Federal y , lo que sea pertinente y recomendado, con el objeto de salvaguardar la seguridad e integridad, principalmente de las vidas humanas que habitarán la edificación así como de la estructura misma. Por los motivos antes mencionados es pertinente realizar estudios de Mecánica de Suelos para determinar en base a pruebas de laboratorio de muestras alteradas e inalteradas principalmente, la revisión del estado Límite de Falla, así como también de la Revisión del estado Límite de Servicio, esto con la finalidad de brindar la mejor alternativa de cimentación.

Ahora bien, el constante crecimiento demográfico de México, hace indispensable contar con suficientes espacios de uso habitacional, comercial, servicios y medios de transporte. Para resolver este problema, el Gobierno y empresas privadas, se han dado a la tarea de mejorar las condiciones sociales y económicas de los habitantes del país; para ello, se han creado planes rectores de crecimiento urbanístico e industrial.

Por tal razón las acciones ingenieriles se dirigen a estructurar integralmente todas las construcciones como columna vertebral del mismo. Por lo anterior, es necesaria la búsqueda constante por actualizar y optimizar el funcionamiento de los sistemas de construcción en especial la excavación que se requiere en un proyecto determinado, a través del desarrollo de la tecnología de punta, actualización de procesos constructivos y optimización el rendimiento de los recursos humanos y materiales.

Por ello; es necesario dar importancia relevante a los esfuerzos realizados por ampliar, construir y perfeccionar los diferentes Sistemas de Excavación existentes.

Por lo mencionado anteriormente, se pretende dar solución al problema en base a la construcción de más conjuntos habitacionales; en este trabajo de Tesis-Profesional en particular, se pretende mediante un proyecto construir un conjunto habitacional para 36

departamentos, que consta de tres edificios de ocho niveles cada, uno ubicado en la Colonia Roma, dar solución particular a la alternativa de cimentación en base a $1 \frac{1}{2}$ ó $\frac{1}{2}$ sótano del conjunto antes mencionado

El uso de pilotes de fricción es la opción más apropiada para cimentar estructuras con carga por unidad de área mediana o grande (mayores de 10 ton/m^2 , aproximadamente) sobre suelos compresibles de espesor muy grande (varias decenas de metros) o cuando, siendo estos de espesor moderado, están o se sospecha que estarán sujetos a consolidación generalizada y no se desea que la cimentación emerja o que los pilotes sean sobrecargados por fricción negativa. En la extensa zona lacustre de la Ciudad de México puede darse cualquiera de esas condiciones o todas a la vez, sin embargo, tal zona no es sino uno de los muchos ejemplos que se dan en todo el mundo de circunstancias en que los pilotes de fricción constituyen la mejor forma de cimentar estructuras relativamente pesadas.

En la zona de alta compresibilidad de la Ciudad de México, gran número de edificios con más de seis niveles están apoyados sobre pilotes de fricción. La mayor parte de los apoyos del tramo elevado del Metro también se cimentaron sobre pilotes de ese tipo.

El diseño de tales cimentaciones casi siempre se rige por la magnitud de los asentamientos medios o diferenciales, y es bien sabido lo difícil que es hacer predicciones acertadas de dichos hundimientos cuando se trata de cimentaciones sobre pilotes.

La dificultad de esas predicciones proviene de dos factores. Uno es de tipo mecánico o numérico, derivado del hecho de que el cálculo de esfuerzos o deformaciones para cargas en el interior del semiespacio elástico (problema de Mindlin) es más complejo que para cargas en la superficie del mismo semiespacio (problema de Boussinesq). El otro factor es la interacción pilote-suelo, compleja por ser tan sensible a las relaciones esfuerzo-deformación-tiempo de suelo y pilotes, ya las deformaciones inducidas en el suelo por factores independientes de las cargas permanentes de la cimentación (por ejemplo, la disipación de las presiones de poro generadas por el hincado de pilotes).

La primera dificultad puede resolverse confiablemente mediante métodos numéricos empleando computadora, aunque la herramienta no deja de ser engorrosa en si misma. Las incertidumbres derivadas del segundo factor (la complejidad de la interacción pilote-suelo) son tan difíciles de eliminar que pocos diseñadores consideran justificado incurrir en la laboriosidad de integrar numéricamente la solución de Mindlin cuando han de adoptarse hipótesis burdas sobre la distribución de esfuerzos cortantes entre suelo y pilotes a lo largo de estos.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

La complejidad y dificultades apuntadas son mucho mayores cuando, además del proceso de deformación producido por las solicitaciones permanentes de la estructura y las operaciones de construcción, debe considerarse un proceso generalizado de consolidación del suelo, que da lugar a redistribución de esfuerzos de contacto pilote-suelo con incrementos, reducciones o cambios de signo de la adherencia desarrollada a lo largo del fuste de los pilotes.

Todo lo anterior da idea de la importancia que tendría contar con un método de escritorio para calcular hundimientos de cimentaciones sobre pilotes de fricción, que no redujera el grado de aproximación que la naturaleza misma del problema impone.

La implementación y monitoreo de la instrumentación en una excavación, se realiza antes, durante y después de la construcción de la obra, esta actividad es un aplicación de la topografía, necesaria, ya que su oportuna aplicación sirve para prevenir y controlar los movimientos tanto verticales como horizontales, así como los esfuerzos que se generan en el suelo y edificaciones colindantes como reflejo de las actividades y proceso durante la construcción.

El orden de cómo se llevan a cabo los estudios para proyectar una obra de esta naturaleza, en el caso que nos ocupa los podemos clasificar en los términos siguientes:

Estudios preliminares.- El primer punto será realizar los estudios preliminares ó elementales

De los resultados de los estudios llevados a cabo, nos llevarán a proyectar la planeación adecuada, la cual fijará los procedimientos más óptimos en la consecución de nuestro objetivo, abatiendo costos y tiempos de ejecución.

En la planeación de la obra se contemplarán los problemas de trazo, el cual dependerá del contexto o entorno urbano, como son: vialidades, monumentos históricos, y la gran cantidad de interferencias municipales que se localizan en el área donde se construirá la estructura.

La determinación del proyecto, contemplará los espacios necesarios para alojar sus requerimientos.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Estudios de Mecánica de Suelos.- Una vez definidos los estudios preliminares para el sembrado del trazo de la estructura, se deberán llevar a cabo los estudios correspondientes a Mecánica de Suelos, para conocer las características estratigráficas del terreno donde se realizará la excavación que alojara a la estructura proyectada, el estudio de dichas características nos definirá el tipo de estructura, y el diseño arquitectónico que la estructura deberá tener de acuerdo al contexto urbano de la zona en donde ésta se localice, dichos estudios nos definirán el tipo de cimentación a elegir para garantizar la estabilidad de la estructura durante su construcción y vida de servicio.

Así como los estudios de Mecánica de Suelos nos servirán para llevar a cabo los diseños arquitectónicos y estructurales también nos ayudarán a realizar el Proyecto de Ingeniería. Proyectos que deberán ser adaptados a la funcionalidad y confort para brindar una estructura moderna y funcional que brinde los servicios de manera eficiente.

En forma adicional a los estudios de Mecánica de Suelos, se deberá implementar un sistema de instrumentación, el cual dispondrá de dispositivos y de controles topográficos, que permitan instrumentar el terreno y las estructuras aledañas durante las actividades y procesos constructivos de la estructura; dicha instrumentación permitirá medir previamente los movimientos verticales y horizontales, y/o los esfuerzos que se generan en el suelo y edificaciones colindantes, como reflejo de las actividades y procesos de construcción de dicha obra como son: construcción de muros tablestacas, bombeo previo del agua freática, excavación del núcleo, colocación y precarga de los puntales, construcción propiamente de la Estación, así como la evaluación de la condición final de compensación.

Una adecuada planeación, estudios de Mecánica de Suelos y un constante monitoreo propiciará la toma oportuna de decisiones, asegurando con ello evitar posibles mecanismos de falla. De los resultados obtenidos de la planeación y de los estudios de Mecánica de Suelos, se proyectará el diseño arquitectónico y el diseño estructural, para proceder a la construcción de la obra civil y de sus instalaciones.

Una vez concluidos los estudios como son la planeación, los estudios de Mecánica de Suelos y fijados los métodos de instrumentación, la interpolación de estos nos ayudará a proyectar y a diseñar arquitectónica y estructuralmente el proyecto. El diseño arquitectónico deberá garantizar la funcionalidad, brindando espacios que proporcionen seguridad y confort a los usuarios de la estructura.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Del proyecto y diseño arquitectónico derivará el diseño estructural así como el proyecto general dentro del cual se estudiarán y analizarán cada una de las variantes y restricciones que intervendrán en el proceso constructivo, para prevenir eventos que pongan en riesgo la excavación y estructuración del proyecto.

En términos generales, se definirá brevemente el proceso de excavación y estructuración para llevar a cabo la construcción del Proyecto. Esto es, una vez que se ha definido el trazo y los niveles de excavación y estructuración, se dará inicio con la construcción de brocales, los cuales servirán de guía al equipo de excavación para la construcción de los muros Milán los cuales una vez que han adquirido la resistencia de proyecto servirán para confinar el área de excavación a cielo abierto, mediante un proceso de apuntalamiento para contener los empujes del terreno.

El proceso de excavación y estructuración es similar en cada una de las zonas que componen la Estación, es decir, el proceso de excavación se deberá interrumpir cuando la excavación se encuentre 30 cm. por debajo de la colocación del 1º, 2º, 3º, 4º y 5º nivel de puntales y esta no se podrá reiniciar si los troqueles no han sido colocados en su posición definitiva y aplicada la carga correspondiente de proyecto contra los muros tablestaca.

Cabe mencionar que la excavación no se podrá iniciar si los pozos de bombeo no se han instalado para el abatimiento del nivel freático, esto es, para mantener el fondo de las excavaciones lo más estancas ó secas posibles, así como haber realizado en un 70% el desvío de las instalaciones municipales como son: agua potable, drenaje, luz, teléfonos y gas, así como las interferencias que puedan afectar el proceso de ejecución de la obra.

Una vez alcanzada la máxima profundidad de excavación de acuerdo al proyecto, inmediatamente se deberá colar una plantilla de concreto simple provisto con un aditivo acelerante de fraguado de espesor igual al proyecto marcado. Una vez alcanzada la máxima profundidad de excavación y realizado el colado de la plantilla, se deberán ir sellando los pozos que se utilizaron para el abatimiento del nivel freático.

Una vez fraguada la plantilla, esto es 5 hrs. después del colado, se deberá iniciar con el armado, cimbrado y colado de la losa de fondo hasta el tope con los muros tablestaca auxiliares; esto es si se trata de alguna de las celdas, dejando durante dicho colado las preparaciones necesarias para su liga posterior con las contratraves, muretes de andén y losas adyacentes, la construcción de esta losa no deberá realizarse en un tiempo mayor de

24 hrs. después de haber concluido el colado de la plantilla correspondiente, esto es para prevenir fallas de fondo durante el proceso de excavación, así como riesgos de estabilidad de la estructura y construcciones aledañas. Para prevenir dichos riesgos habrá que realizar un monitoreo constante en los diferentes sistemas de instrumentación instalados para dicho propósito, 24 hrs. después de colada la losa de fondo, se podrá retirar el 4° y 5° nivel de puntales.

Posteriormente se continuará con el armado, cimbrado y colado de las contratraves, muñones, muretes de concreto, losas en los niveles inferiores, conforme se avance la estructuración de podrán ir retirando los puntales del 3°, 2° y 1° nivel. La demolición de los muros tablestacas auxiliares, que sirvan para confinar la excavación y estructuración de alguna área, se podrá ir realizando conforme avance la excavación.

Es importante tomar en cuenta las restricciones que se describen en cada una de las etapas de excavación y estructuración ya que el hacer caso omiso a estas pueden generar problemas como son filtraciones, que pueden generar derrumbes, poniendo en riesgo la estabilidad de la estructura, inestabilidad en estructuras vecinas, problemas de falla de fondo, así como el riesgo de vidas humanas conllevando con esto al retraso de la obra, incrementando significativamente los costos.

Durante el proceso de construcción de la obra, es necesario llevar a cabo un muestreo y ensaye de la calidad de los materiales que se están empleando, así como un muestreo constante de lodo bentonítico que se utilizará para la construcción de los muros Milán, ya que son elementos estructurales importantes en el proceso de ejecución de la obra, una mala calidad en la construcción de estos provocará problemas en el proceso de apuntalamiento, provocando inestabilidad a la estructura.

Concluidos los trabajos de excavación y estructuración de la estructura, se deberán realizar los trabajos de rehabilitación de guarniciones, banquetas, drenajes que resultaron dañados durante los trabajos de la construcción.

Se deberá poner atención especial, en el abatimiento del nivel freático al término de la construcción de la estructura por lo que se deberán sellar las posibles filtraciones que se lleguen a presentar y evitar posibles asentamientos de las construcciones vecinas así como el estar monitoreando constantemente el comportamiento de las estructuras vecinas.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Los objetivos a alcanzar en cada uno de los capítulos se describen en lo que sigue:

En el primer Capítulo, se analizan los antecedentes del Predio ubicado en la Av. Baja California No.147 Col. Roma Sur, Delegación Cuauhtémoc, C.P. 06760 en la CD. de México. En que zona se ubica, geotécnicamente hablando. Si el terreno está preconsolidado o normalmente consolidado, esto es, si existen o existieron construcciones.

En el segundo capítulo, al analizar la exploración del subsuelo, tomando en cuenta los parámetros que indican Las Normas Técnicas Complementarias Para Diseño y Construcción de Cimentaciones, se mencionarán los sondeos realizados para conocer las propiedades físicas del subsuelo, resistencia, estratigrafía, detectar el nivel de aguas freáticas, etc., así también, se identificará el periodo natural de suelo y el coeficiente sísmico.

En el tercer capítulo, al incorporar los ensayos de laboratorio, se pretende conocer las propiedades índice y mecánicas (resistencia y deformabilidad al esfuerzo cortante y compresibilidad) del suelo, empleando para este fin la clasificación de acuerdo al SUCS; Compresión triaxial no consolidada-no drenada; Compresión triaxial consolidada anisotrópica -no drenada y la Consolidación unidimensional, haciendo una breve descripción de cada ensayo; todo lo anterior como parte del proyecto en el que se incluye la metodología de la investigación.

En el cuarto capítulo, se prosigue con la descripción del subsuelo, una vez determinadas previamente las propiedades índice y mecánicas; se hace una completa descripción de cada estrato y de las características que lo conforman.

En el quinto capítulo, se consideran las diferentes alternativas de cimentación, tomando en cuenta, entre otros, las características geométricas que presenta el proyecto arquitectónico; cargas de proyecto; análisis de estabilidad (estado de falla general con cajón de cimentación, estado de falla local con cajón de cimentación, esfuerzos inducidos por sismo con cajón de cimentación, revisión de la estabilidad con cajón de cimentación, diseño geotécnico de pilotes de fricción); análisis de asentamientos; análisis de la excavación (abatimiento del nivel freático, estabilidad de taludes durante la excavación, estabilidad del fondo de la excavación); consideraciones geotécnicas para diseño estructural (presión horizontal de tierras sobre muros de contención, trabajo estructural de la losa de fondo). Los análisis antes mencionados, aplicables tanto para cajón de 1 ½ sótanos, como para ½ sótano.

El sexto capítulo al analizar el procedimiento constructivo dando continuidad al proyecto se analiza la instalación de pilotes de fricción, instalación e inicio del sistema de bombeo, excavación del núcleo central y construcción parcial del cajón de cimentación, excavación y construcción final del cajón de cimentación en tramos alternados de 5.0 m de longitud de la bermá de talud, suspensión del sistema de bombeo, en cuanto al cajón de cimentación de 1 ½ sótano; para ½ sótano, la instalación de pilotes de fricción y la excavación y construcción total del cajón de cimentación. Todo lo anterior con apego a las disposiciones legales y oficiales del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

El último capítulo, referente a las Conclusiones y Recomendaciones, se insertan los comentarios finales al proyecto así como la recomendación de la cimentación a elegir en base a los estudios y análisis previos, así como sugerencias también.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

I ANTECEDENTES

La Cuenca del Valle de México se formó después de una época de intensa actividad volcánica, en la cual fueron apareciendo las sierras. El conjunto de montañas formó un vaso de almacenamiento natural en el que se depositaron rellenos cuaternarios. Entre la aparición de las Sierras de las Cruces y Río-Frío, que ocurre en el Plioceno, y el cierre total de la cuenca durante el Cuaternario Superior, (que corresponde a la formación de la Sierra de Chichinautzin) existían dos grandes valles que drenaban hacia el Sur en el Río Amacuzac. El más grande corría paralelo a la Sierra de las Cruces y pasaba por lo que ahora es Nochimilco; mientras que el menor corría paralelo a las faldas de la Sierra Nevada hasta llegar a Cuautla.

Durante el desarrollo de estos valles se formaron acarreos aluviales que alcanzaron un espesor hasta de 1,000 m. A continuación ocurrió el cierre de la cuenca y se inició la formación de los depósitos lacustres en que descansan los aluviones mencionados.

Estos depósitos provienen de la sedimentación de ceniza volcánica transportada por aire o por corrientes de agua hacia los lagos de la cuenca. Un primer horizonte y observando las formaciones de abajo hacia arriba, lo constituye la formación Tarango, que contiene en su parte más superficial arena cementada con carbonato de calcio, con algo de limo en las capas superiores y con grava en las capas inferiores; una de estas costras constituye la primera capa dura. Se encuentra también ceniza volcánica blanca del tamaño de arena fina. Estratificadas entre estas capas de arena se encuentra arcilla lacustre de alto contenido de agua. Sobre estos suelos se depositó la Formación Tacubaya compuesta principalmente por arcilla de alta compresibilidad con lentes de arena. Finalmente, sobre estos estratos se encuentran las Formaciones Becerra, Barrilaco y Totolsingo. Esta clasificación es de origen geológico para la llamada zona del Lago (zona Lacustre) de la Ciudad de México, a saber:

- a) Manto Superficial. Compuesto por depósitos arenoarcillosos o limosos con abundancia de restos arqueológicos, o bien, rellenos artificiales que en algunos sitios de la ciudad llegan hasta 10 m de espesor. Esta zona corresponde a las Formaciones Barrilaco y Totolsingo.
- b) Formación Arcillosa Superior. Suelos que corresponden a la Formación Tacubaya, formados por el arrastre y sedimentación de ceniza volcánica de tamaño ultrafino en el ambiente del Lago de la Ciudad de México y el Lago de Texcoco; está constituida por arcilla de alta compresibilidad, de variados colores, de consistencia

blanda a media, su espesor oscila entre 15 y 32 m y contiene lentes delgadas de arena.

- c) Capa Dura. La definición de esta capa se hace con datos de la zona céntrica de la ciudad; se le atribuye un espesor de aproximadamente 3 m - y una composición de suelos limoarenosos compactos o rígidos, cementados con carbonato de calcio. Esta descripción se apega a una época geológica donde predominó la sequía y en condiciones tales que el Lago de Texcoco se encontraba a una elevación más o menos constante en la cuenca, excepto en la zona céntrica del Lago de Texcoco que se presume permanecía sumergida.
- d) Formación Arcillosa Inferior. Compuesta por arcilla volcánica semejante a la de la Formación Arcillosa Superior, pero más comprimida y resistente, en espesores de 4 a 14 m.
- e) Depósitos Profundos. Depósitos de arena con grava separados por estratos de limo o arcilla arenosa.

Las tres últimas capas corresponden a la formación de Tarango. Las definiciones anteriores se aplican con exactitud a la zona lacustre de la Ciudad de México y de Texcoco. Sin embargo, hacia el Sur de la Ciudad se encuentra una zona de transición entre estos lagos y los Lagos de Chalco y Xochimilco cuya estratigrafía se ve afectada por la actividad de pequeños conos volcánicos, a tal grado que se distingue un proceso de formación diferente como describe a continuación:

Esta frontera se ubica de manera aproximada entre la avenida Río Churubusco a continuación con la calzada Ermita Ixtapalapa al Norte y la calzada de las Bombas junto con la calzada México-Tulyehualco al Sur.

Algunos de los volcanes de las Sierras de Santa Catarina y de Chichinautzin tuvieron actividad hasta épocas muy recientes. La evidencia es clara en el Sur de la cuenca. En algunos puntos al Sur de Xochimilco, se presenta una costra de toba superficial de 3 m de espesor y a continuación arcilla de alta compresibilidad con contenido de agua de 200%. En los pozos para abastecimiento de agua potable de la zona de San Lorenzo Tezonco (que corresponde a una parte baja de la Sierra de Santa Catarina) se tienen alternancias de basalto, arcilla y arena hasta 180 m de profundidad.

La aparición de basalto sobre arcilla lacustre permite afirmar que ha habido derrames basálticos hasta épocas en las que el Lago de Texcoco había alcanzado su máxima elevación. Por otra parte, el hecho de encontrar arcilla hasta 180 m de profundidad concuerda con las exploraciones del Pozo Texcoco 1, donde también se encontró hasta 160 m de profundidad, pero estratificada con limo y arena.

En el área entre los Lagos de Texcoco y Xochimilco así como en todas las exploraciones de Xochimilco se encuentra con frecuencia arena, de características diferentes a las observadas en la Ciudad de México, estratificada con arcilla; mientras que en el Lago de Texcoco y en el de la Ciudad de México las capas de arena son muy escasas y sólo aparece la primera capa dura como una unidad continua en ambos lagos. La explicación de esta diferencia estriba en lo siguiente: las Sierras de Chichinautzin y la Santa Catarina tenían pequeños conos volcánicos activos hasta épocas muy recientes. Estos conos arrojaron ceniza volcánica y arena en sus explosiones. La arena se encuentra en mayor proporción en las regiones cercanas a estos pequeños volcanes, de acuerdo con los datos de distintos sondeos, mientras que la ceniza puede transportarse a regiones más lejanas. Entonces únicamente alrededor de las serranías mencionadas debería aparecer la arena, lo cual es un hecho tanto en Iztapalapa como en Xochimilco. Además se observa que al aproximarse a la Sierra de Chichinautzin desaparece la arcilla y se registra mayor espesor de arena hasta llegar a las formaciones de basalto (San Lucas Xochimanca) donde desaparece totalmente la arcilla. Adicionalmente se debe considerar que las aportaciones de los lagos de Texcoco y de la Ciudad de México, provienen de ríos que escurren sobre zonas impermeables arrastrando sólidos; mientras que las mayores aportaciones de los lagos de Xochimilco y Chalco provienen de manantiales que afloran al pie de los derrames basálticos. Antes de esta evidencia queda demostrado que el Lago de Xochimilco tiene un proceso diferente al del Lago de Texcoco. No obstante, quedan algunas dudas de por qué el Lago de Texcoco y en el de la Ciudad de México no se observa el mismo tipo de arena que en la zona sur. Es probable que los vientos dominantes que corren en dirección NE hayan limitado el transporte y la sedimentación de la arena a ciertas zonas. Cabe mencionar que esta arena no puede ser producto de acarreo fluvial ya que los basaltos están muy fracturados y no fluye agua sobre ellos.

En el predio de 711 m² (56 x 12.5 m) ubicado en la Avenida Baja California No. 147, Col. Roma Sur, Delegación Cuauhtémoc, C.P. 06760, México DF, se planea construir un proyecto habitacional para 36 departamentos que consta de 3 edificios de 8 niveles con área en planta total de 517 m² y 1 ½ ó ½ sótano de estacionamiento que ocupa toda el área del predio. La solución de los edificios será con losas y marcos de concreto. Actualmente, existen en el predio edificaciones de 1 y 2 niveles.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Colindancias del predio

- Norte Calle Tepic
- Oriente Edificaciones de 1 y 2 niveles
- Sur Avenida Baja California
- Poniente Edificaciones de 2 niveles

Objetivos del estudio

- Definir las condiciones estratigráficas del predio
- Diseñar geotécnicamente la cimentación del proyecto para 1 ½ sótanos
- Diseñar geotécnicamente la cimentación del proyecto para ½ sótano
- Recomendar el proceso constructivo de la cimentación

II EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO

En el presente capítulo se pretende hacer hincapié, en primera instancia, en lo que señalan Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones con relación a la investigación del subsuelo; posteriormente se presentará la información geológica y geosísmica del predio, así como el perfil estratigráfico del mismo y, finalmente, los sondeos empleados para determinar características del predio.

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones, publicadas en la Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal el 12 de Noviembre de 1987, con relación a la investigación del subsuelo, mencionan lo siguiente:

Reconocimiento del Sitio

En la Figura 1 se muestran las proporciones del distrito Federal cuyo subsuelo se conoce aproximadamente en cuanto a la zonificación definida en el artículo 219 del Reglamento (Art. 219.-Para fines de este título - Diseño de Cimentaciones - el Distrito Federal se divide en tres zonas con las siguientes características generales: Zona I.- Lomas, formada por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que puede existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos. En esta zona es frecuente la presencia de oquedades en rocas y de cavernas y túneles excavados en suelo para explorar minas de arena; Zona II.- Transición, en la que los depósitos profundos se encuentran a 20 metros de profundidad, o menos, y que está constituida predominantemente por estratos arenosos y limoarenosos intercalados con capas de arcilla lacustre; el espesor de estas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros y, Zona III.- Lacustre, integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresible, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas arenosas son de consistencia firme a muy dura y de espesores variables de centímetros a metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales y rellenos artificiales; el espesor de este conjunto puede ser superior a 50 m.

La zona a que corresponda un predio se determinará a partir de las investigaciones que se realicen en el subsuelo del predio objeto de estudio, tal y como lo establezcan las Normas Técnicas Complementarias. En caso de edificaciones ligeras o medianas, cuyas características se definan en dichas Normas, podrá determinarse la zona mediante un mapa incluido en las mismas, si el predio está dentro de la porción zonificada; los predios ubicados a menos de 200 m de las fronteras entre dos de las zonas antes descritas se supondrán ubicados en la más desfavorable.).

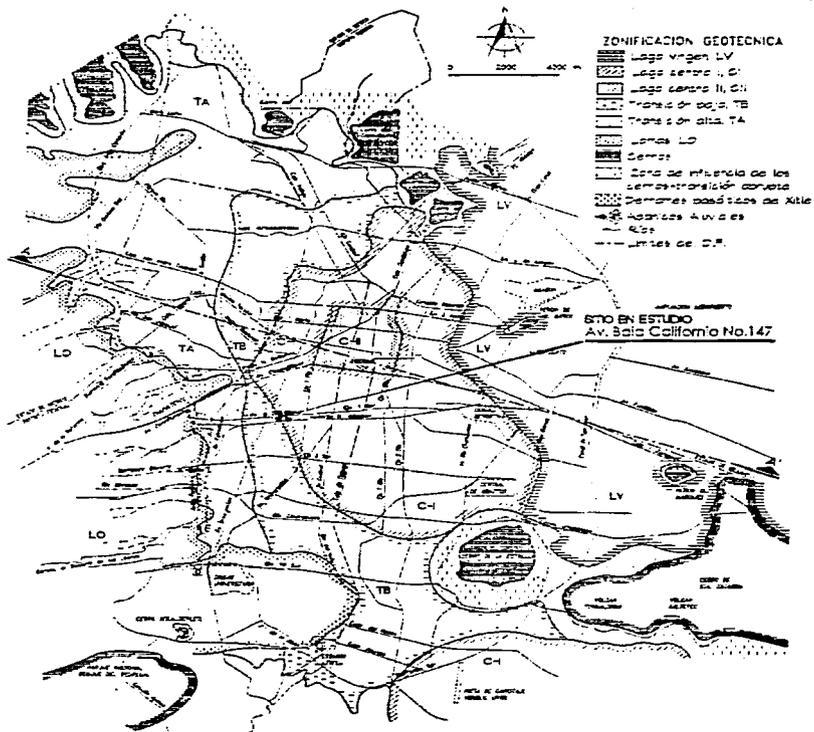


Fig 1 Zonificación geotécnica de la ciudad de México

En la porción de la Zona I no cubierta por derrames basálticos, los reconocimientos se iniciarán con un reconocimiento detallado del lugar donde se localice el predio, así como de las barrancas, cañadas o cortes cercanos al mismo, para investigar la existencia de bocas de antiguas minas o de capas de arena, grava y materiales pumíticos que hubieran sido objeto de explotación subterránea en el pasado. El reconocimiento deberá complementarse con los datos que proporcionen habitantes del lugar y la observación del comportamiento del terreno y de las construcciones existentes así como el análisis de fotografías aéreas antiguas. Se determinará en particular si el predio fue usado en el pasado como depósito de desecho o fue nivelado con rellenos colocados sin compactación. Se prestará así mismo atención a la posibilidad de que el suelo natural esté construido por depósitos de arena en estado suelto o por materiales finos cuya estructura sea inestable en presencia de aguas o bajo carga. En los suelos firmes se buscarán evidencias de grietas que pudieran dar lugar a inestabilidad del suelo de cimentación, principalmente, en laderas abruptas. Se presentará también atención a la posibilidad de erosión diferencial en taludes o cortes debida a variaciones del grado de cimentación de los materiales que lo constituyen. En las zonas de derrames basálticos, además de localizar los materiales volcánicos clásicos sueltos y las grietas superficiales que suelen estar asociadas a estas formaciones, se buscarán evidencias de oquedades subterráneas de grandes dimensiones dentro de la lava. Se tomará en cuenta que, en ciertas áreas del Distrito Federal, los derrames basálticos yacen sobre materiales arcillosos compresibles.

