



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO**



FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES DE INGENIERÍA

CAMPO DE CONOCIMIENTO: INGENIERÍA CIVIL

**CIMENTACIÓN DE UN CONJUNTO HABITACIONAL DE 3 NIVELES
EN ZONA DE LOMAS EN LA CIUDAD DE MÉXICO**

T E S I N A

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

ESPECIALISTA EN GEOTECNIA

PRESENTA:

ING. JOSÉ ALBERTO ESCAMILLA GÁLVEZ

DIRECTOR DE TESINA: **M. EN I. JUAN LUIS UMAÑA ROMERO**

MÉXICO, D.F.

OCTUBRE 2018



JURADO ASIGNADO:

PRESIDENTE: M.I. AGUSTÍN DEMENEGHI COLINA

VOCAL 1: M.I. JUAN LUIS UMAÑA ROMERO

VOCAL 2: ING. HÉCTOR ALFREDO LEGORRETA CUEVAS

VOCAL 3: M.I. CARMELINO ZEA CONSTANTINO

SECRETARIO: M.I. REGINALDO JOSÉ HERNÁNDEZ ROMERO

TUTOR DE TESINA

M.I. JUAN LUIS UMAÑA ROMERO



INDICE

1) <i>INTRODUCCIÓN</i>	6
1.1).- <i>Depósitos del valle de México</i>	6
1.1.1).- <i>Depósitos de la zona de lago</i>	7
1.1.2).- <i>Depósitos de la zona de transición</i>	8
1.1.3).- <i>Depósitos de la zona de lomas</i>	8
1.2).- <i>Zonificación geotécnica de la ciudad de México</i>	9
2) <i>GENERALIDADES</i>	13
2.1).- <i>Introducción y conceptos fundamentales de las cimentaciones</i>	13
2.1.1).- <i>Tipos de cimentaciones</i>	13
2.1.2).- <i>Elección del tipo de cimentación</i>	14
2.2).- <i>Capacidad de carga</i>	17
2.2.1).- <i>Tipos de fallas</i>	19
2.2.1.1).- <i>Falla por corte general</i>	19
2.2.1.2) <i>Falla por punzonamiento</i>	20
2.2.1.3) <i>Falla por corte local</i>	20
2.2.2) <i>Teorías de capacidad de carga</i>	21
2.2.2.1) <i>Teoría de Terzagui</i>	22
2.2.2.2) <i>Teoría de Prandtl</i>	23
2.2.2.3) <i>Teoría de Skempton</i>	24
2.3).- <i>Deformaciones</i>	25
2.4).- <i>Estabilidad de taludes</i>	25
2.4.1) <i>Importancia de la estabilidad de taludes</i>	26
2.4.2) <i>Métodos de análisis</i>	27
2.4.2.1) <i>Método de Fellenius</i>	28
2.4.2.2) <i>Método de Bishop Simplificado</i>	30
2.4.2.3) <i>Método de Jambu</i>	32
2.4.2.4) <i>Método de Spencer</i>	34
2.4.2.5) <i>Método de Morgenster-Price</i>	35
3) <i>CARACTERISTICAS DEL SITIO</i>	36
3.1).- <i>Topografía</i>	37
3.2).- <i>Geología</i>	38
3.3).- <i>Exploración</i>	42
3.4).- <i>Trabajos de laboratorio.</i>	43
3.4.1).- <i>Ensayes para determinar las propiedades índice</i>	43
3.4.2).- <i>Ensayes para determinar las propiedades mecánicas</i>	44



3.5).- Modelo geotécnico	44
3.5.1).- Estratigrafía.....	45
3.6).- Sismicidad	48
4) PROPUESTA DEL SISTEMA DE CIMENTACIÓN.....	50
5) REVISIÓN DE LA CIMENTACIÓN	51
5.1).- Estado limite a la falla en condición estática	51
5.2).- Estado limite a la falla en condición dinámica	52
5.3).- Estado limite por falla local	55
5.4).- Falla de fondo y subpresión	56
5.5).- Estado límite de servicio	60
6) ESTABILIDAD DE LA EXCAVACIÓN	63
6.1).- Análisis y diseño del sistema de la estabilización por medio de anclas	63
6.2).- Procedimiento constructivo	72
6.2.1).- Excavación	72
6.2.2).- Concreto lanzado	73
6.2.3).- Sistema de anclaje	73
7) CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	76
8) ANEXOS.....	77
8.1).- Anexo I-Ensayes para determinar las propiedades índice	77
8.1.1).- Contenido de humedad.....	77
8.1.2).- Granulometría	78
8.1.3).- Límites de Atterberg o de consistencia	80
8.1.4).- Peso volumétrico	87
8.1.5).- Densidad de sólidos	87
8.2).- Anexo II-Ensayes para determinar las propiedades mecánicas	88
8.2.1).- Prueba de corte directo	88
8.2.2).- Prueba de compresión axial no confinada.....	88
8.2.3).- Prueba de compresión triaxial	90
8.2.4).- Consolidación unidimensional	91
9) REFERENCIAS	92