En la Zona II la exploración del subsuelo se planeará tomando en cuenta que suele haber irregularidades en el contacto entre diversas formaciones así como variaciones importantes en el espesor de suelos compresibles.

En las Zonas II y III, además de obtener datos completos sobre las construcciones vecinas existentes, se revisará, como lo especifica el artículo 220 (Art. 220.- La investigación del subsuelo del sitio mediante exploración de campo y pruebas de laboratorio deberá ser suficiente para definir de manera confiable los parámetros de diseño de la cimentación, la variación de los mismos en la planta del predio y los procedimientos de edificación. Además, deberá ser tal que permita definir:

I. En la Zona I a que se refiere el Artículo 219 del Reglamento, si existen en ubicaciones de interés materiales sueltos superficiales, grietas, oquedades naturales o galerías de minas, y en caso afirmativo su apropiado tratamiento, y

II. En las Zonas II y III del artículo mencionado en la fracción anterior, la existencia de restos arqueológicos, cimentaciones antiguas, grietas, variaciones fuertes de estratigrafía, historia de carga del predio o cualquier otro factor que pueda originar asentamientos diferenciales de importancia, de modo que todo ello pueda tomarse en cuenta en el diseño), las historia de cargas soportadas previamente por el suelo del predio y áreas circundantes. Se buscará evidencias de rellenos superficiales recientes o antiguos. Por otra parte, se investigará si existen antecedentes de grietas profundas en el predio o de cimentaciones que hayan sido abandonadas al demoler construcciones anteriores.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Exploraciones

Las investigaciones mínimas del subsuelo a realizar para cumplimiento del artículo 220 del Reglamento serán las que se indican en la Tabla I. No obstante, la observación del número y tipo de investigaciones indicadas en esta tabla no liberará al responsable de obra de la obligación de realizar todos los estudios adicionales necesarios para definir adecuadamente las condiciones del subsuelo. Las investigaciones requeridas en el caso de problemas especiales serán generalmente muy superiores a las indicadas a la Tabla I.

Para la aplicación de la Tabla I, se tomará en cuenta lo siguiente:

- a) Se entenderá por peso unitario medio de una estructura la suma de la carga muerta y de la carga viva con intensidad media al nivel de apoyo de la subestructura. En edificios formados por cuerpos con estructuras desligadas, cada cuerpo deberá considerarse separadamente.
- b) El número mínimo de exploraciones a realizar (pozos a cielo abierto o sondeos según lo especifica la Tabla I) será uno por cada 80 m o fracción del perímetro o envolvente de mínima extensión de la superficie cubierta por la construcción en las zonas I y II, y de una por cada 120 m o fracción de dicho perímetro en la zona III. La profundidad de las exploraciones dependerá del tipo de cimentación y de las condiciones del subsuelo pero no será inferior a dos metros bajo el nivel de desplante, salvo que se encuentre roca sana y libre de accidentes geológicos o irregularidades a profundidad menor. Los sondeos que se realicen con el propósito de explotar el espesor de los materiales compresibles en las zonas II y III deberán, además, penetrar el estrato incompresible y, en su caso, las capas compresibles subyacentes si se pretende apoyar pilotes o pilas en dicho estrato.
- c) Los procedimientos para localizar galerías de minas y otras oquedades deberán ser directos, es decir basados en observaciones y mediciones en las cavidades o en sondeos. Los métodos indirectos, solamente se emplearán como apoyo de las investigaciones directas.
- d) Los sondeos a realizar podrán ser de los tipos indicados a continuación:
 - Sondeo con recuperación continua de muestras alteradas mediante la herramienta de penetración estándar. Servirán para evaluar la consistencia o capacidad de los materiales superficiales de la zona I y de los estratos resistentes en las zonas II y III. También se emplearán en las arcillas blandas de las zonas II y III con objeto de obtener un perfil continuo del contenido de agua. No será aceptable realizar pruebas mecánicas usando especímenes obtenidos en dichos sondeos.
 - Sondeos mixtos con recuperación alternada de muestras inalteradas y alteradas en zonas II y III. Sólo las primeras serán aceptadas para determinar propiedades mecánicas. Las profundidades de muestreo inalterado se definirán a partir de perfiles de contenido de agua, determinados previamente mediante sondeos con recuperación de muestras alteradas, o bien con los de resistencia de punta obtenidos con sondeos de penetración de cono.

- Sondeos de verificación estratigráfica, sin recuperación de muestras, recurriendo a la penetración de un cono mecánico o eléctrico u otro dispositivo similar con objeto de extender los resultados del estudio a un área mayor.
- Sondeos con equipo rotatorio y muestreadores de barril. Se usarán en los materiales firmes y en rocas de la zona I a fin de recuperar los núcleos para clasificación y para ensayos mecánicos, siempre que el diámetro de los mismos sea suficiente.
- Sondeos de percusión o con equipo tricónico. Serán aceptables para identificar tipo de material o descubrir oquedades.

Tabla I. Requisitos mínimos para la investigación del subsuelo

A. Construcciones ligeras o medianas de poca extensión y con excavaciones someras
 Son de esta categoría las edificaciones que cumplen los siguientes requisitos:

Peso unitario de la estructura $w \leq 5 \text{ t/m}^2$.

Perímetro de la construcción $P \leq 80 \text{ m}$ en las zonas I y II o $P \leq 120 \text{ m}$ en la zona III.

Profundidad de desplante $D_f \leq 2.5 \text{ m}$.

Zona I

1. Detección por procedimientos indirectos, eventualmente apoyados en métodos indirectos, de rellenos sueltos, galerías de minas, grietas y otras oquedades.
2. Pozos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante.
3. En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor a 8 t/m^2 , el valor recomendado deberá justificarse a partir de resultados de las pruebas del laboratorio o de campo realizadas.

Zona II

1. Inspección superficial detallada después de limpieza y despalme del predio para detección de rellenos sueltos y grietas.
2. Pozos a cielo abierto o sondeo para determinar la estratigrafía y propiedades índice de los materiales del subsuelo y definir la profundidad de desplante.
3. En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor a 5 t/m^2 , bajo zapatas o 5 t/m^2 bajo cimentación a base de losa continua, el valor recomendado deberá justificarse a partir de resultados de las pruebas del laboratorio o de campo realizadas.

Zona III

1. Inspección superficial detallada para detección de rellenos sueltos y grietas.
2. Pozos a cielo abierto complementados con exploración más profunda para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante.

3. En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor a 4 t/m^2 , bajo zapatas o 1.5 t/m^2 bajo cimentación a base de losa general, el valor recomendado deberá justificarse a partir de resultados de las pruebas del laboratorio o de campo realizadas.

B. Construcciones pesadas, extensas o con excavaciones profundas.

Son de esta categoría las edificaciones que tienen al menos una de las siguientes características:

Peso unitario de la estructura $w > 5 \text{ t/m}^2$.

Perímetro de la construcción $P > 80 \text{ m}$ en las zonas I y II o $P > 120 \text{ m}$ en la zona III.

Profundidad de desplante $D_j > 2.5 \text{ m}$.

Zona I

1. Detección por procedimientos indirectos, eventualmente apoyados en métodos indirectos, de rellenos sueltos, galerías de minas, grietas y otras oquedades.

2. Sondeos o pozos profundos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante. La profundidad de la exploración con respecto al nivel de desplante será al menos igual al ancho en planta del elemento de cimentación, pero deberá abarcar todos los estratos sueltos o compresibles que puedan afectar el comportamiento de la cimentación del edificio.

Zona II

1. Inspección superficial detallada después de limpieza y despalme del predio para detección de rellenos sueltos y grietas.

2. Sondeos con recuperación de muestras inalteradas para determinar la estratigrafía y propiedades índice y mecánica de los materiales del subsuelo y definir la profundidad de desplante. Los sondeos permitirán obtener un perfil estratigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua. Además, se obtendrán muestras inalteradas de los estratos que puedan afectar el comportamiento de la cimentación. Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar si el subsuelo del predio es homogéneo o definir sus variaciones del área estudiada.

3. En el caso de cimentaciones profundas, investigación de la tendencia de los movimientos del subsuelo, debidos a consolidación regional y determinación de las condiciones de presión del agua en el subsuelo, incluyendo la detección de mantos acuíferos colgados arriba del nivel máximo de excavación.

Zona III

1. Inspección superficial detallada para detección de rellenos sueltos y grietas.

-
2. Sondeos para determinar la estratigrafía y propiedades índice y mecánica de los materiales y definir la profundidad de desplante. Los sondeos permitirán obtener un perfil estratigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua. Además, se obtendrán muestras inalteradas de los estratos que puedan afectar el comportamiento de la cimentación. Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar la homogeneidad del subsuelo en el predio o definir sus variaciones del área estudiada.
 3. En el caso de cimentaciones profundas, investigación de la tendencia de los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regional y determinación de las condiciones de presión del agua en el subsuelo.
-

En base a lo antes mencionado y de acuerdo con la zonificación geotécnica de la ciudad de México el predio en estudio se localiza en la denominada *Zona de Lago Centro I* (Figura 1), que se caracteriza por la presencia de grandes espesores de arcillas blandas de alta compresibilidad y baja resistencia que subyacen a una costra superficial endurecida de espesor variable.

Estos suelos arcillosos blandos son la consecuencia del proceso de depósito y alteración físico-química de los materiales aluviales y de las cenizas volcánicas en el ambiente lacustre, donde existían abundantes colonias de microorganismos y vegetación acuática. El proceso sufrió largas interrupciones durante los periodos de intensa sequía, en los que el nivel del lago bajó y se formaron costras endurecidas por deshidratación o por secado solar.

Otras breves interrupciones fueron provocadas por violentas etapas de actividad volcánica que cubrieron toda la cuenca con mantos de arenas basálticas o pumíticas. Eventualmente, en los periodos de sequía ocurría también una erupción volcánica, formándose costras duras cubiertas por arenas volcánicas.

El proceso descrito anteriormente formó una secuencia ordenada de estratos de arcilla blanda separados por lentes duros de limos y arcillas arenosas, por las costras secas y por arenas basálticas o pumíticas producto de las emisiones volcánicas (Figura 2).

La zona donde se localiza el predio en estudio está asociada al sector no colonial de la ciudad que se desarrolló a partir de principios de este siglo y ha estado sujeta a las sobrecargas generadas por construcciones pequeñas y medianas.

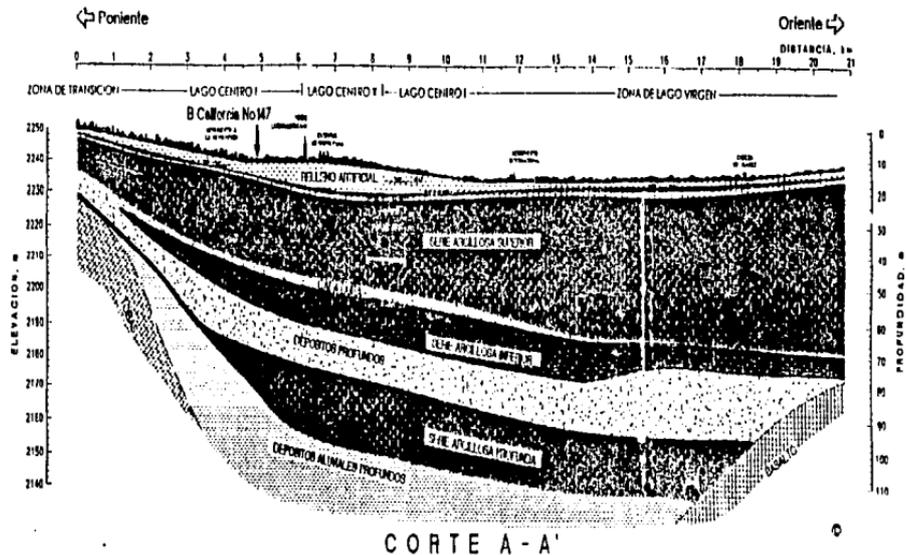


Fig. 2 Perfil estratigráfico de la Ciudad de México

Las propiedades mecánicas del subsuelo de esta zona representan una condición intermedia entre arcillas muy blandas y arcillas fuertemente consolidadas.

Periodo natural del suelo

El valor del periodo natural del suelo T_s se estimó aplicando la siguiente expresión :

$$T_s = 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{si}}$$

donde:

H_i espesor del estrato i , m

V_{si} velocidad de propagación de onda de corte en el estrato i , m/s

$$V_{si} = \eta \left[\frac{10q_c}{N_{kh} \gamma_s} \right]^{0.5}$$

q_c resistencia de punta media con cono, kg/cm^2

γ_s peso volumétrico del estrato i , t/m^3

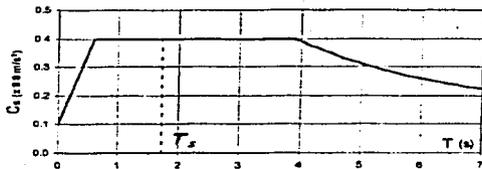
η , N_{kh} parámetros adimensionales que dependen del tipo de suelo

De acuerdo a la estratigrafía reportada en el sitio por medio de los trabajos de exploración y reemplazando valores se tiene que el periodo natural del suelo desde la superficie hasta la capa dura es $T_s = 1.7$ s.

Coefficiente sísmico

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Con base en la zonificación geotécnica del predio y teniendo en cuenta que el periodo natural del suelo es $T_s > 0.8$ s, se tiene que geosísmicamente el depósito de suelo es clasificado como Suelo Tipo III y por tanto le corresponde un coeficiente sísmico $C_s = 0.40$ (expresado como un porcentaje de la aceleración de la gravedad $\sim 9.8 \text{ m/s}^2$) para construir el espectro de diseño.



Espectro de diseño y periodo natural del depósito de suelo
 T_s

Sondeos de exploración

Para el caso en estudio, se utilizaron para definir las condiciones estratigráficas del predio los siguientes sondeos:

- 1 Sondeo con Cono Eléctrico (SCE - 1) a 27.0 m de profundidad.
- 1 Sondeo con Muestreo Selectivo (SMS - 1) a 7.0, 10.0 y 14.5 m de profundidad.
- 1 Pozo a Cielo Abierto (PCA - 1) a 3.0 m de profundidad con obtención de una muestra cúbica inalterada a 2.0 m de profundidad.

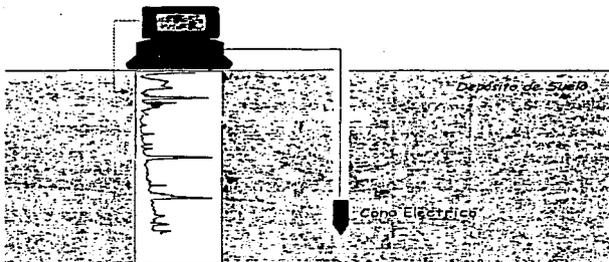
SONDEO CON CONO ELÉCTRICO.

El objetivo es determinar la variación con la profundidad de la resistencia a la penetración de punta y fricción del cono, la interpretación de estos parámetros permite definir con precisión cambios en las condiciones estratigráficas del sitio y estimar la resistencia al corte de los suelos mediante correlaciones empíricas.

CONO ELÉCTRICO. Es una celda de carga con dos unidades sensibles instrumentadas con deformímetros eléctricos (strain gages), usualmente tiene 2 ton. de capacidad de carga y resolución de $\pm 1 \text{ Kg.}$, pero en el caso de suelos duros podrá alcanzar

una capacidad de 5 ton. y resolución de ± 2 Kg., generalmente tienen 3.6 cm. de diámetro exterior, aunque para suelos blandos se han utilizado hasta de 7.0 cm.

La señal de salida del cono se transmite con cables a la superficie, la recibe un



Esquema del funcionamiento del cono eléctrico durante un sondeo.

aparato receptor y la transforma en señal digital, impresión numérica o directamente en una gráfica.

MECANISMO DE CARGA. El cono se hincan en el suelo empujándolo con una columna de barras de acero, usualmente de 3.6 cm. de diámetro exterior, por cuyo interior sale el cable que lleva la señal a la superficie. La fuerza necesaria para el hincado se genera con un sistema hidráulico con velocidad de penetración controlada.

ELEMENTO SENSIBLE. Es una pieza de bronce, aleación SAE-64, en la que se han labrado las dos celdas para medir las fuerzas axiales que se transmiten al cono y a la funda. Las características del bronce elegido son: límite elástico de 1250 kg/cm^2 y módulo de elasticidad de 910000 kg/cm^2 .

OPERACIÓN DEL EQUIPO. La velocidad del hincado del cono es usualmente de 2 cm/s; sin embargo, en la norma tentativa (ASTM D3441-75T para operación del cono eléctrico) se propone de $1 \text{ a } 2 \text{ cm/s} \pm 25\%$. Para las arcillas de la Ciudad de México se ha adoptado 1 cm/s, sabiendo que se obtienen valores ligeramente más altos; sin embargo, es muy importante que durante la prueba la velocidad de penetración se mantenga constante, ya que es inevitable que en las capas duras el cono pierda velocidad de penetración y que al pasarlas se acelere.

SONDEO CON MUESTREO SELECTIVO

El empleo de tubos abiertos de pared delgada (conocidos como tubos Shelby) permite obtener muestras del subsuelo relativamente inalteradas. Para fines prácticos, esta técnica debe aplicarse selectivamente para suministrar al laboratorio especímenes, en los cuales se determinen las características de resistencia y compresibilidad que se requieren para el diseño geotécnico de detalle.

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

Los dos tipos de unión tubo-cabeza usuales: el primero con tres tornillos opresores allen y el segundo con cuerda repujada, que ha probado ser más confiable que el primero, aún operando en suelos duros. La cabeza tiene perforaciones laterales y una válvula esférica de pie que abre durante la etapa del hincado, para permitir el alivio de la presión del interior del tubo. Posteriormente se cierra para proteger la muestra de las presiones hidrodinámicas que se generan durante la extracción del muestreador.

El muestreador con válvula deslizante, se sustituye la válvula esférica de los muestreadores anteriores por un mecanismo. El cople de unión a la columna de barras de perforación tiene un tramo cuadrado al que se enroscan una barra circular que termina en una ampliación con un aro sello; en dicha barra desliza la pieza a la que se fija el tubo muestreador y que tiene perforaciones para la extracción del fluido de perforación del interior del tubo.

Las dimensiones que necesariamente deben satisfacer estos muestreadores para los diámetros usuales de 7.5 y 10 cm., de los que únicamente deben usarse los de 10 cm., sobre todo cuando se hagan pruebas de consolidación que requieran especímenes de 8 cm. de diámetro.

El procedimiento de afilado del tubo necesita ser lo suficientemente preciso para que se obtengan tubos con las dimensiones especificadas. Hvorslev describe dos métodos para ésta operación: el más sencillo consiste en afilar primero el tubo en un torno y después con un bloque de moldeo darle forma.

Otro cuidado que se debe tener con este muestreador es el de pintarlo interiormente para reducir la corrosión de la lámina que induce cambios físico-químicos en el suelo muestreado.

Una alternativa para eliminar la corrosión y reducir además la fricción tubo-suelo al extraer las muestras, es recurrir a tubos de aluminio o de plástico PVC; la solución más factible es un muestreador de acero con masa interior de aluminio o plástico y zapata de acero en su extremo de ataque.

Las muestras de suelos blandos que se obtienen con tubos Shelby, utilizando técnicas de perforación a rotación o por lavado, frecuentemente resultan fisuradas, observándose fácilmente por la bentonita o azolve que penetra en ellas. Las muestras fisuradas no son útiles para obtener confiablemente las propiedades mecánicas de esos suelos.

Para reducir la influencia que induce la técnica de perforación, se requiere el empleo de posteadora-rimadora, combinando su aplicación con la broca de aletas, de acuerdo con la siguiente secuencia: a) perforar con la broca de aletas hasta llegar 1.0 m. arriba de la profundidad de muestreo, b) perforar con la posteadora-rimadora el tramo faltante de 1.0 m., y c) muestrear con el tubo de pared delgada.

El muestreador Shelby se debe hincar con velocidad constante entre 15 y 30 cm/s una longitud de 75 cm.; esto es, queda sin muestra una longitud mínima de 15 cm., donde se alojan los azolves que pudieran haber quedado dentro del pozo. Después del hincado se deja el muestreador en reposo durante tres minutos, para que la muestra se expanda en el interior y aumente su adherencia contra las paredes; enseguida se corta la base del espécimen girando dos vueltas el muestreador, se saca el exterior y se limpian sus extremos y se identifica el tubo.

POZO A CIELO ABIERTO

El pozo a cielo abierto permite:

- ✓ Observar directamente las características estratigráficas del subsuelo.
- ✓ Rescatar muestras inalteradas de los estratos principales.
- ✓ Conocer módulos de deformación horizontal y vertical in situ mediante la realización de pruebas de placa (ver sección específica de esta prueba) a la profundidad estudiada.

Esta técnica de exploración y muestreo es particularmente recomendable en suelos secos y duros, como los de la costra superficial de la zona del lago y los depósitos de las lomas y de algunas transiciones, aunque también se puede realizar en suelos blandos y con nivel freático, tomando en cuenta las recomendaciones necesarias en los sistemas de bombeo.

Se requiere equipo para la excavación del pozo y labrado de las muestras inalteradas; la excavación puede hacerse con herramienta manual o con máquinas perforadoras capaces de abrir in seco pozos de por lo menos 80 cm de diámetro. El labrado de las muestras se realiza con herramienta manual.

EXCAVACIÓN MANUAL. El equipo se integra por picos, palas, cable de manila, botes, malacate mecánico para 250 Kg., escaleras y herramienta para carpintería y albañilería; además, si el nivel freático está a una profundidad menor que lo que se desea explorar con este método, y cuyas filtraciones deban controlarse adecuadamente para permitir que la excavación se desarrolle en seco y así lograr un avance y muestreo óptimos, se hará como sigue:

- El procedimiento de excavación debe realizarse por etapas de 1 m de profundidad, protegiendo las paredes del pozo con una capa de mortero de 5 cm de espesor, reforzada con malla electrosoldada de alambre de calibre 10 y 15 cm de separación.
- Al llegar a la zona del acuífero, inmediatamente se instalarán drenes horizontales en los puntos con mayor aportación de agua: los drenes serán tubos ranurados metálicos o de PVC, de 1" ϕ y 1 m de longitud, que se instalarán a presión o impacto, dependiendo de la compacidad de estrato.
- Las bocas de los tubos se conectarán entre sí a una manguera, que descargará a un tambo de 200 Lts. sujeto contra la pared del pozo; en el tambo se colocará una bomba con electrónivel o eyector, capaz de mantener un gasto de aproximadamente 0.1 a 0.5 lts/seg.
- Una vez instalados los drenes, se protegerá con mortero la pared del pozo, vigilando que todas las filtraciones se hayan canalizado a través de los drenes; a el mortero deberá agregarse un acelerante de fraguado para permitir su colocación eficiente.
- La excavación del pozo únicamente podrá continuarse cuando el acuífero se haya controlado eficientemente.
- Es factible que también se necesiten martillos eléctricos o neumáticos para atravesar suelos muy duros, así como algunas tobas.

EXCAVACIÓN CON MÁQUINA. Se puede utilizar una máquina perforadora a rotación del tipo de que se emplea para la construcción de pilas de cimentación.

La selección de la máquina quedará condicionada por la profundidad que se pretende explorar, como guía, puede decirse que en suelos secos duros, las más ligeras (tipo Caldwell) pueden perforar hasta 15.0 m y más pesadas como las tipo Watson o Soilmec hasta 30.0 m en diámetros de 1.0 a 1.50 m.

HERRAMIENTAS Y MATERIALES PARA EL MUESTREO. Para el labrado y protección de las muestras inalteradas se requieren espátulas, cincel, martillos, brochas, estufas o lámparas de gasolina, manta de cielo, parafina y brea.

DESARROLLO DEL TRABAJO

EXCAVACIÓN MANUAL. El pozo puede excavar se con sección cuadrada o circular, la forma se elegirá en razón a la técnica de estabilización de las paredes de la excavación, si se utilizan tablonjes y marcos estructurales, la forma cuadrada es la más adecuada. Por otra parte, la forma de pozo circular es la conveniente cuando se estabilizan sus paredes con tubo de lámina corrugada o con ferro-cemento. Esta última solución se ha venido empleando con mucha frecuencia por su sencillez y bajo costo; esencialmente

consiste en colocar anillos de malla electrosoldada (6x6, 10/10) separados por lo menos 2 cm de la pared de la excavación. La malla se fija en anclas cortas de varilla corrugada hincadas a percusión, y después manualmente el mortero se aplica con un espesor mínimo de 4 cm. Los anillos generalmente empleados son de 1 m de altura; si el terreno es estable, este valor puede incrementarse.

EXCAVACIÓN CON MÁQUINA. La perforación mediante máquina de rotación también puede presentar paredes inestables; en estos casos, el problema deberá resolverse con anillos de malla de acero y mortero.

Las zonas de tobas duras, donde las perforaciones pierden velocidad de avance, se acostumbra atravesarlas agregando agua para ablandar los materiales; esta práctica es inadecuada porque altera las propiedades de los suelos.

LABRADO DE LAS MUESTRAS INALTERADAS. En la excavación se deja un escalón, en el cual se limpia un área de unos 50 cm ϕ . a continuación se marca la sección deseada y se labran los lados del cubo del suelo (25x25 cm). Posteriormente la muestra se envuelve con manta de cielo, y se impregna con parafina y brea calientes mediante una brocha. En la parte superior de la muestra se coloca una etiqueta de identificación.

REGISTRO DE CAMPO. Conforme avanza la excavación del pozo se lleva un registro donde se anota la descripción y clasificación de los estratos, indicando gráficamente la profundidad de las muestras; en el registro se incluirán comentarios relativos al procedimiento de excavación y ademe utilizados. Asimismo, conviene registrar los valores de resistencia al corte determinados en las paredes y piso del pozo con torcómetro o penetrómetro portátil.

La ubicación en planta se ilustran en la Figura 3 y los resultados de los trabajos de exploración enseguida, respectivamente.

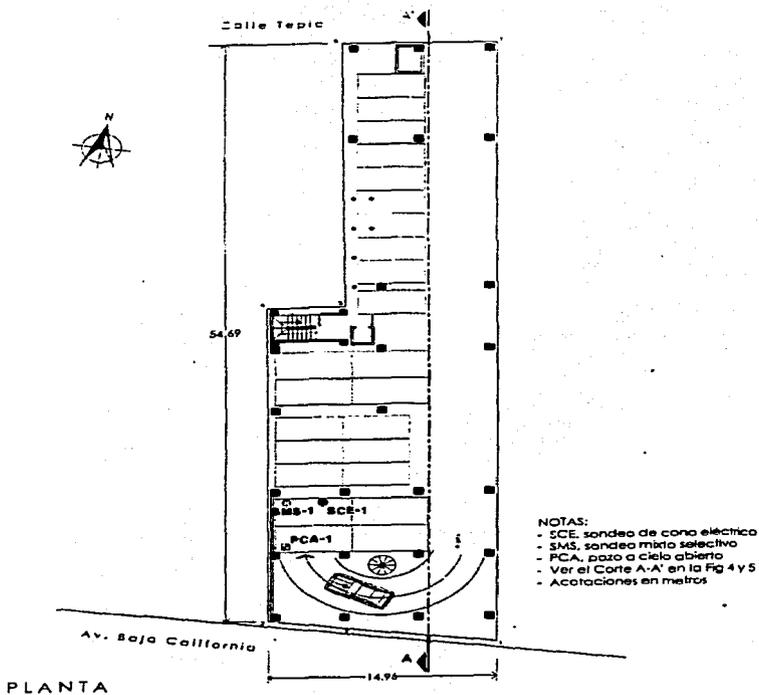
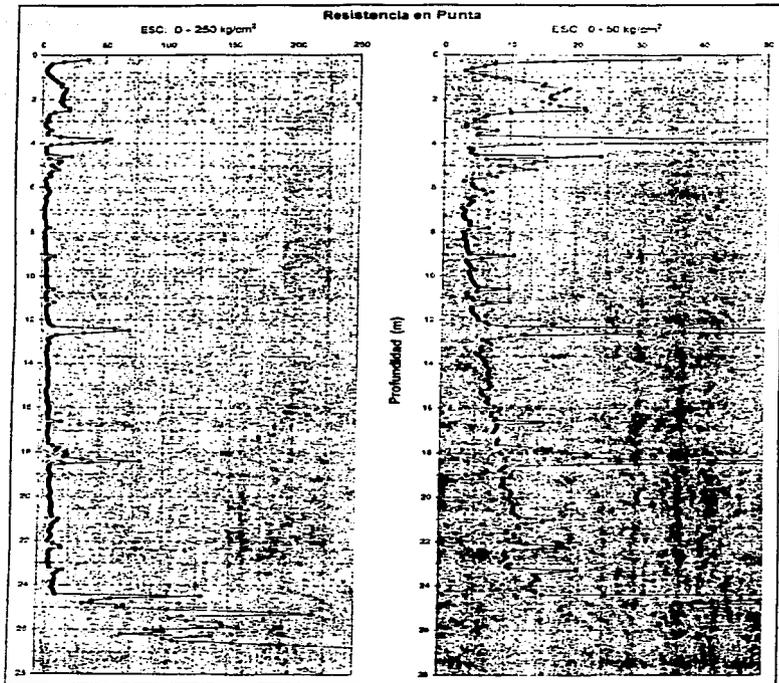


Fig. 3 Ubicación de los trabajos de exploración

SONDEO CON CONO ELÉCTRICO

PROYECTO	BAJA CALIFORNIA 147	CONO	SCE-1	HORA	14:1
LOCALIZACIÓN	Av. Baja California No 147, Col. Roma Sur, DF	PROFUND.	27.0 m		2.5 m

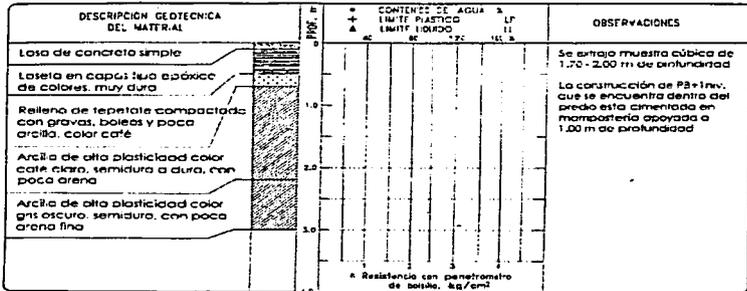


TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

POZO A CIELO ABIERTO

PROYECTO	BAJA CALIFORNIA No. 147		
LOCALIZACIÓN	Av. B. Calles No 147 Col. Roma Sur, D.F.	POZO A CIELO ABIERTO No.	PCA-1

PCA-1



 RILLENDO

 LIMO

 GRAVA (G)

 ARENA (S)

 ARCILLA

 RAÍCES

MC = MUESTRA CÚBICA
 N/A = NIVEL DE AGUAS FREÁTICAS
 * = ANGLULO DE FROCCION INTERNA
 7 = PICO VOLUMÉTRICO
 c = COHESION
 E = MODULO DE YOUNG

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

III ENSAYES DE LABORATORIO

En el presente capítulo se mencionará lo referente a la determinación de propiedades, dentro del capítulo referente a la investigación del subsuelo, que señalan Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones; posteriormente se describirán las pruebas realizadas a las muestras inalteradas, tales como son: la clasificación de acuerdo al SUCS, pruebas triaxiales (UU, CU) y Consolidación Unidimensional.

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones, mencionan en lo referente a la determinación de propiedades, dentro del capítulo referente a la investigación del subsuelo, lo siguiente:

Las propiedades índice relevantes de las muestras alteradas e inalteradas se determinarán siguiendo procedimientos generalmente aceptados para este tipo de pruebas. El número de ensayos deberá ser suficiente para poder clasificar con precisión el suelo en cada estrato. En materiales arcillosos se hará por lo menos tres determinaciones de contenido de agua por cada metro de exploración y en cada estrato individual identificable.

Las propiedades mecánicas (resistencia y deformabilidad al esfuerzo cortante y compresibilidad) e hidráulicas (permeabilidad) de los suelos se determinarán, en su caso, mediante procedimientos aceptados de laboratorio o campo. Las muestras de materiales cohesivos ensayadas serán siempre de tipo inalterado. Para determinar la compresibilidad, se recurrirá a pruebas de consolidación unidimensional y para la resistencia al esfuerzo cortante, a las pruebas que mejor represente las condiciones de drenaje y variación de cargas que se desea evaluar. Cuando se requiera, las pruebas se conducirán de modo que permitan determinar la fluencia de saturación, de las cargas cíclicas y de otros factores significativos sobre las propiedades mecánicas estáticas y dinámicas de los materiales ensayados. Se realizarán por lo menos dos series de pruebas de resistencia y de consolidación en cada estrato de identificación de interés para el análisis de la estabilidad o de los movimientos de la construcción.

Será aceptable la estimación de propiedades mecánicas basadas en los resultados de penetración de cono, veleta, o algún otro ensaye común de campo. Si su resultados se han correlacionado confiablemente con lo de pruebas convencionales para los suelos de que se trate.

A fin de especificar y controlar la compactación de los materiales cohesivos empleados en rellenos, se recurrirá a la prueba Proctor estándar. En el caso de materiales con equipo muy pesado, se recurrirá a la prueba Proctor modificada o a otra prueba equivalente. La especificación y control de la compactación de materiales no cohesivos se basará en el concepto de compacidad relativa.

Para modelar el comportamiento del suelo bajo las cargas inducidas por el proyecto en condición estática y sísmica es necesario evaluar los parámetros (propiedades geotécnicas) del modelo físico-matemático que lo representa. Para esto, se simula en laboratorio las condiciones actuales y futuras de esfuerzos del subsuelo y se analizan los comportamientos observados bajo la aplicación rápida y lenta de cargas.

Las pruebas realizadas a las muestras inalteradas obtenidas en el subsuelo del predio son:

- Clasificación de acuerdo al SUCS
- Compresión triaxial no consolidada - no drenada
- Compresión triaxial consolidada anisotrópica - no drenada. Consolidación unidimensional

CLASIFICACIÓN SUCS

Esta clasificación tiene por objeto dar una idea cualitativa del comportamiento mecánico del suelo (resistencia y deformación) para programar las pruebas de tipo cuantitativo. La clasificación se realiza con base en pruebas granulométricas e índice.

Estados de consistencia. Límites de plasticidad

Para medir la plasticidad de las arcillas se han desarrollado varios criterios, de los cuales uno solo, el debido a Atterberg, se mencionará en lo que sigue. Atterberg hizo ver que, en primer lugar, la plasticidad no era una propiedad permanente de las arcillas, sino circunstancial y dependiente de su contenido de agua. Una arcilla muy seca puede tener la consistencia de un ladrillo, con plasticidad nula, y esa misma, con gran contenido de agua, puede presentar las propiedades de un lodo semilíquido o, inclusive, las de una suspensión líquida. Entre ambos extremos, existe un intervalo del contenido de agua en que la arcilla se comporta plásticamente. En segundo lugar, Atterberg hizo ver que la plasticidad de un suelo exige, para ser expresada en forma conveniente, la utilización de dos parámetros en lugar de uno solo, como hasta su época se había creído; además, señaló esos parámetros en un modo tentativo, hoy perfeccionado, de valuarlos.

Según su contenido de agua en orden decreciente, un suelo susceptible de ser plástico puede estar en cualquiera de los siguientes estados de consistencia, definidos por Atterberg.

1. Estado líquido, con las propiedades y apariencia de una suspensión.
2. Estado semilíquido, con las propiedades de un fluido viscoso.
3. Estado plástico, en que el suelo se comporta plásticamente.
4. Estado semisólido, en el que el suelo tiene la apariencia de un sólido, pero aún disminuye de volumen al estar sujeto a secado.
5. Estado sólido, en que el volumen del suelo no varía con el secado.

Los anteriores estados son fases generales por las que pasa el suelo al irse secando y no existen criterios estrictos para distinguir sus fronteras. El establecimiento de éstas ha de hacerse en forma puramente convencional. Atterberg estableció las primeras convenciones para ello, bajo el nombre general de *límites de consistencia*.



Fig. 4 Esquema del suelo colocado en la cápsula y ranurado para determinar su límite líquido según Atterberg

La frontera convencional entre los estados semilíquido y plástico fue llamada por Atterberg *límite líquido*, nombre que hoy se conserva. Atterberg lo definió en términos de una cierta técnica de laboratorio que consistía en colocar el suelo remoldado en una cápsula, formando en él una ranura, según se muestra en la Fig. 4, y en hacer cerrar la ranura golpeando secamente la cápsula contra una superficie dura; el suelo tenía el contenido de agua correspondiente al límite líquido, según Atterberg, cuando los bordes inferiores de la ranura se tocaban, sin mezclarse, al cabo de un cierto número de golpes.

El procedimiento descrito resultó suficiente para Atterberg, que manejaba un laboratorio cuyo personal estaba entrenado por él mismo. Sin embargo, es de notar que muchos detalles de la prueba quedan sin especificar y la experiencia demuestra que esos detalles son de trascendencia en los resultados de la misma.

La frontera convencional entre los estados plástico y semisólido fue llamada por Atterberg *límite plástico* y definida también en términos de una manipulación de laboratorio. Atterberg rolaba un fragmento de suelo hasta convertirlo en un cilindro de espesor no especificado; el agrietamiento y desmoronamiento del rollito, en un cierto momento, indicaba que se había alcanzado el límite plástico y el contenido de agua en tal momento era la frontera deseada. A esta prueba se le puede señalar el mismo inconveniente indicado para la de límite líquido, en lo que se refiere a su realización en otros laboratorios diferentes del de Atterberg.

A las fronteras anteriores, que definen el intervalo plástico del suelo se les ha llamado *límites de plasticidad*.

Atterberg consideraba que la plasticidad del suelo quedaba determinada por el límite líquido y por la cantidad máxima de una cierta arena, que podía ser agregada al suelo, estando éste con el contenido de agua correspondiente al límite líquido, si que perdiera por completo su plasticidad. Además encontró que la diferencia entre los valores de los límites de plasticidad, llamada *índice plástico*, se relacionaba fácilmente con la cantidad de arena

añadida, siendo de más fácil determinación, por la que sugirió su uso, en lugar de la arena, como segundo parámetro para definir la plasticidad.

$$I = LL - LP$$

Además de los límites de plasticidad (líquido y plástico) ya señalados, Atterberg definió otros límites de consistencia, que se mencionan a continuación :

1. El límite de adhesión, definido como el contenido de agua con el que la arcilla pierde sus propiedades de adherencia con una hoja metálica, por ejemplo, una espátula. Es de importancia en agricultura.
2. El límite de cohesión, definido como el contenido de agua con el que los grumos de arcilla ya no se adhieren entre sí.
3. El límite de contracción, frontera entre los estados de consistencia semisólido y sólido, definido con el contenido de agua con el que el suelo ya no disminuye su volumen al seguirse secando.

De estos límites, sólo el de contracción presenta un interés definido en algunas importantes aplicaciones de la Mecánica de Suelos. Este límite se manifiesta visualmente por un característico cambio de tono oscuro a más claro que el suelo presenta en su proximidad, al irse secando gradualmente. Atterberg la determinaba efectuando mediciones durante el proceso de contracción.

En épocas recientes (1948) se definió en Noruega el *límite de firmeza*, de importancia en arcillas extrasensitivas; se ha visto en él un límite para la posibilidad de licuación de tales arcillas bajo la acción de causas no bien definidas. A este límite le corresponden, por lo general, contenidos de agua bastante mayores que el límite líquido. En laboratorio se determina por el mínimo contenido de agua que hace que una pasta de arcilla bien mezclada, fluya por peso propio en un tubo estándar de 11 mm de diámetro, tras 1 minuto de reposo.

Determinación actual del límite líquido

Cuando la plasticidad se convirtió en una propiedad índice fundamental, a partir de la utilización que Terzaghi y Casagrande hicieron de ella, la determinación de los límites de plasticidad se transformó en prueba de rutina en todos los laboratorios; en este caso, los métodos de Atterberg se revelaron ambiguos, dado que la influencia del operador es grande y que muchos detalles, al no estar especificados, quedaban a su elección. En vista de la cual, Terzaghi sugirió a Casagrande la tarea de elaborar un método de prueba para la determinación del límite líquido estandarizando todas sus etapas, de modo que operadores diferentes en laboratorios distintos obtuviesen los mismos valores.

Como resultado de tal investigación nació la técnica basada en el Uso de la Copa de Casagrande, que es un recipiente de bronce o latón con un tacón solidario del mismo material; el tacón y la copa giran en torno a un eje fijo unido a la base. Una excéntrica hace que la copa caiga periódicamente, golpeándose contra la base del dispositivo, que es de hule duro o micarta 221. La altura de caída de la copa es, por especificación, de 1 cm, medido verticalmente desde el punto de la copa que toca la base al caer, hasta la base misma, estando la copa en su punto más alto. Es importante que este ajuste se haga con

todo cuidado, usando un prisma metálico de 1 cm de lado, para hacer la calibración; este prisma se introduce entre base y copa, cuidando que, su arista superior quede en contacto con el punto de la copa que golpee la base. (En las copas usadas este punto se delata por la brillantez causada por el desgaste.)

La copa es esférica, con radio interior de 54 mm, espesor 2 mm y peso 200 ± 20 g incluyendo el tacón.

Sobre la copa se coloca el suelo y se procede a hacerle una ranura trapezoidal con las dimensiones mostradas en la Fig. 5.

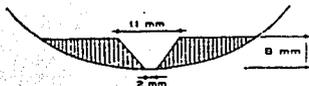


Fig. 5 Dimensiones de la ranura en la copa de Casagrande

Para hacer la ranura debe usarse el ranurador laminar. La copa se sostiene con la mano izquierda, con el tacón hacia arriba y el ranurador se pasa a través de la muestra, manteniéndolo normal a su superficie, a lo largo del meridiano que pasa por el centro del tacón, con un movimiento de arriba hacia abajo.

En poco tiempo se adquiere la soltura necesaria para hacer una ranura apropiada, con una sola pasada suave del ranurador, en una arcilla bien mezclada, sin partículas gruesas. En mezclas no uniformes o con partículas gruesas, los bordes de la ranura tienden a rasgarse, cuando esto suceda el suelo ha de volver a remodelarse con la espátula, colocándolo de nuevo y formando otra vez la ranura. En los suelos con arena o con materia orgánica no se puede formar la ranura con el ranurador, debiendo usarse entonces la espátula, utilizando el ranurador sólo para verificar las dimensiones.

En ocasiones se ha usado otro tipo de ranurador, curvo con sección trapezoidal, que no rebana el suelo al ser introducido en él, sino que forma la ranura desplazándolo, la cual hace que se rompa la adherencia entre el suelo y la copa, especialmente en suelos arenosos; en tal caso los golpes hacen que el suelo deslice, cerrándose más pronto la ranura por la falta de aquella adherencia; por tal causa este ranurador no es aconsejable.

La prueba se ejecuta en un cuarto húmedo. Un ambiente seco afecta la exactitud de la prueba debido a la evaporación durante el remoldeo y manipulación en la copa; esto es suficiente para que el número de golpes muestre un incremento demasiado rápido.

A partir de extensas investigaciones sobre los resultados obtenidos por Atterberg con su método original ya descrito y usando determinaciones efectuadas por diferentes operadores en varios laboratorios, se estableció que el límite líquido obtenido por medio de la copa de Casagrande corresponde al de Atterberg, si se define como el contenido de agua del suelo para el que la ranura se cierra a lo largo de 1.27 cm (1/2 ") , con 25 golpes en la copa. Esta correlación permitió incorporar a la experiencia actual toda la adquirida previamente al uso de la copa.

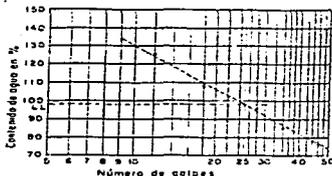


Fig. 6. Determinación del límite líquido en la curva de flujo

De hecho, el límite líquido se determina conociendo 3 ó 4 contenidos de agua diferentes en su vecindad, con los correspondientes números de golpes y trazando la curva Contenido de agua-Núm. de golpes. La ordenada de esa curva correspondiente a la abscisa de 25 golpes es el contenido de agua correspondiente al límite líquido. Se encontró experimentalmente (A. Casagrande) que usando papel semilogarítmico (con los contenidos de agua en escala aritmética y el número de golpes en escala logarítmica), la curva anterior, llamada de fluidez, es una recta cerca del límite líquido. En la Fig. 6 aparece esa curva y el modo de determinar el límite líquido.

La ecuación de la curva de flujo es:

$$w = -F_w \log N + C$$

w = Contenido de agua, como porcentaje del peso seco.

F_w = Índice de fluidez, pendiente de la curva de fluidez, igual a la variación del contenido de agua correspondiente a un ciclo de la escala logarítmica.

N = Número de golpes. Si N es menor de 10, aproxímese a medio golpe; por ejemplo, si en el 6º golpe se cerró la ranura 0.63 cm (1/4") y en el 7º se cerró 1.9 cm (3/4"), repórtense 6.5 golpes.

C = Constante que representa la ordenada en la abscisa de 1 golpe; se calcula prolongando el trazo de la curva de fluidez.

Para construir la curva de fluidez sin salirse del intervalo en que puede considerarse recta, A. Casagrande recomienda registrar valores entre los 6 y los 35 golpes, determinando 6 puntos, tres entre 6 y 15 golpes y tres entre 23 y 32. Para consistencias correspondientes a menos de 6 golpes se hace ya muy difícil discernir el momento del cierre de la ranura y si ésta se cierra con más de 35 golpes, la gran duración de la prueba causa excesiva evaporación. En pruebas de rutina basta con determinar 4 puntos de la curva de fluidez.

La fuerza que se opone a la fluencia de los lados de la ranura proviene de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, por lo que el número de golpes requerido para cerrar la ranura es una medida de esa resistencia, al correspondiente contenido de agua. De lo anterior puede deducirse que la resistencia de todos los suelos en el límite líquido debe ser la misma, siempre y cuando el impacto sirva solamente para deformar al suelo, como es el caso de los suelos plásticos; pero en el caso de los suelos no plásticos (arenosos), de

mayor permeabilidad que las arcillas, las fuerzas de impacto producen un flujo del agua hacia la ranura, con la consecuencia de que el suelo se reblandece en las proximidades de aquella, disminuyendo su resistencia al esfuerzo cortante; por ello en esos suelos, el límite líquido ya no representa un contenido de agua para el cual el suelo presente una resistencia al corte definida. Por medio de pruebas de laboratorio se determinó que el límite líquido de un suelo plástico corresponde a una resistencia al corte de 2.5 g/cm^2 . La hipótesis de que el número de golpes es una medida de la resistencia al corte del suelo, fue enunciada por A. Casagrande y se confirma por el hecho de que una gráfica semilogarítmica de la resistencia contra el contenido de agua es recta y no sólo en la vecindad del límite líquido, sino en consistencias bastante distintas.

Determinación actual del límite plástico

La prueba para la determinación del límite plástico, tal como Atterberg la definió, no especifica el diámetro a que debe llegarse al formar el cilindro de suelo requerido. Terzaghi agregó la condición de que el diámetro sea de 3 mm ($1/8''$). La formación de los rollitos se hace usualmente sobre una hoja de papel totalmente seca, para acelerar la pérdida de humedad del material; también es frecuente efectuar el rolado sobre una placa de vidrio. Cuando los rollitos llegan a los 3 mm, se doblan y presionan, formando una pastilla que vuelve a rolarse, hasta que en los 3 mm justos ocurra el desmoronamiento y agrietamiento; en tal momento se determinará rápidamente su contenido de agua, que es el límite plástico. Se han hecho varios intentos para sustituir el rolado manual por la acción mecánica de algún aparato, pero sin resultados satisfactorios, debido, en primer lugar, a que la experiencia ha demostrado que en esta prueba la influencia del operador no es importante y, en segundo, a que, hasta la fecha, no ha podido desarrollarse ningún aparato en que la presión ejercida se ajuste a la tenacidad de los diferentes suelos; en el rolado manual, el operador, guiado por el tacto, hace el ajuste automáticamente.

La Carta de Plasticidad

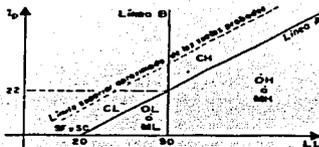


Fig. 7. Carta de plasticidad, como se usó en el Sistema de Aeropuertos.

El principal uso de la *Carta de Plasticidad* está en situar en ella un suelo desconocido, por medio del cálculo de los dos parámetros que definen su plasticidad; la colocación del suelo en uno de los grupos definidos indicará que participa del conjunto de propiedades mecánicas e hidráulicas características de ese grupo; así y más si se cuenta con

una cierta dosis de experiencia, se tiene un modo simple, rápido y económico de adquirir valiosa información básica sobre el suelo en cuestión.

Sistema Unificado de Clasificación de Suelos

Este sistema está basado en el de Aeropuertos, hasta el grado que puede decirse que es el mismo con ligeras modificaciones. El sistema cubre los suelos gruesos y los finos, distinguiendo ambos por el cribado a través de la malla 200; las partículas gruesas son mayores que dicha malla y las finas, menores. Un suelo se considera *grueso* si más del 50% de sus partículas son gruesas, y *fino*, si más de la mitad de sus partículas, en peso, son finas. Se describirán en primer lugar los diferentes grupos referentes a suelos gruesos.

Suelos gruesos

El símbolo de cada grupo está formado por dos letras mayúsculas, que son las iniciales de los nombres ingleses de los suelos más típicos de ese grupo. El significado se especifica abajo.

- a) Gravas y suelos en que predominen éstas. Símbolo genérico *G* (*gravel*).
- b) Arenas y suelos arenosos. Símbolo genérico *S* (*sand*).

Las gravas y las arenas se separan con la malla N° 4, de manera que un suelo pertenece al grupo genérico *G*, si más del 50% de su fracción gruesa (retenida en la malla 200) no pasa la malla N° 4, y es del grupo genérico *S*, en caso contrario.

Las gravas y las arenas se subdividen en cuatro tipos:

1. Material prácticamente limpio de finos, bien graduado. Símbolo *W* (*well graded*). En combinación con los símbolos genéricos, se obtienen los grupos *GW* y *SW*.
2. Material prácticamente limpio de finos, mal graduado. Símbolo *P* (*poorly graded*). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos *GP* y *SP*.
3. Material con cantidad apreciable de finos no plásticos. Símbolo *M* (del suco *mo* y *mjala*). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos *GM* y *SM*.
4. Material con cantidad apreciable de finos plásticos. Símbolo *C* (*clay*). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos *GC* y *SC*.

A continuación se describen los grupos anteriores a fin de proporcionar criterios más detallados de identificación, tanto en el campo como en el laboratorio.

Grupos GW y SW

Según se dijo, estos suelos son bien graduados y con pocos finos o limpios por completo. La presencia de los finos que puedan contener estos grupos no debe producir cambios apreciables en las características de resistencia de la fracción gruesa, ni interferir con su capacidad de drenaje. Los anteriores requisitos se garantizan en la práctica, especificando que en estos grupos el contenido de partículas finas no sea mayor de un 5%, en peso. La graduación se juzga, en el laboratorio, por medio de los coeficientes de uniformidad y curvatura. Para considerar una grava bien graduada se exige que su coeficiente de uniformidad sea mayor que 4, mientras el de curvatura debe estar comprendido entre 1 y 3. En el caso de las arenas bien graduadas, el coeficiente de uniformidad será mayor que 6, en tanto el de curvatura debe estar entre los mismos límites anteriores.

Grupos GP y SP

Estos suelos son mal graduados; es decir, son de apariencia uniforme o presentan predominio de un tamaño o de un margen de tamaños, faltando algunos intermedios; en laboratorio, deben satisfacer los requisitos señalados para los dos grupos anteriores, en lo referente a su contenido de partículas finas, pero no cumplen los requisitos de graduación indicados para su consideración como bien graduados. Dentro de esos grupos están comprendidas las gravas uniformes, tales como las que se depositan en los lechos de los ríos, las arenas uniformes, de médanos y playas y las mezclas de gravas y arenas finas, provenientes de estratos diferentes obtenidas durante un proceso de excavación.

Grupos GM y SM

En estos grupos el contenido de finos afecta las características de resistencia y esfuerzo-deformación y la capacidad de drenaje libre de la fracción gruesa; en la práctica se ha visto que esto ocurre para porcentajes de finos superiores a 12%, en peso, por lo que esa cantidad se toma como frontera inferior de dicho contenido de partículas finas. La plasticidad de los finos en estos grupos varía entre "nula" y "media", es decir, es requisito que los límites de plasticidad localicen a la fracción que pase la malla N° 40 abajo de la *Línea A* o bien que su índice de plasticidad sea menor que 4.

Grupos GC y SC

Como antes, el contenido de finos de estos grupos de suelos debe ser mayor que 12%, en peso, y por las mismas razones expuestas para los grupos *GM* y *SM*. Sin embargo, en estos casos, los finos son de media a alta plasticidad; es ahora requisito que los límites de plasticidad sitúen a la fracción que pase la malla N° 40 sobre la *Línea A* teniéndose, además, la condición de que el índice plástico sea mayor que 7.

A los suelos gruesos con contenido de finos comprendido entre 5% y 12%, en peso, el Sistema Unificado los considera casos de frontera, adjudicándoles un símbolo doble. Por ejemplo, un símbolo *GP-GC* indica una grava mal graduada, con un contenido entre 5% y 12% de finos plásticos (arcillosos).

Cuando un material no cae claramente dentro de un grupo, deberán usarse también símbolos dobles, correspondientes a casos de frontera. Por ejemplo, el símbolo *GW-SW* se usará para un material bien graduado, con menos de 5% de finos y formada su fracción gruesa por iguales proporciones de grava y arena.

Suelos finos

También en este caso el Sistema considera a los suelos agrupados, formándose el símbolo de cada grupo por dos letras mayúsculas, elegidas con un criterio similar al usado para los suelos gruesos, y dando lugar a las siguientes divisiones:

- a) Limos inorgánicos, de símbolo genérico *M* (del suco *mo* y *mjala*).
- b) Arcillas inorgánicas, de símbolo genérico *C* (*clay*).
- c) Limos y arcillas orgánicas, de símbolo genérico *O* (*organic*).

Cada uno de estos tres tipos de suelos se subdividen, según su límite líquido, en dos grupos. Si éste es menor de 50%, es decir, si son suelos de compresibilidad baja o media, se añade al símbolo genérico la letra *L* (*low compressibility*), obteniéndose por esta combinación los grupos *ML*, *CL* y *OL*. Los suelos finos con límite líquido mayor de 50%, o sea de alta compresibilidad, llevan tras el símbolo genérico la letra *H* (*high compressibility*), teniéndose así los grupos *MH*, *CH* y *OH*.

Ha de notarse que las letras *L* y *H* no se refieren a baja o alta plasticidad, pues esta propiedad del suelo, como se ha dicho, ha de expresarse en función de dos parámetros (*LL* e *I_p*), mientras que en el caso actual sólo el valor del límite líquido interviene. Por otra parte, ya se hizo notar que la compresibilidad de un suelo es una función directa del límite líquido, de modo que un suelo es más compresible a mayor límite líquido.

También es preciso tener en cuenta que el término compresibilidad tal como aquí se trata, se refiere a la pendiente del tramo virgen de la curva de compresibilidad y no a la condición actual del suelo inalterado, pues éste puede estar seco parcialmente o preconsolidado.