DEDICATORIAS

A mis padres:

Muchas gracias por el apoyo brindado para llegar hasta esta instancia de mi vida profesional, este grado se los dedico con mucho cariño ya que ustedes fueron la motivación que yo tenía a diario para poder terminar la especialidad y que se sientan orgullosos de mí de cada logro.

A mis hermanos:

Espero que cada logro que ustedes vean que yo realice les sirva de motivación para que me superen y a diario estén fijando nuevas metas en las que todos sus objetivos se logren y se den cuenta que todo es posible con un poco de esfuerzo y dedicación.

A mis profesores de la facultad:

Les agradezco cada conocimiento que me brindaron en el aula para que pudiera llevarlo a la vida profesional en esta hermosa área como es la geotecnia.

Al M.I Juan Luis Umaña Romero:

Le agradezco el tiempo para poder revisar y guiarme en el desarrollo de esta tesina.

Al M.I. Francisco Javier Escamilla Rubio:

Te agradezco por haber confiado en mí para desarrollarme en el área profesional de la geotecnia y compartir cada conocimiento que me has transmitido para que me desarrolle profesionalmente, pero sobre todo por el apoyo brindado durante mi licenciatura.

Al Dr. Manuel Castro Fernández:

Gracias Dr. Castro por abrirme las puertas en su empresa y compartirme mucho de su conocimiento en al área, también por haberme permitido estudiar durante el tiempo que estuve en su empresa.

A la Ing. Cecilia Del Carmen Pérez Méndez:

Te agradezco mucho Ceci por apoyarme cuando en muchas ocasiones durante que estuve desarrollando la tesina me apoyaste y me decías que todo iba a salir bien, que no me preocupara y que solo fijara mis objetivos.



1) INTRODUCCIÓN

La cimentación es un elemento estructural que sirve para transmitir la carga de la superestructura a estratos inferiores del terreno y cuya finalidad es reducir el hundimiento medio, así como los hundimientos diferenciales a base de rigidez para no dañar a las estructuras colindantes y a la estructura misma.

Todos los edificios poseen un peso propio dado por la estructura, elementos constructivos y todo aquello que se coloca al momento de habitarlo.

Los objetivos de una cimentación son los siguientes:

1. Funcionamiento: Limitar asentamientos, deformaciones y desplomes.
2. Seguridad: Resistencia del suelo, resistencia de los elementos estructurales.
3. Economía: Condición necesaria de cualquier obra civil.

La edificación a cimentar debe de estar contemplando cada una de estas variables para evitar que llegue a sufrir agrietamientos, hundimientos, inclinaciones o colapsos de la misma.

1.1).- *Depósitos del valle de México*

En el Valle de México, durante los glaciares Illinois y Wisconsin se presentaron vientos extremadamente fuertes que acarrearón grandes volúmenes de partículas finas de polvo volcánico llamado loess, que fueron depositados al centro del valle. Este polvo se hidrató con las aguas alcalinas de los lagos y alteró su composición creando así las arcillas compresibles del subsuelo de la Ciudad de México.

Al tiempo que se situaban los depósitos aluviales en el lago, ocurrieron también grandes erupciones volcánicas en el valle. Cuando estas erupciones eran violentas, grandes capas de ceniza se depositaban en la superficie de los lagos alternándose con los depósitos aluviales creando capas de estratos con diferentes características. Así, durante periodos de intensa sequía, el nivel de los lagos bajaba y se crearon costras endurecidas por deshidratación. Esto es posible corroborarlo en un corte típico del subsuelo en el que se observa que existe una serie estratificada de arcilla con lentes duros de limos y arcillas cuyo espesor es mayor en las orillas y disminuye



al centro de los lagos. Se deduce pues que el nivel de los lagos era variable, que el centro de los lagos mantenía sus condiciones húmedas y la acción solar deshidratava los suelos de las orillas creando capas duras. La velocidad con la que se depositaron los suelos es cerca de un metro cada cuatro mil años.