Los suelos altamente orgánicos, usualmente fibrosos, tales como turbas y suelos pantanosos, extremadamente compresibles, forman un grupo independiente de símbolo *Pt* (del inglés *peat*; turba).

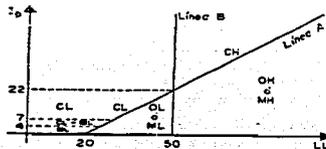


Fig. 8. Carta de plasticidad, tal como se usa actualmente.

El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos introdujo una modificación en la Carta de Plasticidad, tal como se mostró en la Fig. 7. La modificación se refiere a los suelos arriba de la *Linea A* con índice plástico comprendido entre 4 y 7, y cambia la clasificación de los suelos que caen en la zona punteada de la Fig. 7. Al margen se muestra la modificación en la Fig. 8, que es la Carta de Plasticidad, tal como hoy suele usarse. Además en el estudio que sigue de los grupos de suelos finos se mencionará también la citada modificación.

Los distintos grupos de suelos finos ya mencionados se describen a continuación en forma más detallada.

Grupos *CL* y *CH*

Según ya se dijo, en estos grupos se encasillan las arcillas inorgánicas. El grupo *CL* comprende a la zona sobre la *Linea A*, definida por $LL < 50\%$ e $I_p > 7\%$.

El grupo *CH* corresponde a la zona arriba de la *Línea A*, definida por $LL > 50\%$. Las arcillas formadas por descomposición química de cenizas volcánicas, tales como la bentonita o la arcilla del Valle de México, con límites líquidos de hasta 500%, se encasillan en el grupo *CH*.

Grupos *ML* y *MH*

El grupo *ML* comprende la zona bajo la *Línea A*, definida por $LL < 50\%$ y la porción sobre la *línea A* con $Ip < 4$. El grupo *MH* corresponde a la zona abajo de la *línea A*, definida por $LL > 50\%$.

En estos grupos quedan comprendidos los limos típicos inorgánicos y limos arcillosos. Los tipos comunes de limos inorgánicos y polvo de roca, con $LL < 30\%$, se localizan en el grupo *ML*. Los depósitos eólicos, del tipo del Loess, con $25\% < LL < 35\%$ usualmente, caen también en este grupo.

Un tipo interesante de suelos finos que caen en esta zona son las arcillas del tipo caolín, derivados de los feldspatos de rocas graníticas; a pesar de que el nombre de arcillas está muy difundido para estos suelos, algunas de sus características corresponden a limos inorgánicos; por ejemplo, su resistencia en estado seco es relativamente baja y en estado húmedo muestran cierta reacción a la prueba de dilatación; sin embargo, son suelos finos y suaves con un alto porcentaje de partículas *tamaño de arcilla*, comparable con el de otras arcillas típicas, localizadas arriba de la *línea A*. En algunas ocasiones estas arcillas caen en casos de frontera *ML-CL* y *MH-CH*, dada su proximidad con dicha línea.

Las tierras diatomáceas prácticamente puras suelen no ser plásticas, por más que su límite líquido pueda ser mayor que 100% (*MH*). Sus mezclas con otros suelos de partículas finas son también de los grupos *ML* o *MH*.

Los suelos finos que caen sobre la *línea A* y con $4\% < Ip < 7\%$ se consideran como vasos de frontera, asignándoles el símbolo doble *CL-ML* (Fig. 8).

Grupos *OL* y *OH*

Las zonas correspondientes a estos dos grupos son las mismas que las de los grupos *ML* y *MH*, respectivamente, si bien los orgánicos están siempre en lugares próximos a la *línea A*.

Una pequeña adición de materia orgánica coloidal hace que el límite líquido de una arcilla inorgánica crezca, sin apreciable cambio de su índice plástico; esto hace que el suelo se desplace hacia la derecha en la Carta de Plasticidad, pasando a ocupar una posición más alejada de la *línea A*.

Grupos *Pt*

Las pruebas de límites pueden ejecutarse en la mayoría de los suelos turbosos, después de un completo remoldeo. El límite líquido de estos suelos suele estar entre 300% y 500%, quedando su posición en la Carta de Plasticidad netamente abajo de la *línea A*; el índice plástico normalmente varía entre 100% y 200%.

Similantemente al caso de los suelos gruesos, cuando un material fino no cae claramente en uno de los grupos, se usarán para él símbolos dobles de frontera. Por

ejemplo, *MH-CH* representará un suelo fino con $LL > 50\%$ e índice plástico tal que el material quede situado prácticamente sobre la *Línea A*.

El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos no se concreta a ubicar al material dentro de uno de los grupos enumerados, sino que abarca, además, una descripción del mismo, tanto alterado como inalterado. Esta descripción puede jugar un papel importante en la formación de un sano criterio técnico y, en ocasiones, puede resultar de fundamental importancia para poner de manifiesto características que escapan a la mecánica de las pruebas que se realizan. Un ejemplo típico de ello es la compacidad.

En los suelos gruesos, en general, deben proporcionarse los siguientes datos: nombre típico, porcentajes aproximados de grava y arena, tamaño máximo de las partículas, angulosidad y dureza de las mismas, características de su superficie, nombre local y geológico y cualquier otra información pertinente, de acuerdo con la aplicación ingenieril que se va a hacer del material.

En suelos gruesos en estado inalterado, se añadirán datos sobre estratificación, compacidad, cementación, condiciones de humedad y características de drenaje.

En los suelos finos, se proporcionarán, en general, los siguientes datos: nombre típico, grado y carácter de su plasticidad, cantidad y tamaño máximo de las partículas gruesas, color del suelo húmedo, olor, nombre local y geológico y cualquier otra información descriptiva pertinente, de acuerdo con la aplicación que se vaya a hacer del material.

Respecto del suelo en estado inalterado, deberá agregarse información relativa a su estructura, estratificación, consistencia en los estados inalterado y remoldeado, condiciones de humedad y características de drenaje.

COMPRESIÓN TRIAXIAL NO CONSOLIDADA -> DRENADA

Esta prueba tiene por objeto determinar los parámetros de resistencia y de deformación bajo una carga rápida en las condiciones actuales de esfuerzos in situ del subsuelo sin la influencia del proyecto por construir.

En las pruebas no consolidadas-no drenadas, el drenaje del espécimen del suelo no se permite durante la aplicación de la presión de la cámara σ_3 . El espécimen de prueba es cortado a la falla por la aplicación del esfuerzo desviador, sin permitirse el drenaje. Como el drenaje no se permite en ninguna etapa, la prueba se lleva a cabo muy rápidamente. Debido a la aplicación de la presión de confinamiento en la cámara σ_3 , la presión de poro del agua en el espécimen del suelo se incrementará una cantidad. Habrá un aumento adicional en la presión de poro debido a la aplicación del esfuerzo desviador.

La prueba no consolidada-no drenada es usualmente llevada a cabo sobre especímenes de arcilla y depende de un concepto de resistencia muy importante para los suelos cohesivos saturados. El esfuerzo axial agregado en la falla es prácticamente el mismo independientemente de la presión de confinamiento en la cámara.

COMPRESIÓN TRIAXIAL CONSOLIDADA ANISOTRÓPICA -NO DRENADA

Esta prueba tiene por objeto determinar los parámetros de resistencia y de deformación bajo una carga rápida en las condiciones futuras de esfuerzos in situ del subsuelo bajo la influencia del proyecto construido.

La prueba consolidada-no drenada es el tipo más común de prueba triaxial. En ésta, el espécimen del suelo saturado es consolidado primero por una presión en todo su alrededor σ_3 del fluido en la cámara, que resulta en drenaje. Después de la presión de poro del agua generada por la aplicación de la presión de confinamiento es completamente disipada, el esfuerzo desviador sobre el espécimen se incrementa para causar la falla cortante. Durante esta fase, la línea de drenaje desde el espécimen se mantiene cerrada. Como el drenaje no se permite, la presión de poro del agua crecerá. Durante este proceso se hacen mediciones del esfuerzo desviador y de la presión de poro del agua.

En arena suelta y arcilla normalmente consolidada, la presión de poro del agua se incrementa con la deformación unitaria. En arena densa y arcilla preconsolidada, la presión de poro del agua aumenta con la deformación unitaria hasta cierto límite, más allá del cual decrece y se vuelve negativa (con respecto a la presión atmosférica), este comportamiento se debe a que el suelo tiene una tendencia a dilatarse.

Las pruebas consolidadas-no drenadas deben realizarse en suelos arcillosos con medición de la presión de poro para obtener los parámetros de resistencia cortante drenada. Como el drenaje no se permite en esas pruebas durante la aplicación del esfuerzo desviador, las pruebas deben efectuarse rápidamente.

CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL

Esta prueba tiene por objeto determinar los parámetros de deformación a largo plazo del suelo bajo la influencia del proyecto construido.

El objeto de una prueba de consolidación unidimensional es determinar el decremento de volumen y la velocidad con que este decremento se produce, en un espécimen de suelo, confinado lateralmente y sujeto a una carga axial. Durante la prueba se aplica una serie de incrementos crecientes de carga axial y, por efecto de éstos, el agua tiende a salir del espécimen a través de piedras porosas colocadas en sus caras. El cambio de volumen se mide con un micrómetro montado en un puente fijo y conectado a la carga de placa sobre la piedra porosa superior.

Para cada incremento de carga aplicada se miden los cambios volumétricos, usando intervalos de tiempo apropiados para efectuar las mediciones. Los datos registrados conducen a la obtención de la curva de consolidación. Dibujando las lecturas del micrómetro como ordenadas, en escala natural y los tiempos, como abscisas, en escala logarítmica, se logra que la curva de consolidación obtenida en laboratorio sea fácilmente comparable con la curva teórica, lo cual permite establecer, toscamente, el grado de aplicabilidad de las teorías al problema específico tratado. Es común encontrar, en la mayoría de los suelos arcillosos de alta plasticidad, una concordancia excelente hasta un 60% ó 70% de consolidación; delante de estos límites la curva de laboratorio suele volverse asintótica una recta inclinada respecto a la línea horizontal por el valor 100% de consolidación de la curva teórica. Esta desviación corresponde a la consolidación

secundaria y esta deformación adicional se atribuye, por hipótesis, a un reajuste de las fuerzas de fricción dentro de la masa de suelo. Puesto que este cambio volumétrico secundario es generalmente muy pequeño (por lo menos para incrementos de carga relativamente importantes) en comparación con el que tiene lugar durante el efecto primario de expulsión de agua, su influencia se hace notoria sólo después de que se ha producido la mayor parte de la deformación volumétrica primaria.

Al realizar la prueba de consolidación unidimensional, cada incremento de carga se mantiene el tiempo suficiente para que el tramo recto de consolidación secundaria se defina claramente; después de lo cual, se podrá aplicar el siguiente incremento.

En las curvas de consolidación obtenidas para cada incremento de carga se selecciona un tiempo arbitrario, tal que las lecturas del micrómetro en las diferentes curvas caigan ya más allá del periodo de consolidación primaria. La presión y la lectura del micrómetro correspondientes a ese tiempo proporcionan los datos de partida para el trazado de las curvas de compresibilidad.

A continuación se ilustra el esquema de los mecanismos utilizados en laboratorio para la obtención de las propiedades del subsuelo en condición estática y dinámica.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

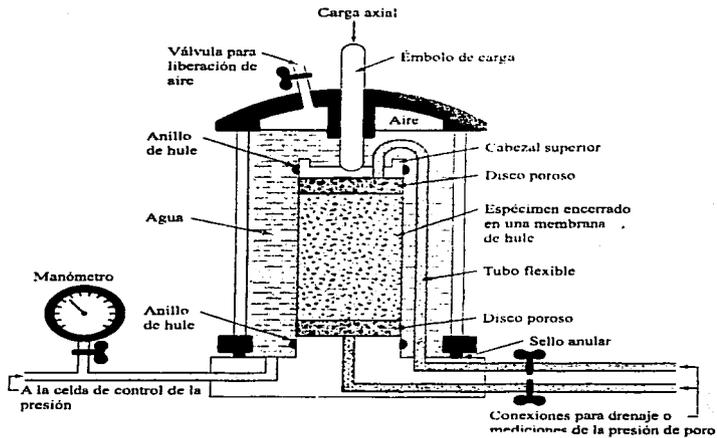
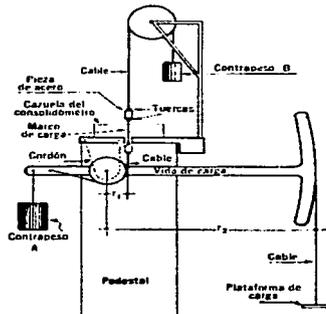


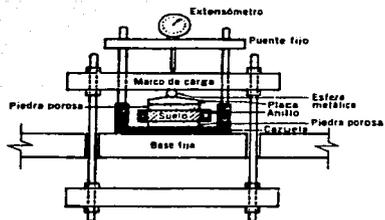
Diagrama del equipo de

prueba triaxial



TFESIS CON FALLA DE ORIGEN

Esquema del mecanismo de transmisión de carga de un consolidómetro



Detalle de la colocación de la muestra en el consolidómetro de anillo flotante

A continuación se presenta el resumen del análisis de las pruebas de laboratorio.

DESCRIPCIÓN	SÍMBOLO	UNIDAD	M 1	M 2	M 3	M 4
Profundidad	z	m	1.7 - 2.0	6.7 - 7.6	9.4 - 10.3	14.0 - 14.9
Clasificación visual			Arcilla café oscuro poco limosa con escasa arena fina	Arcilla gris verdoso oscuro	Arcilla café verdoso oscuro	Arcilla café rojizo oscuro

CLASIFICACIÓN SUCS Y PROPIEDADES ÍNDICE

Límite líquido	LL	%	63	182	424	207
Límite plástico	LP	%	24	48	58	63
Índice plástico	IP	%	39	134	365	144
Índice de fluidez	Fw	%	7	2	31	20
Índice de tenacidad	Tw	adim	5	68	12	7
LP en la línea A	IP _A	%	31	119	296	137
Clasificación geotécnica	SUCS		CH	CH	CH	CH
Descripción geotécnica			Arcilla de alta compresibilidad			
Densidad de sólidos	Ss	adim	2.426	2.168	2.256	2.242
Humedad natural	W _{nat}	%	38	165	271	183
Peso volumétrico húmedo	γ _m	Ton/m ³	1.72	1.28	1.16	1.25

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

**FALTA
PAGINA**

50

DESCRIPCIÓN	SÍMBOLO	UNIDAD	M 1	M 2	M 3	M 4
Profundidad	z	m	1.7 - 2.0	6.7 - 7.6	9.4 - 10.3	14.0- 14.9
Clasificación visual			Arcilla café oscuro poco limosa con escasa arena fina	Arcilla gris verdoso oscuro	Arcilla café verdoso oscuro	Arcilla café rojizo oscuro

Módulo de elasticidad	E_{uu}	Ton/m ²	1600	170	327	380
Cohesión	C_{111}	Ton/m ²	5	2.8	5.0	4.6

COMPRESIÓN TRIAXIAL CONSOLIDADA ANISOTRÓPICA-NO DRENADA

ETAPA DE CONSOLIDACIÓN						
Esfuerzo confinante	σ_3	Ton/m ²	3.0	4.5		
Deformación volumétrica	ϵ_v	%	0.1	9.0	No se programó	No se programó
Esfuerzo desviador	$\Delta\sigma_1$	Ton/m ²	3.0	1.5		
Deformación volumétrica	ϵ_v	%	0.4	1.5		
ETAPA DE FALLA						
Deformación clásica	ϵ_c	%	1.5	0.5		
Deformación a la falla	ϵ_U	%	19.0	8.0	No se programó	No se programó
Esf. Desviador hasta ϵ_c	q_c	Ton/m ²	17	4.0		
Esf. Desviador hasta ϵ_{U1}	q_U	Ton/m ²	23	8.4		

DESCRIPCIÓN	SÍMBOLO	UNIDAD	M 1	M 2	M 3	M 4
Profundidad	z	m	1.7 - 2.0	6.7 - 7.6	9.4 - 10.3	14.0 - 14.9
Clasificación visual			Arcilla café oscuro poco limosa con escasa arena fina	Arcilla gris verdoso oscuro	Arcilla café verdoso oscuro	Arcilla café rojizo oscuro

Módulo de elasticidad	E_{cu}	Ton/m ²	1133	800		
Cohesión	C_{cu}	Ton/m ²	7	1		
Ángulo de fricción	ϕ_{cu}	grados	20	20		

CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL

Esfuerzo efectivo in situ	σ_0'	Ton/m ²	3.4	5.7	6.3	7.2
Esf. de preconsolidación	σ_p	Ton/m ²	12.0	8.0	8.0	12.0
Relación de preconsolidación	OCR	Ton/m ²	3.5	1.4	1.3	1.7
Edificio con 1 ½ sótano						
Incremento de esfuerzo	$\Delta\sigma_{edificio}$	Ton/m ²	-	3.2	2.6	1.8
Esfuerzo total	σ_{total}	Ton/m ²	-	8.9	8.9	9.0
Deformación volumétrica	e_v	%	-	6.1	5.4	1.7
Módulo de compresibilidad	m_v	Ton/m ²	-	0.191	0.208	0.094

DESCRIPCIÓN	SÍMBOLO	UNIDAD	N.º 1	N.º 2	N.º 3	N.º 4
Profundidad	z	m	1.7 - 2.0	6.7 - 7.6	9.4 - 10.3	14.0 - 14.9
Clasificación visual			Arcilla café oscuro poco limosa con escasa arena fina	Arcilla gris verdoso oscuro	Arcilla café verdoso oscuro	Arcilla café rojizo oscuro

Edificio con ½ sótano						
Incremento de esfuerzo	$\Delta\sigma_{edificio}$	Ton/m ²	6.3	4.9	3.9	2.8
Esfuerzo total	σ_{total}	Ton/m ²	9.7	10.6	10.2	10.0
Deformación volumétrica	ϵ_v	%	3.3	8.1	7.4	2.5
Módulo de compresibilidad	m_v	Ton/m ²	0.0052	0.165	0.190	0.089

Los resultados de los trabajos de laboratorio se presentan en el Anexo I

IV DESCRIPCIÓN DEL SUBSUELO

Con base en la información obtenida de los trabajos de exploración, de laboratorio y del conocimiento que se tiene de la zona, la estratigrafía del predio quedó definida de la siguiente manera:

De 0.0 a 7.0 m

Costra Superficial. Conformada por un relleno arcilloso compactado de 1.0 m de espesor seguido por una arcilla dura limo arenosa de 1.5 m de espesor, una arcilla blanda de 1.0 m de espesor, una arcilla limo-arenosa de 2.0 m de espesor y resistencia variable de media a alta y finalmente una arcilla preconsolidada de 1.5 m de espesor. La resistencia de punta con el cono eléctrico varía de 3 a 50 kg/cm².

De 7.0 a 24.5 m

Serie Arcillosa Superior. Depósitos blandos de arcilla y limo de baja resistencia y alta compresibilidad, cuya consistencia varía de suave a rígida conforme aumenta la profundidad. Dentro de la masa arcillosa se encuentran intercalados algunos lentés resistentes de arcilla, limo y arena con espesor variable entre 10 y 70 cm. La resistencia promedio media con el cono eléctrico aumenta con la profundidad y varía de 3 a 13 kg/cm² con valores mayores para los lentés resistentes.

De 24.5 m a 27.0 m

Capa Dura. Depósito heterogéneo de alta resistencia y baja compresibilidad conformado por arenas limo-arcillosas en estado muy compacto. La resistencia de punta promedio con el cono eléctrico es superior a 100 kg/cm².

Nivel Freático

El nivel de aguas freáticas se detectó a **2.50 m** de profundidad, aproximadamente. Esta posición del agua depende de la época del año y de las fugas e infiltraciones que se generen en los sistemas municipales de agua potable y drenaje.

En cuanto a las propiedades mecánicas, éstas fueron obtenidas a partir de pruebas de laboratorio y por correlaciones empíricas de pruebas en campo a partir de la resistencia promedio de punta medida con el cono eléctrico, q_c prom.

Profundidad m	Estado	q_{ps} kg/cm	γ ton/m	H cm	V_s m/s	C_{ps} ton/m	C_{ms} ton/m	ϕ grados	m cm/kg
0.0 - 1.0		6	1.3	1.0	50	4.0	-	-	-
1.0 - 2.5		16	1.7	1.5	85	5.0	4.0	20	0.02
2.5 - 4.5	Costra Superficial	6	1.3	2.0	50	4.0	1.5	20	0.05
4.5 - 5.5		12	1.5	1.0	75	5.0	-	-	0.02
5.5 - 7.0		5	1.2	1.5	40	3.5	-	-	0.06
7.0 - 12.2		4	1.2	5.2	40	4.0	-	-	0.08
12.2 - 12.8	Serie Artillina Superior	<i>Lente Duro</i>	20	1.5	0.6	150	6.0	-	0.02
12.8 - 17.8			7	1.2	5.0	60	5.0	-	0.04
17.8 - 18.5		<i>Lente Duro</i>	20	1.5	0.7	150	6.0	-	0.02
18.5 - 24.5			12	1.3	6.0	75	5.0	-	0.02
24.5 - 27.0	Capa Dura	> 100	1.8	>2.5	>300	-	-	-	-

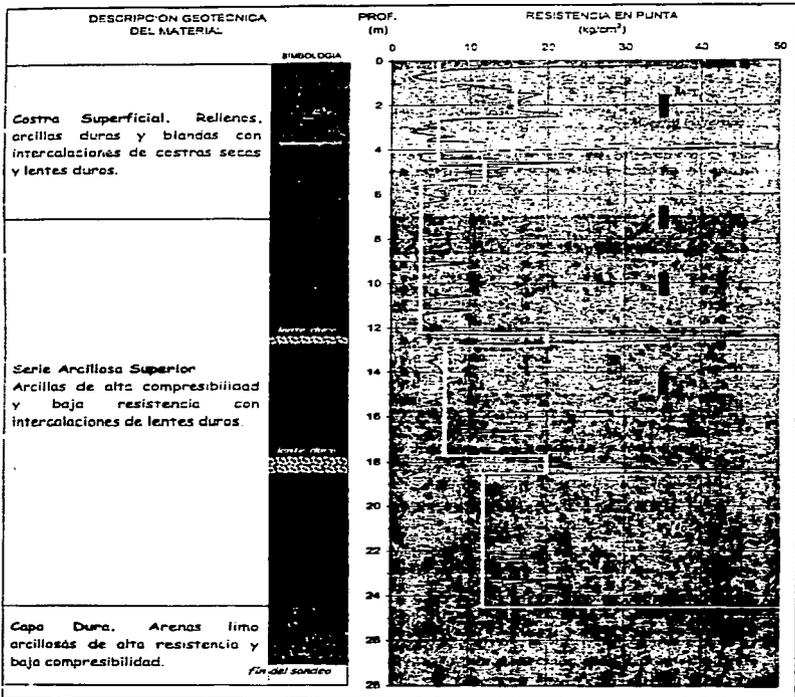
Donde

- γ peso volumétrico
- H Espesor
- V_s Velocidad de onda de corte

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

SONDEOS DE EXPLORACIÓN E INTERPRETACIÓN ESTRATIGRÁFICA

PROYECTO	BAJA CALIFORNIA 147	SONDEO	SCE y S&S	PROF. N°	2.5 m
LOCALIZACIÓN	Av. Baja California No 147, Col. Roma Sur, DF	PROFUND.	27.0 m		



TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

V ANÁLISIS Y ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN

En este capítulo referente al análisis y alternativa de cimentación, se hará mención de lo establecido en Las Normas Técnicas para Diseño y Construcción de Cimentaciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal para el objetivo antes señalado; así mismo se procederá al diseño geotécnico de la cimentación (parámetros como: cargas de proyecto, análisis de estabilidad, análisis de asentamientos, análisis de la excavación, consideraciones geotécnicas para diseño estructural, etc.), en primera instancia para 1 ½ sótano y, de manera similar para ½ sótano.

Las Normas Técnicas para Diseño y Construcción de Cimentaciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal mencionan en sus capítulos referentes a los *Factores de Carga y de Resistencia*, la *Verificación de la Seguridad de las Cimentaciones*, *Diseño Estructural de la Cimentación* y al *Análisis y Diseño de Excavaciones*, respectivamente, lo siguiente:

FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA

Para estados límite de servicio el factor de carga será unitario en todas las acciones. Para estados límite de falla se aplicarán factores de carga de 1.1 a la fricción negativa, al peso propio del suelo, a los empujes laterales de éste y a la aceleración de las masas se suelo deslizantes bajo acción sísmica.

Los factores de resistencia relativos a la capacidad de carga de cimentaciones serán los siguientes para todos los estados límite de falla:

1. 0.35 para la capacidad de carga en la base de zapatas de cualquier tipo en la zona I, las zapatas de colindancia desplantadas amenos de 5 m de profundidad en las zonas II y III y de los pilotes y pilas apoyados en un estrato resistente.
2. 0.7 ($1 - s/2$), en que s es la relación entre los máximos de la sollicitación sísmica y la sollicitación total que actúan sobre el pilote, para la capacidad de carga por adherencia de los pilotes de fricción ante la combinación de acciones que incluyen las sollicitaciones sísmicas.
3. 0.70 para los otros casos.

Los factores de resistencia se aplicarán a la capacidad de carga neta de las cimentaciones.

VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD DE LAS CIMENTACIONES

Cimentaciones Compensadas

Se entiende por cimentaciones compensadas aquellas en las que se busca minimizar el incremento neto de carga aplicado al subsuelo mediante excavación del terreno y uso de un cajón desplantado a cierta profundidad. Según que el incremento neto de carga aplicado al suelo en la base del cajón resulte positivo, nulo o negativo, la cimentación se denomina parcialmente compensada, compensada o sobrecompensada, respectivamente.

Para el cálculo del incremento de carga transmitido por este tipo de cimentación y la revisión de los estados límite de servicio, el peso de la estructura a considerar será: la suma de la carga muerta más la carga viva con intensidad media, menos el peso total del suelo excavado. Está combinación será afectada por un factor de carga unitario.

La porción de las celdas del cajón de cimentación que esté por debajo del nivel freático y que no constituya un espacio funcionalmente útil, deberá considerarse como llena de agua y el peso de ésta deberá sumarse al de la subestructura.

Estados límite de falla

La estabilidad de las cimentaciones compensadas se verificará tal y como se indica a continuación

Para cimentaciones desplantadas en suelos cohesivos:

$$\Sigma QF_c / A < C_u N_c F_R + p_v$$

Para cimentaciones desplantadas en suelos friccionantes:

$$\Sigma QF_c / A < [\overline{p_v} (N_q - 1) + \gamma B N_\gamma / 2] F_R + p_v$$

donde

ΣQF_c	suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectada por su respectivo factor de carga
A	área del cimiento, m ²
p_v	presión vertical a la profundidad de desplante por peso propio del suelo, t/m ²
$\overline{p_v}$	presión vertical efectiva a la misma profundidad, t/m ²
γ	peso volumétrico del suelo, t/m ³

- C_U cohesión aparente, t/m^2 , determinada en ensaye triaxial UU
 B ancho de la cimentación. m
 N_C coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_C = 5.14(1 + 0.25D_f/B + 0.25B/L)$$

para $D_f/B < 2$ y $B/L < 1$

donde D_f es la profundidad de desplante en m

En caso de que D_f/B y B/L no cumplan las desigualdades anteriores, dichas relaciones se considerarán iguales a 2 y 1, respectivamente.

- N_q coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_q = \exp[\pi \tan\Phi] \tan^2(45^\circ + \Phi/2)$$

donde Φ es el ángulo de fricción interna del material.

El coeficiente N_q se multiplicará por $1 + (B/L)\tan\Phi$ para cimientos rectangulares y por $1 + \tan\Phi$ para zapatas circulares o cuadradas.

- N_γ coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan\Phi$$

El coeficiente N_γ se multiplicará por $1 - 0.40(B/L)$ para cimientos rectangulares y por 0.60 para cimientos circulares o cuadrados.

F_R factor de resistencia especificado en lo referente a factores de carga y resistencia, ya mencionado arriba.

Al emplear las relaciones anteriores se tomará en cuenta lo siguiente:

- a) El parámetro Φ estará dado por:

$$\Phi = \text{ang tan } (\alpha \tan \Phi^*)$$

donde Φ^* es el ángulo con la horizontal de la envolvente de los círculos de Mohr a la falla en la prueba de resistencia que se considere más representativa del comportamiento del suelo en las condiciones de trabajo.

Para suelos arenosos con capacidad relativa menor de 70 %, el coeficiente α será igual a 0.67. en cualquier otro caso, será igual a 1.

- b) La posición del nivel freático considerada para la evaluación de las propiedades mecánicas del suelo y de su peso volumétrico deberá ser la más desfavorable durante la vida útil de la estructura. En caso de que el ancho B de la cimentación sea mayor que la profundidad Z del manto freático bajo el nivel de desplante de la misma, el peso volumétrico a considerar en la ecuación

$$\Sigma QF_c / A < [p_v (N_q - 1) + \gamma B N_\gamma / 2] F_R + p_v$$

será:

$$B' = B - 2e$$

donde

γ' , peso volumétrico, t/m^3 .

γ_m , peso volumétrico total del suelo arriba del nivel freático, t/m^3 .

- c) 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 cimiento deberá considerarse igual a:

$$B' = B - 2e$$

Un criterio análogo se aplicará en la dirección longitudinal del cimiento para tomar en cuenta la excentricidad respectiva.

- d) En el caso de cimentaciones sobre taludes, se verificará la seguridad de la cimentación y del talud recurriendo a un método de análisis límite, considerando mecanismos de falla compatibles con el perfil de suelos y, en su caso, con el agrietamiento existente. En esta verificación, el momento o las fuerzas resistentes serán afectados por el factor de resistencia especificado en el apartado 1 del inciso referente a *Factores de Carga y de Resistencia*.
- e) En el caso de cimentaciones desplazadas en el subsuelo estratificado o agrietado para el cual no sea aplicable el mecanismo de falla implícito en las ecuaciones

$$\Sigma QF_c / A < C_u N_c F_R + p_v$$

$$\Sigma QF_c / A < [p_v (N_q - 1) + \gamma B N_\gamma / 2] F_R + p_v$$

Se verificará la estabilidad de la cimentación recurriendo a un método de análisis límite de los diversos mecanismos de falla compatibles con el perfil estratigráfico. Además de la falla global, se estudiarán las posibles fallas locales, es decir, aquellas que puedan afectar solamente una parte del suelo que soporta el cimiento, y la posible extrusión de estratos muy blandos. En las verificaciones anteriores, el momento o la fuerza resistentes serán afectados por el factor de resistencia que se señala en el apartado 1 del inciso referente a lo mismo.

- f) No deberán cimentarse estructuras sobre zapatas aisladas en depósitos de limos no plásticos o arenas finas en estado suelto o saturado, susceptibles de presentar pérdida total o parcial de resistencia por licuación o de deformaciones volumétricas importantes bajo sollicitaciones sísmicas. Asimismo, deberán de tomarse en cuenta las pérdidas de resistencia ocasionadas por vibraciones de maquinaria en la vecindad de las cimentaciones desplantadas en suelos no cohesivos de compacidad baja o media. Para condiciones severas de vibración, el factor de resistencia a considerar en las ecuaciones

$$\Sigma QF_c / A < C_v N_c F_R + p_v$$

$$\Sigma QF_c / A < \left[\overline{p_v} (N_q - 1) + \gamma B N_z / 2 \right] F_R + p_v$$

deberá tomarse igual a la mitad del admisible para condiciones estáticas, a menos que se muestre a satisfacción del Departamento que es aplicable otro valor.

- g) En caso de que se compruebe la existencia de galerías, grietas, cavernas u otras oquedades, éstas se considerarán en el cálculo de capacidad e carga. En su caso, deberán mejorarse las condiciones de estabilidad adaptándose una o varias de las siguientes medidas:

- Tratamiento por medio de rellenos compactados, inyecciones, etc.
- Demolición o refuerzo de bóvedas.
- Desplante bajo el piso de las cavidades.

Se comprobará además que no pueda ocurrir flotación de la cimentación durante ni después de la cimentación. Para esto se adoptará una posición conservadora del nivel freático.

Se prestará especial atención a la revisión de la posibilidad de falla local generalizada del suelo bajo la combinación de carga que incluya el efecto de sismo.

Estados límite de servicio

Para este tipo de cimentación se calcularán:



- a) Los movimientos instantáneos debidos a la carga total transmitida al suelo por la cimentación.
- b) Las deformaciones transitorias y permanentes para el suelo de cimentación bajo cargas sísmicas.
- c) Los movimientos diferidos debido al incremento neto de carga en el contacto cimentación-suelo.

Los movimientos instantáneos y los debidos a sismo se calcularán en la forma indicada a continuación:

Los asentamientos instantáneos de las cimentaciones bajo sollicitaciones estáticas se calcularán en primera aproximación usando los resultados de la teoría de la elasticidad, previa estimación de los parámetros elásticos del terreno, a partir de la experiencia local o de pruebas directas o indirectas. Cuando el subsuelo esté constituido por estratos horizontales de características elásticas diferentes, se podrá despreciar la influencia de las distintas rigideces de los estratos en la distribución de esfuerzos. El desplazamiento horizontal y el giro transitorio de la cimentación bajo las fuerzas cortantes y el momento de volteo sísmico se calcularán cuando proceda, como se indica en el artículo 203 del capítulo de diseño sísmico. La magnitud de las deformaciones permanentes que pueden presentarse bajo cargas accidentales cíclicas se podrá estimar a partir de los resultados de pruebas de laboratorio representativas del fenómeno.

Los asentamientos diferidos se calcularán por medio de la relación

$$\Delta H = \sum_0^H [\Delta e / (1 + e_0)] \Delta z$$

donde

ΔH asentamientos de un estrato de espesor H .

e_0 relación de vacíos inicial.

- Δe variación de la relación de vacíos bajo incremento de esfuerzo vertical Δp inducido a la profundidad z por la carga superficial. Esta estimación se estimará a partir de una prueba de consolidación unidimensional realizada con material representativo del existente a esa profundidad.
- Δz espesores de estratos elementales en los cuales los espesores pueden considerarse uniformes.

Los incrementos de presión vertical Δp inducidos por la carga superficial se calcularán con la teoría de la elasticidad a partir de las presiones transmitidas por la subestructura al suelo. Estas presiones se estimarán considerando hipótesis extremas de repartición de cargas o a partir de un análisis de la interacción estática suelo-estructura.

Para evaluar los movimientos diferenciales de la cimentación y los inducidos en construcciones vecinas, los asentamientos diferidos se calcularán en distintos puntos dentro y fuera del área cargada.

El cálculo de los movimientos diferidos se llevará a cabo en la forma indicada anteriormente tomando en cuenta, además, la interacción con el hundimiento regional. En la zona III y en presencia de consolidación regional la sobrecompensación no será superior a 1.5 t/m^2 , a menos que se demuestre que un valor mayor no dará lugar a una emersión inaceptable ni a daños a construcciones vecinas o servicios públicos.

Presiones sobre muros exteriores de la subestructura

En los muros de retención perimetrales se considerarán empujes horizontales a largo plazo no inferiores a los del agua y el suelo en estado de reposo, adicionando los debidos a sobrecargas en la superficie del terreno y a cimientos vecinos. La presión horizontal efectiva transmitida por el suelo en estado de reposo se considerará por lo menos igual a 60% de la presión vertical actuante a la misma profundidad. Las presiones horizontales atribuibles a sobrecarga podrán estimarse por medio de la teoría de la elasticidad.

En caso de que el diseño considere absorber fuerzas horizontales por contacto lateral entre subestructura y suelo, la resistencia del suelo considerada no deberá ser superior al empuje pasivo afectado por un factor de resistencia de 0.35, siempre que el suelo circundante esté constituido por materiales naturales o por rellenos bien compactados. Los muros perimetrales y elementos estructurales que transmitan dicho empuje deberán diseñarse expresamente para esa sollicitación.

Se tomarán medidas para que, entre las cimentaciones de estructuras contiguas, no se desarrolle fricción que pueda dañar a alguna de las dos como consecuencia de posibles movimientos relativos.

Cimentaciones con pilotes de fricción

Los pilotes de fricción, es decir, aquellos que transmiten cargas al suelo principalmente a lo largo de su superficie lateral, podrán usarse como complemento de un sistema de cimentación parcialmente compensado para reducir asentamientos transfiriendo parte de la carga de la cimentación a estratos más profundos.

Estados límite de falla

Para comprobar la estabilidad de las cimentaciones con pilotes de fricción, se verificará, para la cimentación en su conjunto, para cada uno de los diversos grupos de pilotes y para cada pilote individual, el cumplimiento de la desigualdad siguiente para las distintas combinaciones de acciones verticales consideradas:

$$\Sigma QF_c < R$$

donde

ΣQF_c

suma de los incrementos de carga debidos a las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectadas de sus correspondientes factores de carga. Las acciones incluirán el peso propio de los pilotes o pilas y el efecto de la fricción negativa que pudiera desarrollarse sobre el fuste de los mismos o sobre su envolvente.

R

capacidad de carga del sistema constituido por pilotes de fricción más losa o zapatas de cimentación, que se considerará igual al mayor de los dos valores siguientes:

- a) Capacidad de carga del sistema suelo-zapatas o suelo-losa de cimentación, despreciando el efecto de los pilotes. Si este es el valor que rige la losa o zapatas y las contratraves deberán diseñarse estructuralmente para soportar las presiones de contacto suelo-zapata o suelo-losa máximas calculadas, más la concentración

de carga correspondiente a la capacidad de carga total de cada pilote dada por la ecuación

$$C_f = A_L f_R$$

con $f_R = 1.0$. En este caso la capacidad de carga suelo-losa o suelo-zapata se calculará como lo señala el inciso anterior.

b) Capacidad de carga del sistema suelo-pilotes de fricción que se considerará igual a la suma de las capacidades de carga de punta de los pilotes individuales más el menor de los siguientes valores:

- Suma de las capacidades de adherencia de los pilotes individuales.
- Capacidad de adherencia de una pila de geometría igual a la envolvente del conjunto de pilotes.
- Suma de las capacidades de adherencia de los diversos subgrupos de pilotes en que pueda subdividirse la cimentación.

La capacidad de carga por punta de una cimentación de pilotes de fricción siempre se considerará igual a la suma de las capacidades de carga individuales por punta de los pilotes, calculadas con la ecuación

$$C_P = [c_u N^* c f_R + p_1] A_P$$

En la estimación de la capacidad de carga bajo cargas excéntricas se despreciará la capacidad de carga de los pilotes sometidos a tensión, salvo que se haya diseñado y construido especialmente para este fin.

La capacidad de carga por adherencia lateral de un pilote de fricción individual bajo esfuerzos de compresión se calculará como:

$$C_f = A_L f_R$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

donde

F_R = 0.7(1 - s/2), factor de resistencia

s relación entre los máximos de sollicitación sísmica y la sollicitación total que actúa sobre el pilote

C_f capacidad por adherencia, t

A_L área lateral del pilote, m²

F adherencia lateral media del pilote-suelo, t/m²

Para los suelos cohesivos blandos de las zonas II y III la adherencia pilote-suelo se considerará igual a la cohesión media del suelo. La cohesión se determinará con pruebas triaxiales no consolidadas-no drenadas.

Para calcular la capacidad de adherencia del grupo de pilotes, o de los subgrupos de pilotes en los que se pueda subdividir la cimentación, también será aplicable la ecuación

$$C_f = A_L F_R$$

considerando al grupo o subgrupo como pilas de diámetro igual al de la envolvente del grupo o subgrupo.

Estados límite de servicio

Los asentamientos o emersiones de cimentaciones con pilotes de fricción bajo cargas estáticas se estimarán considerando la penetración de los mismos y las deformaciones del suelos de apoyo bajo las cargas actuantes en ellos, así como la fricción negativa y la interacción con el hundimiento regional. En el cálculo de los movimientos anteriores se tomará explícitamente en cuenta las excentricidades de carga.

El desplazamiento horizontal y el giro transitorio de la cimentación bajo la fuerza cortante y el momento de volteo sísmico se calcularán, cuando proceda, como se indica en el artículo 203, capítulo VI de diseño sísmico. Las deformaciones permanentes bajo la combinación de carga que incluya el efecto sísmico se podrá estimar a partir de los resultados de pruebas de laboratorio representativas del fenómeno, y serán mínimas. Para el cálculo de estas deformaciones, se considerará que la carga máxima soportada por los pilotes en condiciones sísmicas es la definida por la ecuación

$$C_f = A_L f R$$

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN

Los elementos mecánicos (presiones de contacto, empujes laterales, etc.) requeridos para el diseño estructural de la cimentación deberán determinarse para cada combinación de acciones señaladas a continuación:

Primer tipo de combinación:

Acciones permanentes más acciones variables incluyendo la carga viva. Con este tipo de combinación se revisarán tanto los estados límite de servicio como los de falla. Las acciones variables se considerarán con su intensidad media para fines de cálculo de asentamientos u otros movimientos a largo plazo. Para la revisión de estados límite de falla, se considerarán la acción variable más desfavorable con su intensidad máxima y las acciones restantes con intensidad instantánea.

Segundo tipo de combinación:

Acciones permanentes más acciones variables con intensidad instantánea y acciones accidentales (viento o sismo). Con esta combinación se revisarán los estados límite de falla y los estados límite de servicio asociados a deformaciones transitorias y permanentes del suelo bajo carga accidental. Entre las acciones debidas al sismo, se incluirá la fuerza de inercia que obra en la masa de suelo potencialmente deslizante que subyace al cimientto de la construcción.

En el caso de cimentaciones profundas en las zonas II y III se incluirá entre las acciones la fricción negativa que puede desarrollarse sobre el fuste de los pilotes o pilas

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

por consolidación del terreno circundante. Para estimar esta acción, se considera que el máximo esfuerzo cortante que puede desarrollarse en el contacto suelo-pilote es igual a la cohesión del suelo determinada en prueba triaxial no consolidada-no drenada bajo presión de confinamiento representativa de las condiciones del suelo. Se calcularán y tomarán explícitamente en cuenta en el diseño las excentricidades que presente las resultante de las diversas combinaciones de acciones anteriores respecto al centroide del área de cimentación (momento de volteo).

Las presiones de contacto consideradas deberán ser tales que las deformaciones diferenciales del suelo calculadas con ellas coincidan aproximadamente con las del sistema subestructura-superestructura. Para determinar presiones de este tipo, será aceptable que el medio es elástico y continuo, y usar las soluciones analíticas existentes o métodos numéricos. Será aceptable cualquier distribución que satisfaga las condiciones siguientes:

- Que exista equilibrio local y general entre las presiones de contacto y las fuerzas internas en la subestructura y las fuerzas y momentos transmitidos a ésta por la superestructura.
- Que los hundimientos diferenciales instantáneos más los diferidos calculados con las presiones de contacto consideradas sean aceptables en términos de las presentes normas.
- Que las deformaciones diferenciales instantaneas más las diferidas del sistema subestructura-superestructura sean aceptables en términos de las presentes normas.

Los pilotes y sus conexiones se diseñarán para poder resistir los esfuerzos resultantes de las acciones verticales y horizontales consideradas en el diseño de la cimentación y los que se presenten durante el proceso de transporte e hincado. Los pilotes deberán resistir estructuralmente la carga que corresponde a su capacidad de carga última con factor de resistencia unitario.

En el caso de cimentaciones sobre pilotes de punta en las zonas II y III, se tomará en cuenta que, por la consolidación regional, los pilotes pueden perder el confinamiento lateral en su parte superior en una altura igual a la magnitud de la consolidación regional entre la punta del pilote y su parte superior. La subestructura deberá diseñarse para trabajar estructuralmente tanto como soporte como sin él, en este último caso apoyada sólo en los pilotes.

ANÁLISIS Y DISEÑO DE EXCAVACIONES

En el diseño de excavaciones se considerarán los siguientes estados limite:

- a) De falla: colapso de los taludes o paredes libres o ademadas de la excavación, falla de los cimientos de las construcciones colindantes y falla de fondo de la excavación por corte o subpresión en estratos subyacentes.

- b) De servicio: movimientos verticales y horizontales inmediatos y diferidos por descarga en el área de la excavación y en los alrededores.

Estados límite de falla

La verificación de la seguridad respecto a los estados límite de falla incluirá la revisión de la estabilidad de los taludes o paredes de la excavación con o sin ademes y del fondo de la misma. El factor de resistencia será de 0.6; sin embargo, si la falla de los taludes, ademes o fondo de la excavación no implica daños a los servicios públicos, a las instalaciones o a las construcciones adyacentes, el factor de resistencia será de 0.7. La sobrecarga uniforme mínima a considerar en la vía pública y zonas próximas a la excavación será de 1.5 t/m^2 con factor de carga unitario.

a) Taludes

La seguridad y estabilidad de excavaciones sin soporte se revisará tomando en cuenta la influencia de las condiciones de presión del agua en el subsuelo así como la profundidad de excavación, la inclinación de los taludes, el riesgo de agrietamiento en la proximidad de la corona y la presencia de grietas u otras discontinuidades.

Para el análisis de estabilidad de taludes se usará un método de equilibrio límite considerando superficies de falla cinemáticamente posibles. Se incluirá la presencia de sobrecargas en la orilla de la excavación. También se considerarán mecanismos de extrusión en estratos blandos confinados verticalmente por capas más resistentes.

b) Falla por subpresión en estratos permeables

En el caso de suelos sin cohesión, se analizará la estabilidad del fondo de la excavación por flujo de agua. Para reducir el peligro de fallas de este tipo, el agua freática deberá controlarse y extraerse de la excavación por bombeo desde cárcamos, pozos punta o pozos de alivio con nivel dinámico sustancialmente inferior al fondo de la excavación.

Cuando una excavación se realice en capa impermeable de espesor h , la cual a su vez descansa sobre un estrato permeable, debe considerarse que la presión del agua en este estrato podría levantar el fondo de la excavación, no obstante el bombeo superficial. El espesor mínimo h del estrato impermeable que debe tenerse para evitar inestabilidad de fondo se considerará igual a:

$$h > (\gamma_w / \gamma_m) h_w$$

donde

h espesor de la capa impermeable

h_w	altura piezométrica en el lecho inferior de la capa impermeable
γ_w	peso volumétrico del agua
γ_m	peso volumétrico del suelo entre el fondo de la excavación y el estrato permeable

Cuando el espesor h sea insuficiente para asegurar la estabilidad, será necesario reducir la carga hidráulica del estrato permeable por medio de pozos de alivio.

c) Estabilidad de excavaciones ademas

En caso de usarse para soportar las paredes de la excavación, elementos estructurales como tablestacas o muros colados en el lugar, se revisará la estabilidad de estos elementos por deslizamiento general de una masa de suelo que incluya el elemento, por falla de fondo, y por falla estructural de los troqueles o de los elementos que éstos soportan.

La revisión de la estabilidad general se realizará por un método de análisis limite. Se evaluará el empotramiento y el momento resistente mínimo del elemento estructural requerido para garantizar la estabilidad.

La posibilidad de falla de fondo por cortante en arcillas blandas a firmes se analizará verificando que:

$$P_v + \Sigma qF_C > c_u N_c F_R$$

donde

c_u	cohesión aparente del material bajo el fondo de la excavación, en condiciones no drenada, t/m^2
N_c	coeficiente de capacidad de carga definido anteriormente y que depende de la geometría de la excavación. En este caso, B será el ancho de la excavación, L su longitud y D_f su profundidad.
P_v	presión vertical total actuante en el suelo, a la profundidad de la excavación, t/m^2 .
qF_C	sobrecargas superficiales afectadas por sus respectivos factores de carga, t/m^2 .
F_R	factor de resistencia igual a 0.5. Si la falla no afecta a los servicios públicos, instalaciones o construcciones adyacentes, el factor de resistencia será de 0.7.

Los empujes a los que se encuentran sometidos los puntales se estimarán a partir de una envolvente de distribución de presiones determinadas a partir de la experiencia local.

En arcillas, la distribución de presiones se definirá en función del tipo de arcilla, de su grado de fisuramiento y de su reducción de resistencia con el tiempo. Cuando el nivel freático exista poca profundidad, los empujes considerados sobre los troqueles serán por lo menos iguales a los producidos por el agua. El diseño de los troqueles también deberá tomar en cuenta el efecto de las sobrecargas debidas al tráfico en la vía pública, al equipo de construcción, a las estructuras adyacentes y a cualquier otra carga que deban soportar las paredes de la excavación durante el periodo de la construcción, afectadas de un factor de carga de 1.1.

d) Estabilidad de estructuras vecinas

De ser necesario, las estructuras adyacentes a las excavaciones deberán reforzarse o recimentarse. El soporte requerido dependerá del tipo del suelo y de la magnitud de la localización de las cargas con respecto a la excavación.

Estados limite de servicio

Los valores esperados de los movimientos verticales y horizontales en el área de excavación y sus alrededores deberán ser suficientemente pequeños para que no causen daños a las construcciones e instalaciones adyacentes ni a los servicios públicos. Además, la recuperación por recarga no deberá ocasionar movimientos totales o diferenciales intolerables en el edificio que se construye.

a) Expansiones instantáneas y diferidas por descarga

Para estimar la magnitud de los movimientos verticales inmediatos por descarga en el área de excavación y en los alrededores, se recurrirá a la teoría de la elasticidad. Los movimientos diferidos se estimarán mediante la ecuación

$$\Delta H = \sum_0^H [\Delta e / (1 + e_0)] \Delta z$$

a partir de decrementos de esfuerzo vertical calculados mediante la teoría de la elasticidad.

En caso de excavaciones ademadas, se buscará reducir la magnitud de los movimientos instantáneos acortando la altura no soportada entre troqueles o efectuando la excavación en zanjas de ancho reducido.

b) Asentamiento del terreno natural adyacente a las excavaciones

En el caso de cortes ademados en arcillas blandas o firmes, se tomará en cuenta que los asentamientos superficiales asociados a estas excavaciones depende del grado de cedencia lateral que se permita en los elementos de soporte. Estos movimientos horizontales y verticales deberán medirse en forma continua durante la construcción para poder tomar oportunamente medidas de seguridad adicionales, en caso necesario.

Ya habiendo mencionando las consideraciones que establece Las Normas Técnicas para Diseño y Construcción de Cimentaciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, se procederá al diseño geotécnico de la cimentación, tanto para 1 ½ sótano como para ½ sótano.

DISEÑO GEOTÉCNICO DE LA CIMENTACIÓN PARA 1 ½ SÓTANO

Solución de cimentación

El proyecto arquitectónico presenta las siguientes características geométricas:

- Sótano de estacionamiento desplantado a 3.50 m de profundidad respecto al nivel de la banqueta.
- Las relaciones entre las dimensiones mayor promedio (56.0 m) y menor promedio (12.5 m) de la planta del sótano de estacionamiento es de 4.5 m.
- La relación entre la altura del edificio (290 m) y la dimensión menor promedio de la planta del sótano de estacionamiento es de 2.3.

El subsuelo presenta las siguientes características mecánicas e hidráulicas:

- Costra superficial de mediana resistencia y compresibilidad.
- 19.0 m de espesor de arcillas blandas de baja resistencia y alta compresibilidad con intercalaciones de algunos lentes duros de alta resistencia.
- Nivel de aguas freáticas a 2.5 m de profundidad.
- Asentamientos de 2.5 cm/año por consolidación regional.

Las características anteriores generan los siguientes problemas geotécnicos para el diseño de la cimentación del proyecto, considerando como primera opción un cajón de cimentación:

- Asentamientos a largo plazo superiores a los permitidos por el reglamento.
- Falla de la costra superficial por los esfuerzos transmitidos en condición sísmica.
- Tensiones en la losa de cimentación del cajón de cimentación.

- Inundación de la excavación para la construcción del cajón de cimentación.
- Expansiones excesivas durante la excavación.

Con base en lo anterior, la solución de cimentación del proyecto será un *cajón rígido de cimentación desplazado a 3.50 m de profundidad con 78 pilotes de fricción de sección cuadrada (0.40 x 0.40 m) de 18.0 m de longitud efectiva.* (Figura 9).

Cargas de proyecto

Departamentos

Número de losas	≈ ≈ ≈	8.0
Área de cada losa	≈ ≈ ≈	517 m ²
Cargas por losa	≈ ≈ ≈	1.0 (*) ton/m ²

Estacionamientos

Número de losas	≈ ≈ ≈	3
Área de cada losa	≈ ≈ ≈	711 m ²
Cargas por losa	≈ ≈ ≈	1.0 (*) ton/m ²

Peso de la estructura	≈ ≈ ≈	6,269 ton
-----------------------	-------	-----------

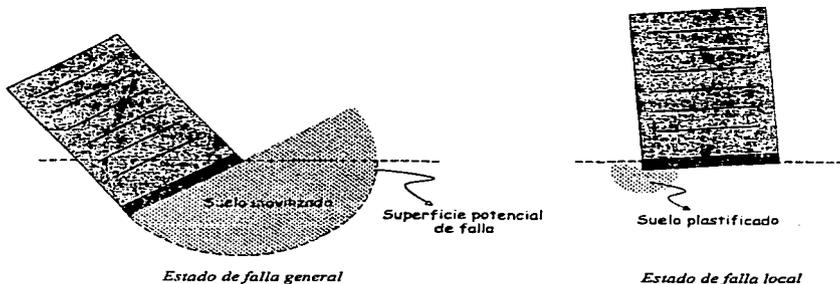
Excavación

Área excavada	≈ ≈ ≈	711 m ²
Profundidad de excavación	≈ ≈ ≈	3.5 m
Peso volumétrico del suelo excavado	≈ ≈ ≈	1.5 ton/m ³
Peso del suelo excavado ≈	≈ ≈ ≈	3,733 ton

<i>Esfuerzo Total</i>	≈ ≈	8.8 ton/m ²
<i>Esfuerzo Neto</i>	≈ ≈	3.6 ton/m ²

(*) Valores tomados de proyectos similares

Análisis de estabilidad



Estado de falla general con cajón de cimentación

La capacidad de carga admisible del subsuelo de apoyo con cajón rígido de cimentación se determinó aplicando la siguiente expresión:

$$q_{adm} = \frac{C_{uv} N_c}{F_D} + \gamma D_f$$

donde

q_{adm}
 C_{uv}
 N_c

capacidad de carga admisible, ton/m^2
cohesión promedio en la superficie de falla, 4.5 ton/m^2
factor de capacidad de carga propuesto por Vésic, 5.70

$$N_c = 5.14 \left(1 + 0.2 \frac{D_f}{B} \right) \left(1 + 0.2 \frac{B}{L} \right)$$

D_f
 B
 L
 γ
 F_D

profundidad de desplante, 3.50 m
ancho promedio del cajón de cimentación, 12.5 m
longitud promedio del cajón de cimentación, 56.0 m
peso volumétrico del suelo sobre el nivel de desplante, 1.5 ton/m^3
factor de diseño estático (3) y dinámico (2)

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Reemplazando los valores anteriores, la capacidad de carga estática y dinámica admisible es **14.0 y 18.0 ton/m²**, respectivamente.

Estado de falla local con cajón de cimentación

El esfuerzo máximo que resiste el suelo en la esquina de la cimentación sometida a compresión máxima se calcula con la siguiente expresión:

$$q_{adm} = \frac{2C_{uv}\sqrt{N_c}}{FS} + \sigma_{v0}K_c N_c$$

donde

- q_{adm} esfuerzo admisible en la orilla, ton/m²
- C_{uv}, ϕ_{cu} parámetros de resistencia del subsuelo al nivel de desplante en condición consolidada -no drenada, 1.5 ton/m² y 20°
- N_c $\tan^2(45 + \phi_{cu}/2)$, 2.0
- FS factor de seguridad, 1.3
- K_c coeficiente de empuje de tierras en reposo, 0.6
- σ_{v0} esfuerzos efectivos in situ al nivel de desplante, 4.5 ton/m²

Reemplazando los valores anteriores, el esfuerzo limite en la orilla es **8.7 ton/m²**.

Esfuerzos inducidos por sismo con cajón de cimentación

Los esfuerzos inducidos en condición sísmica en un punto de la interfaz suelo-losa se calculan con la siguiente expresión:



Incremento y reducción de los esfuerzos estáticos por acciones sísmicas.