1.1.1).- Depósitos de la zona de lago

En esta zona es donde se encuentran los depósitos lacustres en la planicie del valle. Debido a variaciones en la temperatura hubo temporadas en que la evaporación provocaba la desecación de los lagos. Así, se formaron una serie de transgresiones o regresiones lacustres que resultaron en el depósito de arcillas a niveles diferentes en el centro y en la zona de transición, y que, aunado a la actividad volcánica que se ha podido comprobar, provocaron una estratificación de arcillas blandas consecuencia de la alteración fisicoquímica de los materiales aluviales, creando suelos duros consecuencia de las cenizas volcánicas en el ambiente lacustre y costras endurecidas por deshidratación en los periodos de sequía.

Generalmente, se ha dividido la estratigrafía de la zona del lago de la forma siguiente:

a) Costra Superficial (CS). Este estrato está subdividido a su vez en relleno artificial, donde encontramos restos de construcciones y/o rellenos arqueológicos, y varía de 1 a 7 m. Se compone de suelo blando, una serie de depósitos aluviales con lentes de material eólico intercalados; y costra seca, formada en algún periodo de sequía en el que el material del fondo del lago quedó expuesto a los rayos solares.

b) Serie Arcillosa lacustre superior (SAS). Es el estrato que se encuentra entre la capa dura y la superficie. Tiene un espesor que varía entre 25 y 50 m. Está compuesto en su mayoría por arcillas blandas intercaladas con lentes duros producto de arenas volcánicas o suelos deshidratados.

c) Capa dura (CD). Es un depósito de limo arenoso con un poco de arcilla y en ocasiones con gravas. Su espesor varía mucho, quedando casi imperceptible en la parte central del lago y con unos 5m en las orillas. Este estrato corresponde a un



periodo de temperatura alta, asociado generalmente con el periodo interglaciar Sangamón.

d) Serie Arcillosa lacustre inferior (SAI). Su composición es similar a la serie arcillosa superior, sólo que es un suelo más consolidado. Su espesor es de unos 15 m en el centro del lago y disminuye hasta casi desaparecer en las orillas. e) Depósitos profundos (DP). Está compuesto por arenas y gravas aluviales limosas, cementadas con arcillas duras y carbonato de calcio.

1.1.2).- Depósitos de la zona de transición

A medida que se acercan a la zona de lomas, los depósitos de la planicie del valle van cambiando su composición. Se encuentran depósitos lacustres intercalados con capas de suelos limosos, cuerpos de arenas fluviales y en las zonas de desembocaduras de ríos y arroyos se pueden encontrar gravas y boleos. En esta zona, denominada de transición, se encuentran dos tipos de estratos: interestratificada y abrupta.

a) Condición estratificada del poniente. Este tipo de estratificación se encuentra en la zona poniente del valle, donde los arroyos vertían sus aguas a los lagos acarreamo materiales que se fueron sedimentando en los deltas. De esta forma, la estratificación depende directamente de la temperatura encontrándose, por ejemplo, acarrees fluviales más grandes correspondientes a los glaciares derretidos de los finales de las glaciaciones.

b) Condición abrupta. Este tipo de condición la encontramos en lugares cercanos a los cerros que sobresalen al centro del relleno de la cuenca; en el Peñón de los Baños, Peñón de Marqués, Cerro de la Estrella y Cerro del Tepeyac, y están compuestas de la serie arcillosa lacustre mezclada con los lentes formados por la erosión de los cerros vecinos.

1.1.3).- Depósitos de la zona de lomas

La zona de Las Lomas es formada por las sierras que limitan a la cuenca al Poniente y al Norte, además de los derrames del Xitle al suroeste, predominando en su composición las tobas compactas de cementación variable y depósitos de origen



glacial y aluviones con excepción del pedregal del Xitle, donde sobreyacen basaltos originados de la erupción de ese volcán.

a) Sierra de las Cruces. Se constituye de abanicos volcánicos con materiales piroclásticos producto de actividad explosiva (del plioceno Inferior) y transportados por el agua. En esta región encontramos horizontes de cenizas volcánicas de granulometría variable, capas de erupciones pumíticas correspondientes a actividades volcánicas violentas, lahares en forma de acumulaciones caóticas de material piroclástico arrastrado, lahares calientes como arenas y gravas azules producto de corrientes impulsadas por gases calientes, depósitos glaciales, fluvio-glaciales y fluviales, y suelos producto de alteración de lahares y cenizas.

b) Pedregal del Xitle. Hace unos dos mil años el volcán Xitle produjo una extensa colada de lavas basálticas que cubrieron las lomas al pie del Ajusco y que