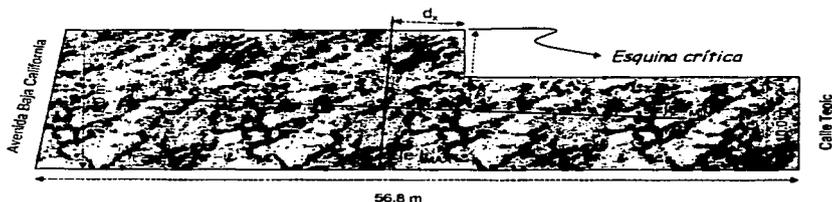
$$\Delta\sigma_{sismo} = \pm M'_{sismo} \left[1.0 \frac{d_y}{I_{min}} - 0.3 \frac{d_x}{I_{max}} \right]$$

donde

$\Delta\sigma_{sismo}$ incremento de esfuerzo en la esquina crítica, ton/m²
 M'_{sismo} momento de volteo sísmico, 17193 ton-m

$$M'_{sismo} = 0.8 \left(\frac{2}{3} H_t \right) \left(W_t \frac{C}{Q_s} \right)$$

H_t altura total del proyecto medida desde el desplante, 29.0 m
 W_t cargas de la estructura sin considerar la losa de cimentación, 5558 ton.
 C_s coeficiente sísmico de diseño, 0.40
 Q_s factor de comportamiento sísmico, 2
 I_{min}, I_{max} momentos de inercia principales menor (11,035 m⁴) y mayor (176,279 m⁴) respecto al centroide de la losa de cimentación.
 d_y, d_x distancias perpendiculares a la esquina crítica, 8.8 y 5.5 m, medidas respecto a los ejes principales de inercia menor y mayor.



Interpretación gráfica de las distancias d_1 , d_2 en la losa del cajón de cimentación.

Reemplazando los valores en la expresión, el incremento de esfuerzo por sismo en la esquina crítica de la losa de cimentación es $\Delta\sigma_{sismo} \approx \pm 13.8 \text{ ton/m}^2$.

Revisión de la estabilidad con cajón de cimentación

El esfuerzo total transmitido por el proyecto al subsuelo en condiciones estáticas (8.8 ton/m^2) es menor que la capacidad de carga admisible estática (14.0 ton/m^2) del subsuelo.

El esfuerzo total transmitido por el proyecto en condiciones estáticas más el incremento de esfuerzo por sismo (13.8 ton/m^2) es igual a 22.6 ton/m^2 y *mayor* a la capacidad de carga dinámica admisible (18.0 ton/m^2) del subsuelo. Esto significa que durante un sismo el proyecto sufrirá un colapso total

El esfuerzo total transmitido en condiciones estáticas más el incremento de esfuerzo por sismo es *mayor* al esfuerzo límite en la orilla (8.7 ton/m^2). Esto significa que después de un sismo el proyecto presentará un desplome permanente respecto a la vertical.

El esfuerzo total en condiciones estáticas menos el incremento de esfuerzo por sismo es igual a -5.0 ton/m^2 y por tanto, *se presentan* tensiones en la losa. Esto significa que durante un sismo el cajón de cimentación perderá contacto con el suelo de apoyo en un extremo de la losa y aumentará significativamente los esfuerzos en el extremo opuesto, generando fallas de tipo local y general.

Con base en lo anterior, se concluye que el *cajón rígido de cimentación no cumple* con los requisitos de estabilidad en condiciones sísmicas y por tanto *necesita pilotes de fricción*.

Diseño geotécnico de pilotes de fricción

La carga admisible de un pilote de fricción Q_{adm} se calcula con la siguiente fórmula:

$$Q_{adm} = \frac{Q_u}{F_D} \quad ; \quad Q_u = Cpl$$

donde

Q_u	carga última del pilote de fricción, 130.0 ton
F_D	factor de diseño en condiciones estáticas (2.0) y dinámicas (1.5)
C	cohesión promedio desde 3.5 m hasta 20.5 m de profundidad, 4.5 ton/m^2
p	perímetro del pilote cuadrado de 0.40 m de lado, 1.6 m
L	longitud efectiva del pilote, 18.0 m

Reemplazando los valores anteriores, la carga admisible estática y dinámica de un pilote cuadrado de 0.40 m de lado y 18.0 m de longitud es

$$Q_{adm \text{ estática}} = 65.0 \text{ ton}$$

$$Q_{adm \text{ dinámica}} = 86.0 \text{ ton}$$

ESTA TESIS CONTIENE
UN ERROR DE FALTA DE ORIGEN

Los pilotes se diseñan para que estáticamente tomen la carga neta y dinámicamente tomen la carga neta más el incremento de carga por sismo.

Los pilotes se distribuyen en la planta de cimentación utilizando como guía la concentración de carga en las columnas. En cada columna se verificará que cada pilote del grupo cumpla las siguientes condiciones.

$$Q_{\text{carga tributaria}} \leq Q_{\text{admisible}}$$

$$Q_{\text{carga tributaria}} + \Delta Q_{\text{sismo}} \leq Q_{\text{admisible}}$$

$$|Q_{\text{carga tributaria}} - \Delta Q_{\text{sismo}}| \leq Q_{\text{admisible}}$$

El incremento de carga por sismo en cada columna se calcula con la siguiente expresión:

$$\Delta Q_{\text{sismo}} = \pm M V_{\text{sismo}} \left[1.0 \frac{dy}{I_{\text{min}}} + 0.3 \frac{dx}{I_{\text{max}}} \right] A_{\text{columna}}$$

donde

ΔQ_{sismo}	incremento de carga por sismo, ton
$M V_{\text{sismo}}$	momento de volteo sísmico, 17193 ton-m
dy, dx	distancias perpendiculares al eje de columna medidas respecto a los ejes principales de inercia menor y mayor del conjunto de columnas
$I_{\text{min}}, I_{\text{max}}$	momentos de inercia principales menor (756.2 m ⁴) y mayor (8753.3 m ⁴) respecto al centroide del conjunto de columnas
A_{columna}	área de la sección transversal de la columna, 1.0 m ²

Se asumió un área de sección transversal de columna igual a 1.0 m², sin embargo, se puede demostrar que si el grupo de columnas tiene la misma sección transversal el cálculo en unidades de fuerza (ton) es independiente del área asumida.

A continuación se ilustra la distribución asumida de columnas en la losa del cajón de cimentación y los valores calculados para la distribución de pilotes bajo cada columna.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Planta de la distribución de columnas en la losa del canal de cimentación.

Columna	X m	Y m	Q _{max} ton	Q _{min} ton	N _{max}	ΔQ _{max} ton	Q _{max} ton	Q _{min} ton	ΔQ _{min} ton	N _{min}	
1	2.5	14.3	86.3	34.9	0.5	141.2	176.2	2	-57.9	0.6	2
2	8.3	14.3	149.4	60.4	0.9	150.4	210.8	2.5	-1	0	3
3	14	14.3	192.6	77.9	1.2	158.8	236.7	3	33.7	-0.4	3
4	21.9	14.3	230.6	93.3	1.4	168.2	261.5	3	62.3	-0.7	3
5	28	14.3	151.1	61.1	0.9	175.9	237.1	2.8	-24.8	0.3	3
6	31.2	14.3	55.3	22.4	0.3	180.8	203.2	2.4	-125.5	1.5	3
7	31.2	9.9	150.7	61	0.9	74.9	135.9	1.6	75.7	-0.9	2
8	39.4	9.9	314.3	127.1	2.0	89.2	216.3	2.5	225.2	-2.6	3
9	47.7	9.9	204.6	82.8	1.3	105.8	188.6	2.2	98.8	-1.10	3
10	56	9.9	126.1	51	0.8	122.3	173.3	2	3.7	0	2
11	56	0.5	126.1	51	0.8	126.8	177.8	2.1	-0.7	0	3
12	47.7	0.5	181.3	73.4	1.1	130.1	203.5	2.4	51.2	-0.6	3
13	39.4	0.5	307.4	124.4	1.9	133.5	257.9	3	173.9	-2	3
14	33.7	0.5	240.9	97.5	1.5	137.2	234.7	2.7	103.7	-1.2	3
15	27.7	0.5	204.6	82.8	1.3	143.2	226.0	2.6	61.4	-0.7	3
16	21.9	0.5	230.6	93.3	1.4	151.5	244.7	2.8	79.1	-0.9	3
17	14	0.5	191.7	77.5	1.2	165.1	242.7	2.8	26.6	-0.3	3
18	8.3	0.5	149.4	60.4	0.9	176.2	236.7	2.8	-26.8	0.3	3
19	2.5	0.5	129.5	52.4	0.8	187.4	239.8	2.8	-57.9	0.7	3
20	2.5	5.1	196.4	79.5	1.2	69.6	149.1	1.7	126.8	-1.5	2
21	8.3	5.1	248.7	100.6	1.5	65.5	166.1	1.9	183.1	-2.1	2
22	14	5.1	259	104.8	1.6	59.2	164	1.9	199.8	-2.3	2
23	14	9.9	249.6	101.0	1.6	58.2	159.1	1.9	191.4	-2.2	2
24	8.3	9.9	232.3	94	1.4	55.4	149.4	1.7	176.9	-2.1	2
25	2.5	9.9	158.9	64.3	1	52.9	117.1	1.4	106	-1.2	2
26	21.9	7.3	451.6	182.7	2.8	5.9	185.6	2.2	445.7	-3.2	3
27	27.7	7.3	291	117.7	1.8	13	130.7	1.5	278	-3.2	2
28	33.7	7.3	222.8	90.1	1.4	23.4	113.5	1.3	199.4	-2.3	2
29	47.7	5.1	240.2	137.6	2.1	22	159.7	1.9	318.2	-3.7	3
30	56	5.1	196	79.3	1.2	7.9	87.2	1	188.1	-2.2	2
			6269	2536							78

N: número de pilotes necesarios bajo una determinada condición

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Una vez determinado el número de pilotes $N_{diseño}$ que necesita el proyecto se debe comprobar que la densidad de pilotes no sea mayor a la máxima permitida con el fin de evitar emersión del conjunto de pilotes debido al hundimiento regional. La máxima cantidad de pilotes N_{max} se calcula con la siguiente expresión:

$$N_{max} = \frac{B + L}{2d}$$

donde

- B ancho promedio de la losa de cimentación, 12.5 m
- L longitud promedio de la losa de cimentación, 56.0 m
- d lado del pilote, 0.40 m

Reemplazando los valores anteriores se obtiene que $N_{max} = 86 > N_{diseño} = 78$.

Análisis de asentamientos

El asentamiento a largo plazo δ en condiciones estáticas se evalúa como la suma de las deformaciones en cada uno de los estratos afectados por el grupo de pilotes, mediante la siguiente ecuación:

$$\delta = \sum m_{vi} \Delta\sigma_i H_i$$

donde

- m_{vi} módulo de deformación representativo del estrato i obtenido de pruebas de consolidación
- $\Delta\sigma_i$ incremento de esfuerzo efectivo medio en el estrato i
- H_i espesor del estrato i

El incremento de esfuerzo efectivo en cada estrato se puede calcular asumiendo una distribución de carga uniforme aplicada a una profundidad de 2/3 de la longitud efectiva de los pilotes a partir del nivel de desplante del cajón de cimentación.

El incremento en los esfuerzos efectivos se calculó con la solución de Fröhlich ($\gamma=2$) para una cimentación flexible y para una carga neta 3.6 ton/m² aplicada a 15.0 m de profundidad con base en las propiedades antes definidas.

Con base en lo anterior, se estima que el asentamiento máximo que experimentará la estructura será de 5.0 cm, aproximadamente.

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

Análisis de la excavación

Abatimiento del nivel freático

Para poder trabajar en seco y controlar las expansiones durante la construcción del cajón de cimentación se necesita abatir el nivel freático hasta una profundidad de 8.0 m (5.5 m de abatimiento), aproximadamente.

Para lograr este abatimiento se recomienda instalar un *sistema de bombeo* conformado por 14.0 pozos con puntas eyectoras instaladas en el lente permeable localizado a 14.0 m de profundidad.

Estabilidad de taludes durante la excavación

Para analizar la estabilidad del talud se utilizó el método de Jambú, donde para taludes simples y homogéneos, el factor de seguridad asociado a círculos correspondientes a falla por el pie del talud está expresado por:

$$FS = \frac{NeC_{uu}}{\gamma H + q}$$

donde Ne es un número de estabilidad que puede obtenerse de gráficas, a condición de conocer el valor del parámetro λ_{cp} , el cual puede calcularse con la expresión:

$$\lambda_{cp} = \frac{\gamma H + q}{C_{uu}} \tan(\phi_{uu})$$

donde

γ	peso volumétrico del suelo sobre el nivel de desplante, 1.5 ton/m ³
H	altura del talud, 3.5 m
q	sobrecarga, 2.0 ton/m ²
C_{uu}	cohesión promedio en condición no drenada, 4.0 ton/m ²
ϕ_{uu}	ángulo de fricción en condición no drenada, 0°

Reemplazando los valores definidos anteriormente se obtiene un $FS \approx 2.2$, el cual es adecuado para taludes de tipo temporal ($FS > 2.0$).

Estabilidad del fondo de la excavación

La capacidad de carga admisible del fondo de la excavación se calculó aplicando la siguiente expresión:

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

$$q_{adm} = \frac{C_{m}Nc}{F_D}$$

donde

q_{adm}	capacidad de carga admisible, ton/m ²
C_m	cohesión promedio en la superficie de falla, 4.5 ton/m ²
Nc	factor de capacidad de carga propuesto por Vésic, 5.14
F_D	factor de diseño, 2.0

Reemplazando los valores anteriores se obtiene que la capacidad de carga admisible es 11.5 ton/m². Por tanto, el factor de seguridad contra falla de fondo queda definido como:

$$FS = \frac{q_{adm}}{\gamma H + q}$$

donde

γ	peso volumétrico del suelo sobre el nivel de desplante, 1.5 ton/m ³
H	altura del talud, 3.5 m
q	sobrecarga, 2.0 ton/m ²

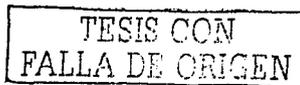
Reemplazando los valores definidos anteriormente se obtiene un **FS ≈ 1.6**, el cual *no es adecuado* para excavaciones de tipo temporal ($FS_{mínimo} = 2.0$). Por tanto, se recomienda realizarla excavación con el siguiente procedimiento constructivo:

- Excavación del núcleo central en una sola etapa dejando una berma talud de 1.0 m de berma y 60° de inclinación.
- Construcción de la losa de cimentación en el núcleo central.
- Excavación alternada de la berma-talud en tramos de longitud máxima de 5.0 m.
- Construcción de la losa de cimentación y muro del cajón de cimentación en la longitud excavada.

La construcción vertical del proyecto en el núcleo central podrá continuar paralelamente a la excavación de las berma-talud hasta completar la losa del segundo sótano de estacionamiento.

Consideraciones geotécnicas para diseño estructural

Presión horizontal de tierras sobre muros de contención



Debido a que los muros perimetrales del cajón de cimentación se colocarán contra el terreno, éstos soportarán una presión horizontal que actuará a largo plazo. El valor de dicha presión está dada por la siguiente expresión:

$$P_h = K_0 (\gamma z - q) - \gamma_w (z - 2.5)$$

donde

P_h	presión de tierras para condiciones a largo plazo a la profundidad z , ton/m ²
K_0	coeficiente de empuje de tierras en reposo. $1 - \text{sen}^2(25^\circ) \approx 0.60$
z	profundidad a la cual se estima la presión. m
γ	peso volumétrico promedio del suelo. 1.5 ton/m ³
γ_w	peso volumétrico del agua. 1.0 ton/m ³
q	sobrecarga en colindancia con edificaciones. 1.5 ton/m ²

reemplazando los valores anteriores, la expresión numérica para el cálculo de presiones horizontales es:

- Para $0 \leq z \leq 2.5$ m

$$P_h \approx 0.9 (1 + z) \text{ ton m}^2$$

- Para $2.5 \leq z \leq 3.5$ m

$$P_h \approx 0.9 (1 + z) + (z - 2.5) \text{ ton m}^2$$

Trabajo estructural de la losa de fondo

La losa de cimentación soportará la presión de compensación actuante hacia arriba (5.2 ton/m²) y uniformemente distribuida en el área de cimentación.

Asimismo, la losa debe ser capaz de soportar la carga última de los pilotes de fricción (130 ton) en compresión y tensión.

DISEÑO GEOTÉCNICO DE LA CIMENTACIÓN PARA ¼ SÓTANO

Solución de cimentación

El proyecto arquitectónico presenta las siguientes características geométricas:

- Sótano de estacionamiento desplazado a 1.50 m de profundidad respecto al nivel de banqueta

- La relación entre las dimensiones mayor promedio (56.0 m) y menor promedio (12.5 m) de la planta del sótano de estacionamiento es 4.5.
- La relación entre la altura del edificio (27.0 m) y la dimensión menor promedio de la planta del sótano de estacionamiento es 2.2.

El subsuelo presenta las siguientes características mecánicas e hidráulicas:

- Costra superficial de mediana resistencia y compresibilidad.
- 19.0 m de espesor de arcillas blandas de baja resistencia y alta compresibilidad con intercalaciones de algunos lentes duros de alta resistencia.
- Nivel de aguas freáticas a 2.5 m de profundidad
- Asentamientos de 2.5 cm/año por consolidación regional.

Las características anteriores generan los siguientes problemas geotécnicos para el diseño de la cimentación del proyecto, considerando como primera opción un cajón de cimentación:

- Asentamientos a largo plazo superiores a los permitidos por el reglamento
- Falla de la costra superficial por los esfuerzos transmitidos en condición sísmica
- Tensiones en la losa de cimentación del sótano de estacionamiento.

Con base en lo anterior, la Solución de cimentación del proyecto será un *cajón rígido de cimentación desplazado a 1.50 m de profundidad con 82 pilotes de fricción de sección cuadrada (0.40 x 0.40 m) de 20.0 m de longitud efectiva.* (Figura 10).

Cargas de proyecto

Departamentos

Número de losas	~	8.0
Área de cada losa	~	517 m ²
Cargas por losa	~	1.0 (*) ton/m ²

Estacionamientos

Número de losas	~	2
Área de cada losa	~	711 m ²
Cargas por losa	~	1.0 (*) ton/m ²
Peso de la estructura	~	5,558 ton

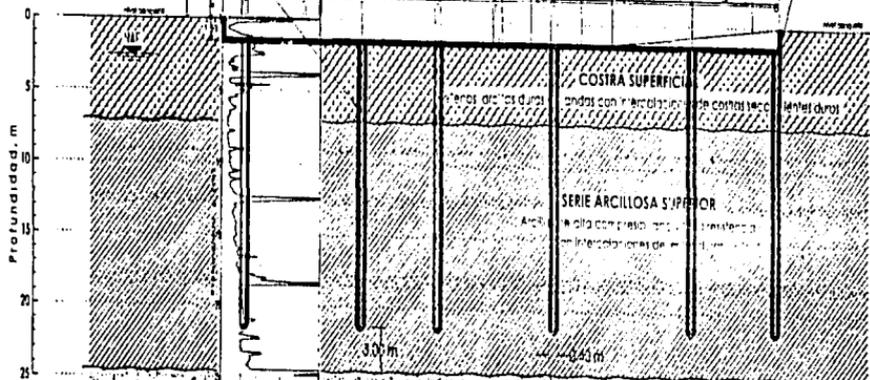
Excavación

Área excavada	~	711 m ²
Profundidad de excavación	~	1.5 m
Peso volumétrico del suelo excavado	~	1.5 ton/m ³
Peso del suelo excavado	~	1,600 ton



Pilotes de cimentación
de 20.00 m de longitud

Cajón de cimentación



FALLA DE ORIGEN

- Notas:
- SCE, sonda de cono electrónico
 - NAF, nivel de aguas fósicas
 - Ver detalle del sonda en el Anexo 1
 - Ver ubicación del Corte en la Fig 3
 - Acolaciones en metros

COSTRA SUPERFICIA
Arcillas duras
Arcillas duras con intercalaciones de coque y carbón

SERIE ARCILLOSA SUPERIOR
Arcilla compacta
intercalaciones de

CORTE A-A'

CORTE A-A'

Esfuerzo Total ≈ 7.8 ton/m²

Esfuerzo Neto ≈ 5.6 ton/m²

(*) Valores tomados de proyectos similares.

Análisis de estabilidad

Estado de falla general con cajón de cimentación

La capacidad de carga admisible del subsuelo de apoyo con cajón de cimentación se determinó aplicando la siguiente expresión:

$$q_{adm} = \frac{C_{uv} \cdot N_c}{F_D} + \gamma D_f$$

donde

q_{adm} capacidad de carga admisible, ton/m²
 C_{uv} cohesión promedio en la superficie de falla, 4.5 ton/m²
 N_c factor de capacidad de carga propuesto por Vésic, 5.70

$$N_c = 5.14 \left(1 + 0.2 \frac{D_f}{B} \right) \left(1 + 0.2 \frac{B}{L} \right)$$

D_f profundidad de desplante, 1.50 m
 B ancho promedio del cajón de cimentación, 12.5 m
 L longitud promedio del cajón de cimentación, 56.0 m
 γ peso volumétrico del suelo sobre el nivel de desplante, 1.5 ton/m³
 F_D factor de diseño estático (3) y dinámico (2)

Reemplazando los valores anteriores, la capacidad de carga estática y dinámica admisible es 10.5 y 14.5 ton/m², respectivamente.

Estado de falla local con cajón de cimentación

El esfuerzo máximo que resiste el suelo en la esquina de la losa de cimentación sometida a compresión máxima se calcula con la siguiente expresión:

$$q_{adm} = \frac{2C_{uv} \sqrt{N_\phi}}{FS} + \sigma_{vo} K_0 N_\phi$$

donde

q_{adm} esfuerzo admisible en la orilla, ton/m²

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

C_{uu}, ϕ_{cu}	parámetros de resistencia del subsuelo al nivel de desplante en condición consolidada -no drenada, 4.0 ton/m ² y 20°
N_{ϕ}	$\tan^2(45 + \phi_{cu}/2)$, 2.0
FS	factor de seguridad, 1.3
K_0	coeficiente de empuje de tierras en reposo, 0.6
σ_{vo}	esfuerzos efectivos in situ al nivel de desplante, 2.25 ton/m ²

Reemplazando los valores anteriores, el esfuerzo límite en la orilla es **11.5 ton/m²**.

Esfuerzos inducidos por sismo con cajón de cimentación

Los esfuerzos inducidos en condición sísmica en un punto de la interfase suelo-losa se calculan con la siguiente expresión:

$$\Delta\sigma_{sismo} = \pm M'_{sismo} \left[1.0 \frac{dy}{I_{min}} + 0.3 \frac{dx}{I_{max}} \right]$$

donde

$\Delta\sigma_{sismo}$ incremento de esfuerzo en la esquina crítica, ton/m²
 M'_{sismo} momento de volteo sísmico, 13960 ton-m

$$M'_{sismo} = 0.8 \left(\frac{2}{3} H_i \right) \left(W_i \frac{C_s}{Q_s} \right)$$

H_i altura total del proyecto medida desde el desplante, 27.0 m
 W_i cargas de la estructura sin considerar la losa de cimentación, 4847 ton.
 C_s coeficiente sísmico de diseño, 0.40
 Q_s factor de comportamiento sísmico, 2
 I_{min}, I_{max} momentos de inercia principales menor (11,035 m⁴) y mayor (176,279 m⁴) respecto al centroide de la losa de cimentación.
 dy, dx distancias perpendiculares a la esquina crítica, 8.8 y 5.5 m, medidas respecto a los ejes principales de inercia menor y mayor.

Reemplazando los valores en la expresión, el incremento de esfuerzo por sismo en la esquina crítica de la losa de cimentación es $\Delta\sigma_{sismo} \approx \pm 11.2 \text{ ton/m}^2$.

Revisión de la estabilidad con cajón de cimentación

El esfuerzo total transmitido por el proyecto al subsuelo en condiciones estáticas (7.8 ton/m²) es menor que la capacidad de carga admisible estática (10.5 ton/m²) del subsuelo.

El esfuerzo total transmitido por el proyecto en condiciones estáticas más el incremento de esfuerzo por sismo (11.2 ton/m^2) es igual a 19.0 ton/m^2 y *mayor* a la capacidad de carga dinámica admisible (14.5 ton/m^2) del subsuelo.

El esfuerzo total transmitido en condiciones estáticas más el incremento de esfuerzo por sismo es *mayor* al esfuerzo límite en la orilla (11.5 ton/m^2)

El esfuerzo total en condiciones estáticas menos el incremento de esfuerzo por sismo es igual a -3.4 ton/m^2 y por tanto, *se presentan* tensiones en la losa.

Con base en lo anterior, se concluye que el *cajón de cimentación no cumple* con los requisitos de estabilidad en condiciones sísmicas y por tanto *necesita pilotes de fricción*.

Diseño geotécnico de pilotes de fricción

La carga admisible de un pilote de fricción Q_{adm} se calcula con la siguiente fórmula:

$$Q_{adm} = \frac{Q_u}{F_D} \quad ; \quad Q_u = CpL$$

donde

Q_u	carga última del pilote de fricción, 144.0 ton
F_D	factor de diseño en condiciones estáticas (2.0) y dinámicas (1.5)
C	cohesión promedio desde 1.5 m hasta 21.5 m de profundidad, 4.5 ton/m^2
p	perímetro del pilote cuadrado de 0.40 m de lado, 1.6 m.
L	longitud efectiva del pilote, 20.0 m

Reemplazando los valores anteriores, la carga admisible estática y dinámica de un pilote cuadrado de 0.40 m de lado y 20.0 m de longitud es

$$Q_{adm \text{ estática}} = 72.0 \text{ ton}$$

$$Q_{adm \text{ dinámica}} = 96.0 \text{ ton}$$

Los pilotes se diseñan para que estáticamente tomen la carga neta y dinámicamente tomen la carga neta más el incremento de carga por sismo.

Los pilotes se distribuyen en la planta de cimentación utilizando como guía la concentración de carga en las columnas. En cada columna se verificará que cada pilote del grupo cumpla las siguientes condiciones:

$$Q_{\text{neto tributario}} \leq Q_{\text{adm estática}}$$

$$Q_{\text{neto tributario}} + \Delta Q_{\text{sismo}} \leq Q_{\text{adm dinámica}}$$

$$|Q_{\text{total tributario}} - \Delta Q_{\text{sismo}}| \leq Q_{\text{adm dinámica}}$$

El incremento de carga por sismo en cada columna se calcula con la siguiente expresión:

$$\Delta\sigma_{sismo} = \pm Mv_{sismo} \left[1.0 \frac{dx'}{I_{min}} + 0.3 \frac{dx''}{I_{max}} \right] \cdot A_{columna}$$

donde

ΔQ_{sismo}

Mv_{sismo}

dx', dx''

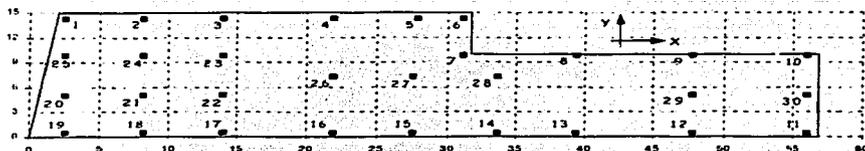
I_{min}, I_{max}

$A_{columna}$

incremento de carga por sismo, ton
momento de volteo sísmico, 13960 ton-m

distancias perpendiculares al eje de columna medidas respecto a los ejes principales de inercia menor y mayor del conjunto de columnas
momentos de inercia principales menor (756.2 m⁴) y mayor (8753.3 m⁴) respecto al centroide del conjunto de columnas
área de la sección transversal de la columna, 1.0 m²

A continuación se ilustra la distribución asumida de las columnas en la losa del cajón de cimentación y los valores calculados para la distribución de pilotes bajo cada columna.



Planta de la distribución de columnas en la losa del cajón de cimentación.

Columna	X m	Y m	O _{total} ton	O _{max} ton	N _{diseño}	ΔO ₁ ton	ΔO ₂ ton	ΔO ₃ ton	N _{diseño}	N _{diseño}	
1	2.5	14.3	76.6	54.5	0.8	114.7	169.2	1.8	-38.1	0.4	2
2	8.3	14.3	132.4	94.3	1.3	122.1	216.4	2.5	10.3	-0.1	3
3	14	14.3	170.7	121.6	1.7	129	256.5	2.6	41.7	-0.4	3
4	21.9	14.3	204.4	145.6	2	136.6	282.2	2.9	67.8	-0.7	3
5	28	14.3	154	95.4	1.3	142.9	258.3	2.5	-8.9	0.1	3
6	31.2	14.3	49	34.9	0.5	146.8	181.7	1.9	-97.8	1.0	2
7	31.2	9.9	133.6	95.1	1.3	60.8	156	1.6	72.8	-0.8	2
8	39.4	9.9	278.7	198.4	2.8	72.4	270.8	2.8	206.3	-2.1	3
9	47.7	9.9	181.4	129.2	1.8	85.9	215.1	2.2	95.5	-1.0	3
10	56	9.9	111.8	79.6	1.1	99.3	178.9	1.9	12.4	-0.1	2
11	56	0.5	111.8	79.6	1.1	102.9	182.5	1.9	8.9	-0.1	2
12	47.7	0.5	160.8	114.5	1.6	105.7	220.2	2.3	55.1	-0.6	3
13	39.4	0.5	272.5	194.1	2.7	108.4	302.5	3.2	164.1	-1.7	4
14	33.7	0.5	213.6	152.1	2.1	111.4	263.5	2.7	102.2	-1.1	3
15	27.7	0.5	181.4	129.2	1.8	116.3	245.5	2.6	65.2	-0.7	3
16	21.9	0.5	204.4	145.6	2	123.0	268.6	2.8	81.4	-0.8	3
17	14	0.5	170	121	1.7	134.1	255.1	2.7	35.9	-0.4	3
18	8.3	0.5	132.4	94.3	1.3	143.1	237.4	2.5	-106	0.1	3
19	2.5	0.5	114.8	81.8	1.1	152.2	233.9	2.4	-37.3	0.4	3
20	2.5	5.1	174.2	124	1.7	56.6	180.6	1.9	117.6	-1.2	2
21	8.3	5.1	220.5	157	2.2	53.2	210.2	2.2	167.3	-1.7	3
22	14	5.1	229.7	163.6	2.3	48.1	211.6	2.2	181.6	-1.9	3
23	14	9.9	221.2	157.6	2.2	47.2	204.8	2.1	174	-1.8	3
24	8.3	9.9	205.9	146.7	2	45	191.6	2.0	160.9	-1.7	2
25	2.5	9.9	140.9	100.3	1.4	42.9	143.2	1.5	97.9	-1.0	2
26	21.9	7.3	400.4	285.1	4	1.8	289.9	3.0	395.6	-4.1	4
27	27.7	7.3	258.0	183.7	2.6	10.5	194.2	2.0	247.5	-2.6	3
28	33.7	7.3	197.5	140.7	2	19	159.7	1.7	178.5	-1.9	2
29	47.7	5.1	301.6	214.8	3	17.9	232.7	2.4	283.7	-3.0	3
30	56	5.1	173.8	123.8	1.7	6.4	130.2	1.4	167.4	-1.7	2
			5558	3958							82

N: número de pilotes necesarios bajo una determinada condición.

En este caso se cumple la condición $N_{diseño} = 82 < N_{max} = 86$.

Análisis de asentamientos

El asentamiento a largo plazo δ en condiciones estáticas se evalúa como la suma de las deformaciones en cada uno de los estratos afectados por el grupo de pilotes, mediante la siguiente ecuación:

$$\delta = \sum m_n \Delta \sigma_n H_n$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

donde

m_w módulo de deformación representativo del estrato i obtenido de pruebas de consolidación
 $\Delta\sigma$ incremento de esfuerzo efectivo medio en el estrato i
 H_i espesor del estrato i

El incremento de esfuerzo efectivo en cada estrato se puede calcular asumiendo una distribución de carga uniforme aplicada a una profundidad de $2/3$ de la longitud efectiva de los pilotes a partir del nivel de desplante del cajón de cimentación.

El incremento en los esfuerzos efectivos se calculó con la solución de Fröhlich ($\gamma=2$) para una cimentación flexible y para una carga neta 5.6 ton/m^2 aplicada a 15.0 m de profundidad con base en las propiedades antes definidas.

Con base en lo anterior, se estima que el asentamiento máximo que experimentará la estructura será de 8.0 cm , aproximadamente.

Análisis de la excavación

Estabilidad de taludes durante la excavación

Para analizar la estabilidad del talud se utilizó el método de Jambú, donde para taludes simples y homogéneos, el factor de seguridad asociado a círculos correspondientes a falla por el pie del talud está expresado por:

$$FS = \frac{NeC_{uu}}{\gamma H + q}$$

donde Ne es un número de estabilidad que puede obtenerse de gráficas, a condición de conocer el valor del parámetro $\lambda_{c\phi}$, el cual puede calcularse con la expresión:

$$\lambda_{c\phi} = \frac{\gamma H + q}{C_{uu}} \tan(\phi_{uu})$$

donde

γ peso volumétrico del suelo sobre el nivel de desplante, 1.5 ton/m^3
 H altura del talud, 1.5 m
 q sobrecarga, 2.0 ton/m^2
 C_{uu} cohesión promedio en condición no drenada, 4.0 ton/m^2
 ϕ_{uu} ángulo de fricción en condición no drenada, 0°

Reemplazando los valores definidos anteriormente se obtiene un **FS** ≈ 3.8 , el cual es adecuado para taludes de tipo temporal ($FS > 2.0$).

Estabilidad del fondo de la excavación

La capacidad de carga admisible del fondo de la excavación se calculó aplicando la siguiente expresión:

$$q_{adm} = \frac{C_{uu}N_c}{F_D}$$

donde

q_{adm}	capacidad de carga admisible, ton/m ²
C_{uu}	cohesión promedio en la superficie de falla, 4.5 ton/m ²
N_c	factor de capacidad de carga propuesto por Vésic, 5.14
F_D	factor de diseño, 2.0

Reemplazando los valores anteriores se obtiene que la capacidad de carga admisible es 11.5 ton/m². Por tanto, el factor de seguridad contra falla de fondo queda definido como:

$$FS = \frac{q_{adm}}{\gamma H + q}$$

donde

γ	peso volumétrico del suelo sobre el nivel de desplante, 1.5 ton/m ³
H	altura del talud, 1.5 m
q	sobrecarga, 2.0 ton/m ²

Reemplazando los valores definidos anteriormente se obtiene un $FS \approx 2.7$, el cual es adecuado para excavaciones de tipo temporal ($FS_{\text{mínimo}} = 2.0$).

Consideraciones geotécnicas para diseño estructural

Presión horizontal de tierras sobre muros de contención

Debido a que los muros perimetrales del cajón de cimentación se colocarán contra el terreno, éstos soportarán una presión horizontal que actuará a largo plazo. El valor de dicha presión está dada por la siguiente expresión:

$$P_h = K_0 (\gamma z + q)$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

donde

P_h	presión de tierras para condiciones a largo plazo a la profundidad z , ton/m ²
K_n	coeficiente de empuje de tierras en reposo, $1 - \text{seno}(25^\circ) \approx 0.60$
z	profundidad a la cual se estima la presión, m
γ	peso volumétrico promedio del suelo, 1.5 ton/m ³
q	sobrecarga en colindancia con edificaciones, 1.5 ton/m ²

reemplazando los valores anteriores, la expresión numérica para el cálculo de presiones horizontales es:

- Para $0 \leq z \leq 2.5$ m

$$P_h \approx 0.9 (1 + z) \text{ ton m}^2$$

Trabajo estructural de la losa de fondo

La losa de cimentación soportará la presión de compensación actuante hacia arriba (2.3 ton/m²) y uniformemente distribuida en el área de cimentación.

Asimismo, la losa debe ser capaz de soportar la carga última de los pilotes de fricción (144 ton) en compresión y tensión.

VI PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

Cajón de cimentación para 1 1/2 sótano

- Instalación de pilotes de fricción.
- Instalación e inicio del sistema de bombeo.
- Excavación del núcleo central y construcción parcial del cajón de cimentación
- Excavación y construcción final del cajón de cimentación en tramos alternados de 5.0 m de longitud de la berma-talud.
- Suspensión del sistema de bombeo.

Cajón de cimentación para 1/2 sótano

- Instalación de pilotes de fricción.
- Excavación y construcción total del cajón de cimentación.

Pilotes de fricción

La construcción de los pilotes será de acuerdo con las siguientes recomendaciones:

- Previo a la construcción de los pilotes se deberá preparar una plataforma con material compactado y una plantilla de concreto pobre de 7.0 cm en la superficie para evitar movimientos durante la construcción.
- Posteriormente se dará inicio al habilitado, armado y cimbrado de los pilotes en 2 secciones. La cimbra debe quedar fija y garantizar que no se presenten movimientos que posteriormente se reflejen en los pilotes. Deberá dejarse un dispositivo en la caras de las secciones de pilote que permita unirlos durante el proceso de hincado para conformar la longitud total efectiva del pilote. Deberá dejarse una longitud adicional en la sección que conformará la cabeza del pilote para cuando se realice el descabece y unión del pilote al cajón de cimentación se garantice la longitud efectiva de diseño.
- Después se realizará el colado de las secciones de pilote. El vaciado del concreto se podrá realizar a tiro directo o con bomba, controlando la compactación por medio de vibrado. Cada uno de los pilotes deberá ser identificado con un número y fecha de construcción para controlar la resistencia del concreto.
- Durante la construcción de los pilotes deberán dejarse unos orificios que servirán para izar y manipular el pilote durante los traslados, el hincado y la unión entre las dos secciones que conformarán un pilote.

El hincado de los pilotes se realizará de acuerdo con las siguientes recomendaciones y especificaciones:

- Previo al hincado del pilote se procederá a la localización y el trazo del punto en el que quedará éste.
- Para evitar daños al pilote durante el hincado y facilitar su colocación, se recomienda realizar una perforación previa por batido sin extracción de material. El diámetro de la perforación deberá ser de 30.0 cm (80% del lado del pilote) o 40.0 cm como máximo. La profundidad de la perforación deberá asegurar que la punta del pilote quede ubicado a 21.5 m de profundidad.
- La selección del martillo de hincado será de acuerdo con la siguiente recomendación: el peso del pistón será de 2.5 a 3.0 veces el peso del pilote y el casquete de impacto deberá contar con sistema de amortiguamiento para evitar daños a la cabeza del pilote.
- Enseguida se dará inicio al hincado de los pilotes. Éste se realizará de manera alterna en planta para evitar que el incremento en la presión de poro levante los pilotes vecinos. Una vez hincado todos los pilotes deberá rectificarse topográficamente que el nivel de la cabeza de los pilotes corresponde con el de diseño (1.5 o 3.5 m de profundidad respecto al nivel de banqueta). La unión de las 2 secciones que conforman un pilote se realizará durante el proceso de hincado.

Sistema de bombeo

El nivel de desplante del cajón de cimentación para 1 ½ sótano estará a 3.5 m de profundidad y el nivel de aguas freáticas está a 2.5 m, lo cual genera un tirante de agua de 1.0 m. Sin embargo, las contrarabes y dados para pilotes requieren una excavación adicional de 1.50 m, por tanto, existirá un tirante de agua total de 2.50 m.

La forma más económica de controlar la estanqueidad de la excavación con este tirante de agua es por medio de abatimiento del nivel freático con un sistema de bombeo. El sistema recomendado con pozos de bombeo a base de puntas eyectoras.

La instalación del sistema de bombeo para el área excavada (711 m²) estará conformado por 14 pozos (1 pozo/50 m²) a 14.0 m de profundidad (1.5 m por debajo del lente permeable) respecto al nivel de banqueta. La extracción de agua será mediante puntas eyectoras y la instalación será conforme a los siguientes lineamientos:

- Ubicación y trazo del sitio en el que quedará cada uno de los pozos. Los pozos estarán distribuidos en toda el área de tal manera que no interfieran con algún elemento estructural.

- Posteriormente se procederá con la perforación de los pozos de 8 pulgadas de diámetro. Ésta se deberá realizar con broca de aletas y sin la utilización de lodo bentonítico.
- Luego se procederá con la colocación de un ademe con tubo de PVC de 4" de diámetro y ranurado en toda la longitud, éste deberá estar forrado con una malla de mosquitero.
- Posteriormente se colocará un filtro a base de una grava fina de 3/8 de tamaño máximo que ocupe el área anular que se tenga entre la pared de la perforación y el ademe.
- Por último, se instalarán las puntas eyectoras y el sistema de bombeo.

Se recomienda que el sistema de bombeo inicie por lo menos 7 días antes de la excavación y se suspenda cuando se haya construido totalmente el cajón de cimentación y la losa de entrepiso entre los dos estacionamientos.

Para el caso del cajón de cimentación desplantado a 1.5 m de profundidad (1/2 sótano), las posibles filtraciones superficiales de agua pueden ser controladas con cárcamos y bombeo de achique.

Excavación y construcción del cajón de cimentación

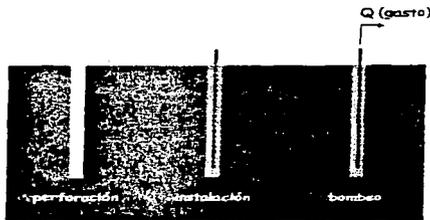
La excavación para la construcción del cajón de cimentación para 1 ½ sótano se realizará conforme a las siguientes recomendaciones:

- Demolición y retiro de las estructuras existentes hasta el nivel de banqueta y localización y trazo del área de excavación señalando una berma de 1.0 m en todo el perímetro de la superficie que ocupará el proyecto.
- Excavación del núcleo central en una sola etapa dejando una berma-talud de 1.0 m de ancho y 60° de inclinación el perímetro de ésta. La excavación se podrá realizar con equipo hasta una profundidad de 10 cm por arriba del desplante de la losa para evitar el remoldeo del suelo de desplante. El resto de la excavación se realizará con herramienta manual.
- Descabece de los pilotes para unión del refuerzo con el cajón de cimentación.
- Armado y colado de las contrarabes, dados y losa en el núcleo central.
- Excavación de la berma talud en franjas alternas de 5.0 m de longitud.
- Construcción de la continuación de losa de cimentación del núcleo central y del muro de contención del cajón, en el tramo excavado.

Para el caso del cajón de estacionamiento desplantado a 1.50 m de profundidad podrá realizarse la excavación sin dejar la berna-talud. Sin embargo, es conveniente proteger los taludes con un repellado de mortero para evitar la degradación de las propiedades, originando una reducción considerable en el factor de seguridad.



Instalación de un pilote de fricción



Instalación del sistema de bombeo



Excavación y construcción en el núcleo central



Excavación y construcción alternada en la berna-talud

*Esquema del procedimiento constructivo del cajón de cimentación para 1½ sótano.
(Figuras fuera de escala)*

VII CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Para definir la estratigrafía y las propiedades mecánicas del suelo donde se ubica el predio para el conjunto habitacional se realizaron los siguientes sondeos:

- 1 Sondeo con Cono Eléctrico (SCE - 1) a 27.0 m de profundidad.
- 1 Sondeo con muestreo selectivo (SMS - 1) a 7.0; 10.0 y 14.5 m de profundidad.
- 1 Pozo a Cielo Abierto (PCA - 1) a 3.0 m de profundidad con obtención de 1 muestra cúbica inalterada a 2.0 m de profundidad.

Para modelar el comportamiento del suelo bajo las cargas inducidas por el proyecto en condición estática y sísmica es necesario evaluar los parámetros (propiedades geotécnicas) del modelo físico-matemático que lo representa. Para esto, se simula en el laboratorio las condiciones actuales y futuras de esfuerzos del subsuelo y se analizan los comportamientos observados bajo la aplicación rápida y lenta de cargas.

Las pruebas realizadas a las muestras inalteradas obtenidas en el subsuelo del predio son:

- Clasificación de acuerdo al SUCS.
- Compresión triaxial rápida no consolidada.
- Compresión triaxial rápida consolidada.
- Consolidación unidimensional.

De acuerdo con la zonificación geotécnica de la Ciudad de México y los trabajos de exploración, el predio en estudio se localiza en la denominada *Zona de Lago Centro I* que se caracteriza por la presencia de grandes espesores de arcillas blandas de alta

compresibilidad y baja resistencia que subyacen a una costra superficial endurecida de espesor variable.

Con base en la información obtenida de los trabajos de exploración y del conocimiento que se tiene de la zona, la estratigrafía del predio quedó definida de la siguiente manera:

Una Costra Superficial conformada de 0.0 a 7.0 m por un *relleno* de tepetate arcilloso compactado de 1.0 m de espesor seguido por una *arcilla dura* de 1.5 m de espesor, una *arcilla blanda* de 1.0 m de espesor, una *costra seca* de suelo arcilloso y limo-arenoso resistente de 2.0 m de espesor y finalmente una *arcilla preconsolidada* de 1.5 m de espesor. La resistencia de punta con el cono eléctrico varía de 3 a 50 kg/cm². A continuación se encuentra una Serie Arcillosa Superior comprendida de 7.0 a 24.5 m por depósitos blandos de arcilla y limo de baja resistencia y alta compresibilidad, cuya consistencia varía de suave a rígida conforme aumenta la profundidad. Dentro de la masa arcillosa se encuentran intercalados algunos lentes resistentes limo-arenosos y arenosos. La resistencia promedio con el cono eléctrico aumenta con la profundidad y varía de 3 a 13 kg/cm². Dentro de la masa arcillosa se encuentran intercalados algunos lentes limo-arenosos y arenosos con resistencias superiores a 50 kg/cm². Posteriormente, de 24.50 a 27.0 m, se localiza una Capa Dura, conformada por un depósito heterogéneo de alta resistencia y baja compresibilidad conformado por suelos limo-arenosos con arcillas y gravas. La resistencia de punta promedio con el cono eléctrico es superior a 100 kg/cm².

Cabe resaltar que el nivel de aguas freáticas se detectó a 2.50 m de profundidad.

El proyecto arquitectónico presenta las siguientes características geométricas:

- Sótano de estacionamiento desplantado a 3.35 m de profundidad respecto al nivel de banquetta.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

- Las relación entre las dimensiones mayor (57.0 m) y menor (10.0 m) de la planta del sótano de estacionamiento es 5.7.
- La relación entre la altura del edificio (29.0 m) y la dimensión menor de la planta del sótano de estacionamiento es 2.9.

El subsuelo presenta las siguientes características mecánicas e hidráulicas:

- Costra superficial de mediana resistencia y compresibilidad.
- 19.0 m de espesor de arcillas blandas de baja resistencia y alta compresibilidad con intercalaciones de algunos lentes duros de alta resistencia.
- Nivel de aguas freáticas a 2.5 m.

Las características anteriores generan los siguientes problemas geotécnicos para el diseño de la cimentación del proyecto:

- Asentamientos a largo plazo superiores a los permitidos por el reglamento.
- Falla de la costra superficial por los esfuerzos transmitidos en condición sísmica.
- Tensiones en la losa de cimentación del sótano de estacionamiento.
- Expansiones excesivas en la excavación.
- Inundación de la excavación para construcción de los sótanos de estacionamiento.
- Empuje horizontal de tierras sobre los muros de los sótanos de estacionamiento.
- Empuje vertical hacia arriba sobre la losa del primer sótano de estacionamiento.

Con base en lo anterior, las opciones de solución del proyecto son:

- Cajón rígido de cimentación (muros y losa de cimentación con contratraves de concreto reforzado) desplazado a 3.50 m de profundidad con 78 pilotes de fricción de sección cuadrada (0.40 x 0.40 m) de 18.0 m de longitud efectiva.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

- Cajón rígido de cimentación desplantado a 1.50 m de profundidad con 82 pilotes de fricción de sección cuadrada (0.40 x 0.40 m) de 20.0 m de longitud efectiva.

Las soluciones anteriores requerirán de un sistema de bombeo cuyo objetivo es :

- Permitir la construcción en seco de los sótanos de estacionamiento.
- Controlar las expansiones originadas durante la excavación.

Para este proyecto resulta que una solución solo a base de cajones de cimentación presenta problemas de asentamientos y estabilidad en condición sísmica, por tanto, se requiere de pilotes de fricción para garantizar la integridad de la estructura.

Se recomienda ampliamente un corresponsable de obra en mecánica de suelos que garantice y supervise todo el procedimiento constructivo de la cimentación, para brindar la seguridad óptima a la misma.

En el caso de cajón de cimentación desplantado a 3.5 m de profundidad, el sistema de bombeo y la instalación de los pilotes de fricción ayudarán a reducir las expansiones originadas durante la excavación.

Cabe mencionar la importancia de la instalación del sistema de bombeo, en el caso del cajón de cimentación y 1 ½ sótano, esto con el fin de evitar inundaciones durante la excavación y construcción del cajón.

El nivel de desplante del cajón de cimentación para 1 ½ sótano estará a 3.5 m de profundidad y el nivel de aguas freáticas está a 2.5 m, lo cual genera un tirante de agua de 1.0 m. Sin embargo, las contratraves y dados para pilotes requieren una excavación adicional de 1.50 m, por tanto, existirá un tirante de agua total de 2.50 m.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Se recomienda, por economía, controlar la estanqueidad de la excavación con este tirante de agua por medio de abatimiento del nivel freático con un sistema de bombeo. El sistema recomendado es con pozos de bombeo a base de puntas eyectoras.

La instalación del sistema de bombeo para el área excavada (711 m^2) estará conformado por 14 pozos (1 pozo/ 50 m^2) a 14.0 m de profundidad (1.5 m por debajo del lente permeable) respecto al nivel de banqueta. La extracción de agua será mediante puntas eyectoras y la instalación será conforme a los siguientes lineamientos:

Ubicación y trazo del sitio en el que quedará cada uno de los pozos. Los pozos estarán distribuidos en toda el área de tal manera que no interfieran con algún elemento estructural. Posteriormente se procederá con la perforación de los pozos de 8 pulgadas de diámetro. Ésta se deberá realizar con broca de aletas y sin la utilización de lodo bentonítico. Luego se procederá con la colocación de un ademe con tubo de PVC de 4" de diámetro y ranurado en toda la longitud, éste deberá estar forrado con una malla de mosquitero. Posteriormente se colocará un filtro a base de una grava fina de 3/8 de tamaño máximo que ocupe el área anular que se tenga entre la pared de la perforación y el ademe. Por último, se instalarán las puntas eyectoras y el sistema de bombeo.

Se recomienda que el sistema de bombeo inicie por lo menos 7 días antes de la excavación y se suspenda cuando se haya construido totalmente el cajón de cimentación y la losa de entropiso entre los dos estacionamientos.

Para el caso del cajón de cimentación desplantado a 1.5 m de profundidad (1/2 sótano), las posibles filtraciones superficiales de agua pueden ser controladas con cárcamos y bombeo de achique.

La separación mínima entre los bordes de pilotes adyacentes debe ser de 1.0 m para garantizar el comportamiento mecánico individual de cada pilote.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

En cuanto al hincado de pilotes, se recomienda lo siguiente:

Previo al hincado del pilote se procederá a la localización y el trazo del punto en el que quedará éste.

Para evitar daños al pilote durante el hincado y facilitar su colocación, se recomienda realizar una perforación previa por batido sin extracción de material. El diámetro de la perforación deberá ser de 30.0 cm (80% del lado del pilote) ó 40.0 cm como máximo. La profundidad de la perforación deberá asegurar que la punta del pilote quede ubicado a 21.5 m de profundidad.

La selección del martillo de hincado será de acuerdo con la siguiente recomendación: el peso del pistón será de 2.5 a 3.0 veces el peso del pilote y el casquete de impacto deberá contar con sistema de amortiguamiento para evitar daños a la cabeza del pilote.

Enseguida se dará inicio al hincado de los pilotes. Éste se realizará de manera alterna en planta para evitar que el incremento en la presión de poro levante los pilotes vecinos. Una vez hincado todos los pilotes deberá rectificarse topográficamente que el nivel de la cabeza de los pilotes corresponde con el de diseño (1.5 ó 3.5 m de profundidad respecto al nivel de banqueta). La unión de las 2 secciones que conforman un pilote se realizará durante el proceso de hincado.

La unión entre las dos secciones que conforman un pilote deberá ser diseñada para que soporte la carga última de diseño en compresión y tensión.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

La longitud de descabece del pilote para unión con el cajón de cimentación será la indicada por el análisis estructural, garantizando la longitud efectiva del pilote de fricción.

Si fuera necesario profundizar la punta de los pilotes por aspectos constructivos y de diseño estructural, la punta de éstos deberá quedar localizada máximo a 22.5 m de profundidad respecto al nivel de banqueta, con el fin de dejar un colchón de arcilla mínimo de 2.0 m entre la punta y la capa dura. En caso tal que se necesite profundizar más, deberá cambiarse la geometría del pilote para cumplir con la carga última de diseño y el colchón mínimo necesario.

Por lo que se refiere a la excavación para la construcción del cajón de cimentación para 1 ½ sótano se realizará conforme a las siguientes recomendaciones:

Demolición y retiro de las estructuras existentes hasta el nivel de banqueta y localización y trazo del área de excavación señalando una berma de 1.0 m en todo el perímetro de la superficie que ocupará el proyecto. Excavación del núcleo central en una sola etapa dejando una berma-talud de 1.0 m de ancho y 60° de inclinación el perímetro de ésta. La excavación se podrá realizar con equipo hasta una profundidad de 10 cm por arriba del desplante de la losa para evitar el remoldeo del suelo de desplante. El resto de la excavación se realizará con herramienta manual. Descabece de los pilotes para unión del refuerzo con el cajón de cimentación. Armado y colado de las contratraves, dados y losa en el núcleo central. Excavación de la berma talud en franjas alternas de 5.0 m de longitud. Construcción de la continuación de losa de cimentación del núcleo central y del muro de contención del cajón, en el tramo excavado.

Para el caso del cajón de estacionamiento desplantado a 1.50 m de profundidad podrá realizarse la excavación sin dejar la berma-talud. Sin embargo, es conveniente proteger los taludes con un repellido de mortero para evitar la degradación de las propiedades, originando una reducción considerable en el factor de seguridad.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

El análisis presentando indica que la cantidad de pilotes está muy cerca del límite permitido. Se recomienda reducir, en la medida de lo posible, el peso estático del proyecto.

El reglamento de construcciones para el Distrito Federal indica que no se deberá tener en cuenta el empotramiento del cajón de cimentación en el análisis sísmico-estructural si el predio tiene colindancias con viviendas, como es el caso del proyecto en estudio.

Así mismo, durante el proceso de excavación como de estructuración, se llevará a cabo un control de los requisitos de calidad que deben cumplir los productos y materiales que intervienen durante la obra, se presentan en este escrito las frecuencias de muestreos.

Establecer un análisis de sistemas de excavación es con el fin de consignar que las inversiones proporcionadas por cierto proyecto se justifiquen plenamente, alcanzando el máximo beneficio social y garantizando la estabilidad durante la vida útil de una obra determinada.

En el ámbito tecnológico y financiero, los objetivos que se establecen generan normas y especificaciones que proporcionan el desarrollo de la tecnología y la industria nacional que a la vez promuevan la sustitución de importaciones y generación de empleos.

En general, para supervisar, controlar y asegurar el procedimiento constructivo, en este caso la excavación, se podrá llevar a cabo este fin implementando un sistema de instrumentación.

En términos generales, la **Instrumentación** se define como la serie de dispositivos y referencias topográficas instalados dentro y fuera de la zona de obra, en el terreno natural y en las estructuras vecinas. Quedan comprendidos también dentro de este concepto, todos aquellos trabajos de campo y gabinete, para realizar la toma de lecturas, la interpretación, su aplicación y elaboración de informes.

Objetivo general de la Instrumentación.

Medir previamente, durante y después de la ejecución de la obra, los movimientos verticales y horizontales, y/o los esfuerzos que se generan en el suelo y edificaciones

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

colindantes, como reflejo de las actividades y proceso de dicha obra, como lo son: construcción de muros tablistaca, bombeo previo del agua freática, excavación del núcleo, colocación y precarga de los puntales, construcción previamente del cajón y la restitución de la vialidad correspondiente, así como la evaluación final de compensación.

Funciones de la instrumentación.

1.- Controlar posibles daños a terceros, representados por las instalaciones municipales, las construcciones vecinas y a la propia obra. Esto implica estar en condiciones de tomar medidas preventivas y atacar los posibles problemas derivados de esfuerzos y/o deformaciones que se presenten y que pudiesen generar posibles mecanismos de falla.

2.-Retroalimentación a partir de la información obtenida para llevar a cabo la calibración de las teorías empleadas en el diseño.

Objetivos particulares de la Instrumentación.

Referencias superficiales (puntos de control, "palomas y plomos").

Medir los posibles movimientos antes, durante y después de la construcción de la excavación que alojará a la estructura: en las zonas y estructuras aledañas a la obra, con el fin de tener un control sobre la ejecución del proceso de excavación y estructuración, para adoptar las medidas que propicien la oportuna toma de decisiones, asegurando con ello un comportamiento dentro de los rangos de seguridad previstos, tanto a corto como para la condición definitiva, tanto de la obra de ingeniería como de sus colindancias.

Bancos de nivel semi-profundos.

Medir los movimientos del fondo de la excavación, durante el proceso constructivo, para poder rectificar ó ratificar la magnitud de las etapas de excavación, los tiempos de estructuración, así como verificar la oportunidad en la colocación de lastres temporales, logrando con ello un comportamiento dentro de los rangos de seguridad previstos.

Piezómetros y tubos de observación.

Conocer durante el proceso de excavación, la posición del nivel freático y el posible abatimiento de la presión piezométrica, para poder tomar medidas correctivas en el proceso de bombeo. Medir en el interior de la excavación, el radio de influencia de los pozos de bombeo y verificar el abatimiento piezométrico que generan los mismos, con todo esto corroborar la separación y desplante de proyecto de los pozos de bombeo, así como la longitud de muros tablestacas construidos y el tiempo previo de bombeo.

Inclinómetros.

Medir los movimientos transversales al eje de trazo del subsuelo ubicado detrás de la estructura de contención (muros tablestacas) durante la excavación del núcleo y la construcción del cajón de concreto, con el fin de verificar la oportunidad en la colocación del apuntalamiento respectivo, ratificando además, el número de niveles y/o la magnitud de las precargas de diseño.

Movimientos Horizontales Subterráneos.

Para la medición de desplazamientos horizontales con respecto a la profundidad, se instalarán inclinómetros adyacentes a la estructura de contención o en el hombro de los taludes, si la excavación permanece abierta por largo tiempo o existen construcciones importantes susceptibles de ser dañadas por los movimientos generados durante la excavación.

Niveles Piezométricos.

La medición de niveles piezométricos se llevará a cabo a lo largo del eje de la estructura del metro, en sitios especiales como el de los cruzamientos de la línea del metro con estructuras o vialidades importantes que deben protegerse durante y después de la construcción.

Instalaciones de la Instrumentación Previa a la Construcción de una estructura.

Será necesario instalar la instrumentación que se describe a continuación con el objeto de observar el comportamiento de las construcciones catalogadas vecinas al proyecto previamente y durante la construcción.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

1.-Tornillos y Palomas.

Con la finalidad de conocer los movimientos que se pudieran presentar en los edificios aledaños a la estructura analizada se procederá a colocar en los paramentos de los edificios catalogados, tornillos y marcas de pintura (paloma) en los restantes los cuales se nivelarán con la frecuencia indicada adelante.

Los tornillos serán de 0,5 cm. de diámetro y se introducirán en los paramentos de los edificios catalogados mediante una perforación previa a la holgura la cuál será rellenada con mortero para asegurar su fijación. En las edificaciones no catalogadas, en lugar de tornillos se utilizarán marcas de pintura (palomas). La ubicación de los tornillos será a cada 10 m y la correspondiente a las palomas será a cada 5 ó 20 m dependiendo del proyecto.

Deberá procurarse que siempre queden tornillos ó paloma cercana al lindero de cada predio, con el objeto de registrar los movimientos de cada uno de los edificios. Los tornillos ó marcas se colocarán a 1.5 m de altura, medido a partir del nivel de banqueta.

2.-Puntos de Desplome.

Además de los tornillos y palomas, se deberán marcar puntos de desplome en los edificios Catalogados, utilizando los botaguas de algunas edificaciones ó fijando ménsulas ó perfiles de fierro en las azoteas ó en donde lo permita la construcción, posteriormente se medirán las posibles desplazamientos horizontales que presenta cada uno de ellos, bajándolos al piso y referenciándolos a la base del edificio.

La frecuencia de las lecturas será similar a la indicada para los tornillos y palomas.

3.- Piezometría.

Para verificar posibles modificaciones en la presión del poro del subsuelo adyacente a los monumentos históricos se instalarán estaciones piezométricas. Estas estaciones estarán constituidas por un piezómetro abierto instalado de acuerdo con lo indicado en el proyecto, su posición exacta deberá determinarse en campo una vez detectado dicho estrato. Además se instalarán en caso necesario pozos de observación del nivel freático, los cuales estarán constituidos cada uno por un tubo de PVC de 4" de diámetro ranurado en toda su longitud y desplantado a 5.0 m de profundidad.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

4.- Frecuencia de Lecturas.

- a).-Una lectura por mes previamente al inicio de la excavación.
- b).-Una lectura al día durante la construcción.
- c).-Una lectura por semana después de la construcción. durante cuatro meses.
- d).-Posteriormente, una lectura por mes durante dos meses

Notas Importantes.

1.- Con las lecturas de la Instrumentación, se elaborarán graficas de movimiento contra tiempo, en todas las gráficas se deberán anexar la historia de la excavación, anotando la fecha y hora con que se inicie el bombeo, cuando se alcance la máxima profundidad de excavación, el colado de la plantilla, losa de piso, etc.

2.- Estas graficas se llevarán al día y se deberán tener en un lugar visible en la obra, y en la Dirección de Obra, para su interpretación.

3.- En caso de que cualquiera de los elementos de medición resulte dañado deberá reponerse a la brevedad posible para continuar con las lecturas.

4.-Todas las mediciones deberán realizarse por la mañana, antes que la reverberación impida obtener lecturas confiables, en caso de que algún elemento obstaculice la lectura de un instrumento de medición, se deberá reportar de inmediato al representante de obra civil de la autoridad correspondiente.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

ANEXO I

ENSAYES DE LABORATORIO

LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: EDIFICIO, AV. BAJA CALIFORNIA No. 147						FECHA: _____		
SONDEO: PCA-1						LABORATORIO: _____		
MUESTRA: MC-						OPERACION: ASISTENTE P. 2		
PROF. m: 1.70-1.95								
CLASIF: <small>Ampliación de la Norma para el Método de Límites de Consistencia</small>								
LÍMITE LÍQUIDO								
Nº DE GOLPES	TARA Nº	Wm + T		Wd + T		W	%	RESUMEN
		g	g	g	g			
42	161	23.70	18.71	10.02		80.8		Cont. Nat. de Agua (W %)
28	8	23.02	17.89	9.83		82.1		Límite Líquido (LL %)
18	56	27.40	17.30	9.33		84.0		Límite Plástico (LP %)
10	186	22.67	17.73	8.73		85.5		Índice de Plasticidad (IP %)
								SHCS
								Comentarios: (E.C.)
LÍMITE PLÁSTICO								
TARA Nº	Wm + T		Wd + T		W	%	CONTRACCIÓN LINEAL	
	g	g	g	g				
42	17.82	18.30	9.46		23.7		L. RHC. CM	
182	18.23	16.68	10.62		23.3		L. RHC. CM	
							Contr. Lin. %	

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: EDIFICIO AV. RAJA CALIFORNIA No. 147						FECHA: 15 MAR 62	
RINDIMIENTO: _____						LABORATORIO: _____	
MUESTRA: SHELBY-1							
PROYECTO: 670-7-60							
CLASE: _____							
LIMITE LIQUIDO						RESUMEN	
N° DE GOLPES	TAMAÑO	W ₁₀₀ + T	W ₂₀ + T	W ₁₀ + T	L ₁₀₀		
		g	g	g			
32	142	20 12	13 18	9 57	187.2	Clasificación (LL %)	
22	111	21 06	13 91	9 99	182.4	Límite líquido (LL %)	182.3
15	84	18 80	13 01	8 10	187.4	Límite plástico (LP %)	17.2
7	55	16 73	12 30	8 27	183.5	Índice de Plasticidad (IP %)	154.0
						SUCS: CH	
						Clasificación: _____	
LIMITE PLASTICO						CONTRACCION LINEAL	
TAMAÑO	W ₁₀₀ + T	W ₂₀ + T	W ₁₀ + T	W			
	g	g	g	%			
67	17 88	15 20	8 14	48.4	Límite: _____		
145	17 74	14 48	7 25	48.2	Contr. Lin %: _____		

GRÁFICO DE LL vs N

Y EJE: LÍMITE LIQUIDO (LL %) (182.0 to 183.6)

X EJE: NÚMERO DE GOLPES (5 to 40)

LEYENDA: NÚMERO DE GOLPES

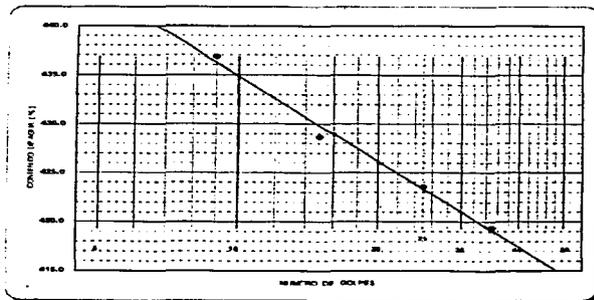
TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: EDIFICIO, AV. BAJA CALIFORNIA No. 147
 SONDEO: _____
 MUESTRA: SHELBY-2
 PROF: TO: 8.40-10.30
 CLASIF: _____
 FICHA: 24-10-63
 OPERADOR: Alberto Pineda E

LÍMITE LÍQUIDO						RESUMEN
Nº DE GOLPES	TARA Nº	W ₁₀₀ - T	W ₆₀ - T	W - T	W _p %	
35	44	19.44	11.85	10.04	419.3	Cont. nat. de agua (W _p %)
25	58	19.56	11.49	9.58	423.6	Límite líquido (LL %)
15	59	18.97	11.34	9.56	477.7	Límite plástico (LP %)
9	116	19.70	11.40	9.50	436.8	Índice de Plasticidad (IP %)
						UNCS
						Consistencia relativa (Cr)

LÍMITE PLÁSTICO						CONTRACCIÓN LINEAL
TARA Nº	W ₁₀₀ - T	W ₆₀ - T	W - T	W _p %		
82	17.03	14.29	9.69	58.8	LÍMITE CAS	
91	17.11	14.44	9.75	56.9	LÍMITE CAS	
					Cont. Lon. %	



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: EDIFICIO. AV. BAJA CALIFORNIA No. 147

SONDEO: _____ FECHA: 19-09-02

MUESTRA: SHELBY-J INT. _____

PROF. en: 14.00-14.90 _____

CLASE: Arcilla gris rojiza (Ls) _____

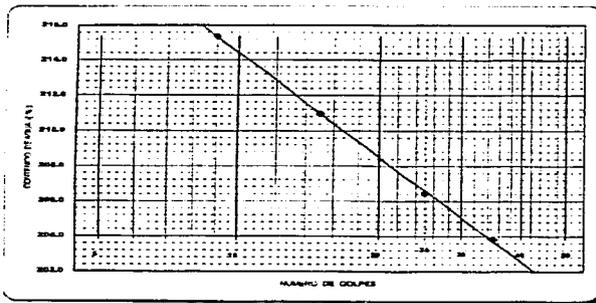
LABORADOR: Adolfo Paredes C

LIMITE LIQUIDO

N° DE GOLPES	TARA N°	W _{liq} + T		W _{pl} + T		W _T	W	%	RESUMEN
		EF	EF	EF	EF				
35	100	18.78	12.38	9.24	202.8				Cont. nat. de agua (W %) _____
25	80	19.17	12.42	9.15	204.4				Límite líquido (LL %) 208.8
15	78	25.08	12.65	9.07	210.8				Límite plástico (LP %) 27.2
9	104	20.55	12.72	9.27	213.4				Índice de Plasticidad (IP %) 146.0
									SUCS: CH
									Clasificación: (Gr) _____

LIMITE PLASTICO

TARA N°	W _{pl} + T		W _T		W	%	CONTRACCION LINEAL
	EF	EF	EF	EF			
21	17.72	14.56	14.57	82.7			Límic. lin _____
29	17.73	14.51	9.36	82.5			Límic. cm _____
							Concl. lin % _____



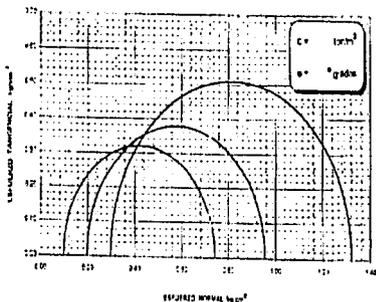
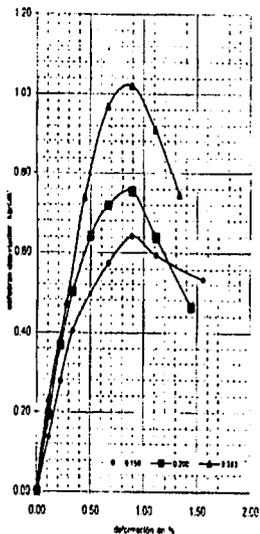
TESIS CON FALLA DE ORIGEN

LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: EDIFICIO A-1 BAJA CALIFORNIA No. 147						FECHA: 1960/02	
SOLDO _____						COPROPIETARIO: Alberto Pantoja C.	
MUESTRA: SHELBY-3 INT.							
PROF m: 14.00-14.80							
CLASE: A (más del 50% arc.)							
LÍMITE LÍQUIDO						RESUMEN	
Nº DE GOLPES	TARA Nº	W _u - T	W _l - T	W - T	L		
		ET	ET	ET	%		
33	100	18.78	12.38	9.24	203.8	Límite Líquido (LL %) _____ Límite Plástico (LP %) 208.6 Límite de Plasticidad (LP %) 104.8 Índice de Plasticidad (IP %) _____ SUCS _____ Clasificación (E) _____	
23	80	18.17	12.42	9.18	208.4		
13	78	20.08	12.95	9.57	210.8		
9	104	20.15	12.72	9.27	215.4		
LÍMITE PLÁSTICO						CONTRACCIÓN LINEAL	
TARA Nº	W _u - T	W _l - T	W - T	L			
	ET	ET	ET	%	L. Líq. (mm) _____		
21	17.72	14.58	9.97	82.7	L. Plást. (mm) _____		
89	17.23	14.51	9.36	82.5	Com. L. (%) _____		

NÚMERO DE GOLPES

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN



F.S.N.	P.N.H.0	P.N.C.0	ϕ	δ	σ_0	σ_1	σ_2	$\sigma_1 - \sigma_2$
Nº	kg m ²	kg m ²	"	"	"	kg cm ²	kg cm ²	kg cm ²
1	1983	227	38.4	0.10	98.7	0.169	0.64	
2	1864	212	39.0	1.50	94.1	0.210	0.75	
3	1724	125	38.0	1.00	99.0	0.169	1.02	
PROM.	1794	223	39.1	0.87	98.9	0.169	0.4725	

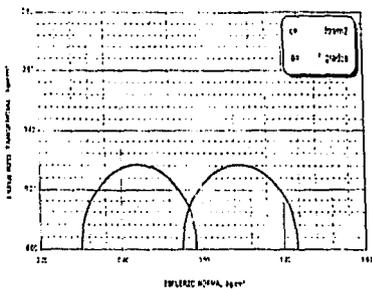
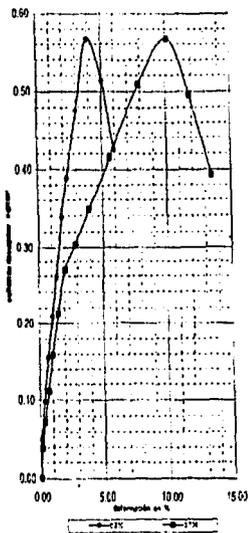
COMPRISION TRIAXIAL (UU)

EDIFICIO

AV. BAJA CALIFORNIA No. 147

S-Nº: PCA-1 M-PRIM: UC P-1: 170.185 m PPI No:

TESIS CON FALLA DE ORIGEN



PROV.	$\gamma_{lim}(\%)$	$\gamma_{ult}(\%)$	σ_1	σ_2	σ_3	$\sigma_1 - \sigma_3$
No.	kg/cm ²	kg/cm ²	%	%	kg/cm ²	kg/cm ²
C1	1287	527	143.7	3.11%	101.5	0.57
C2	1293	527	143.7	3.11%	101.5	0.57
PROV.	1295	527	143.7	3.11%	101.5	0.57

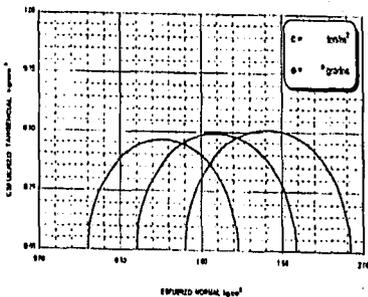
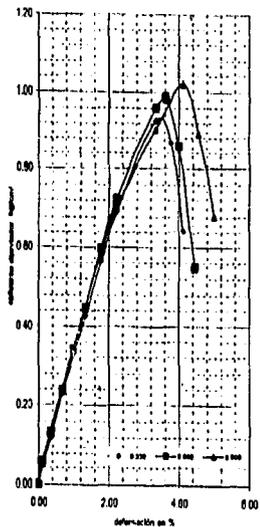
COMPRISION TRIAXIAL (UU)

EDIFICIO

AV. BAJA CALIFORNIA No. 147

E.S.F.	MATERIAL	GR. T.
	SheBy1	6.70-7.60 m
		PISO.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



FBA No	P.V.M _o kg/m ²	P.V.S _o kg/m ²	σ ₁ %	σ ₂ %	σ ₃ %	σ ₁ Kg/cm ²	σ ₁ -σ ₂ (KNS) kg/cm ²
1	1140	290	332.0	7.400	100.0	0.293	0.93
2	1150	270	322.0	7.200	100.0	0.260	0.90
3	1101	270	312.0	7.370	101.3	0.260	1.07
PROM.	1156	270	328.3	7.360	100.5	0.255	2.258

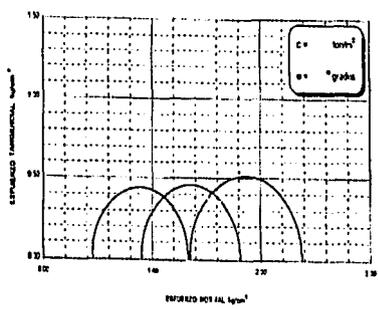
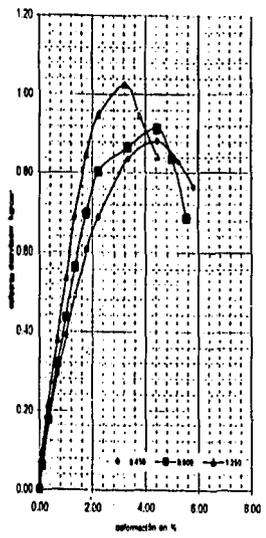
UNIVERSIDAD DE CALIFORNIA
COMPRESION TRIAXIAL (UU)

EDIFICIO
112W

AV BAJA CALIFORNIA No 147

SOLUCION	MUESTRA	CANT.	FECHA
	SHELBY-3	8 40-10 30 m	7/0 60

FALLA DE ORIGEN
 CON
 FALLA DE ORIGEN

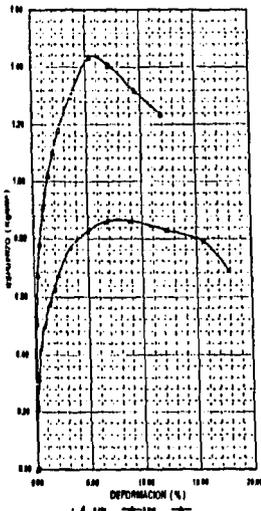


FDA.	F.V.M ₀	F.V.R ₀	σ_1	σ_2	σ_3	σ_1	σ_2	σ_3
No.	kg/cm ²	kg/cm ²	%		%	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²
I	1200	452	173.0	35.61	101.2	0.451	0.88	
I	1200	454	173.0	16.12	100.3	0.450	0.91	
I	1200	460	183.4	27.12	101.5	1.353	1.85	
PROM.	1200	465	172.4	32.29	101.0	Δ5 =	2.742	

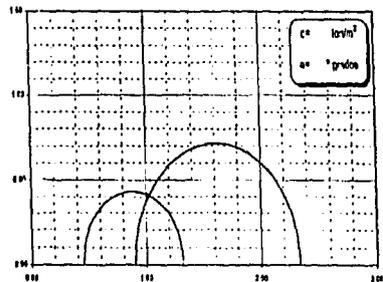
1974
COMPRESION TRIAXIAL (UU)
 FUD
 EDIFICIO
 UJUN
 AV. HAJA CALIFORNIA No. 147
 BARRIO
 SHELBY 3
 14 05-14 00 m
 770 No.

P.D.L.	γ^h	γ^l	γ^h	γ^l	σ_1^h	σ_1^l	σ_2^h	σ_2^l	e_1	e_2	C_1	C_2	D_1	D_2
Ks	Kg/m ³	Kg/m ³	Kg/m ³	Kg/m ³	Kg/m ²	Kg/m ²	%	%	%	%	%	%	Kg/cm ²	Kg/cm ²
1	1382	1342	496	551	190.8	112.1	3.371	2.910	103.3	109.9	0.435	0.616		
2	1310	1417	839	643	147.3	121.4	3.081	2.385	103.2	110.2	0.650	1.41		
PHOM.	1301	1330	913	827	153.9	131.8	3.232	2.849	101.2	109.0		$D_2 = 2.168$		

ORIGENES



Cargas / Comprimidas

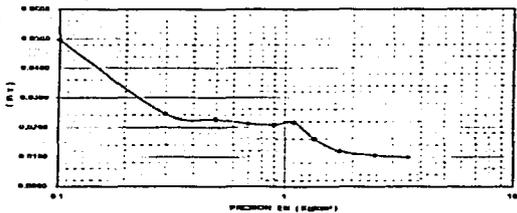
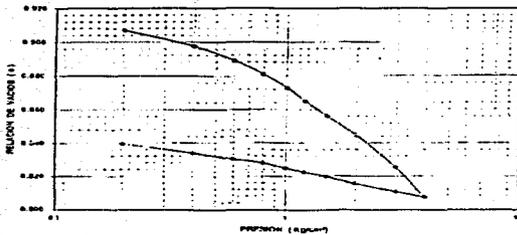


ESFUERZO VERTICAL (Kg/cm²)

COMPRESION TRIAXIAL (CU + 1 Inc.)		
(1973)		
EDIFICIO		
(1981)		
AV. BAJA CALIFORNIA No. 147		
NOMBRE	FECHA	DHC
Shelby-1	6/7/73 m	DHC

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

CURVA DE COMPRESIBILIDAD

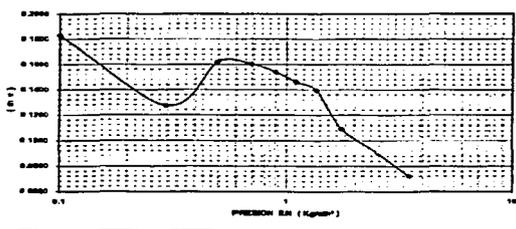
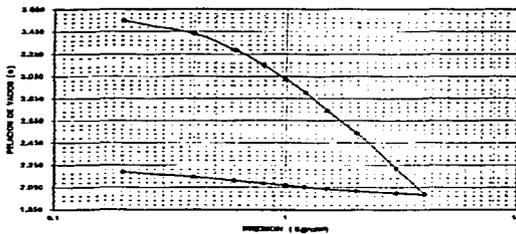


W _L %	N _c	e _L	lim L %	P _c	P
35.7	2.426	0.926	93.4	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)
30.3	2.426	0.852	86.4		

CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL	
EDIFICIO	
AV. BAJA CALIFORNIA No. 147	
MC-	1.70-1.95 m
	FIG.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CURVA DE COMPRESIBILIDAD

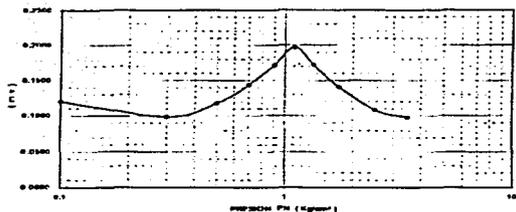
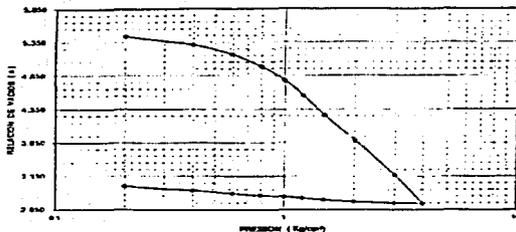


W l %	S _u	e l	G _w l %	P _c	P
W f %	S _u	e f	G _w f %	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)
171.2	2.168	3.720	99.8		
113.9	2.168	2.324	106.3		

UNIVERSIDAD DE GUAYMAS		
CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL		
CATEDRA		
EDIFICIO		
LUGAR		
AV. BAJA CALIFORNIA No. 147		
CARRERA		
SHELLEY-I	6.70-7.80 m	TIG.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CURVA DE COMPRESIBILIDAD

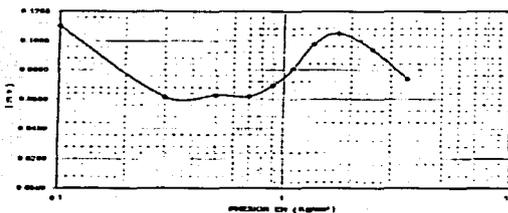
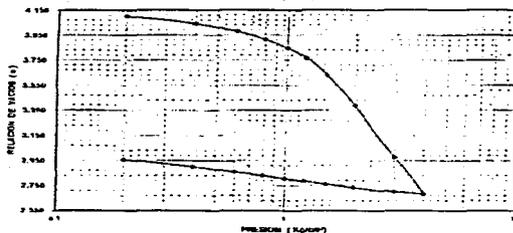


W / %	N _v	e / I	Com. I. %	P _c	P
741.8	2.256	5.594	97.5	(kg/cm²)	(kg/cm²)
153.5	2.256	3.333	103.9		

PRUEBA DE CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL	
Lugar: EDIFICIO	
Lugar: AV. BAJA CALIFORNIA No. 147	
MOED: No. SHELBY-2 inf.	FECHA: 8.40-10.30 m
REPERTO: FIG.	

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CURVA DE COMPRESIBILIDAD



W _L %	N _c	e ₁	C _{vc} %	P _c	P
			(kg/cm²)	(kg/cm²)	(kg/cm²)
195.7	2.242	4.218	98.7		
140.4	2.242	2.834	111.3		

PRUEBA CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL		
T ₂₀ °C		
EDIFICIO		
CALLE		CLASIFICACION
AV. BAJA CALIFORNIA No. 147		
ANALISTA	FECHA	FIG.
SHELBY-J ml	14.00-14.30 m	

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

BIBLIOGRAFÍA

1. *Manual de Diseño Geotécnico, Volumen 1*. Covitur, DDF, Secretaría General de Obras, Comisión de Vialidad y Transporte Urbano. 1987.
2. *Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions*. Leonardo Zeevaert. Robert E. Krieger Publishing Company, 1979.
3. *Zonificación Geosísmica en México y su Aplicación al Cálculo de Espectros de Diseño*. Miguel P. Romo y Efraín Ovando. Instituto de Ingeniería, UNAM.
4. *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal*. Luis Arnal Simón y Max Bentacourt Suárez. Trillas, 1991.
5. *El Cono en la exploración geotécnica*. Enrique Santoyo, Riqing Lin Xue y Efraín Ovando. TGC geotecnia, 1989.
6. *Diseño Geotécnico de Cimentaciones*. Holguin, E. et al. TGC geotecnia, 1992.
7. *Mecánica de Suelos Tomo 2, Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos*. Juárez Badillo y Rico Rodríguez. Limusa. 1998.
8. *Mecánica de Suelos Tomo 1, Fundamentos de la Mecánica de Suelos*. Juárez Badillo y Rico Rodríguez. Limusa. 1999.
9. *El Subsuelo y la Ingeniería de Cimentaciones en el Área Urbana del Valle de México*. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. 1978.
10. *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. Baraja M. Das. Thomson-Learning. 2001.
11. *Cálculo de asentamientos de Cimentaciones sobre Pilotes de Fricción*. José Luis León y Daniel Reséndiz. Instituto de Ingeniería. UNAM.

EJEMPLAR UNICO

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN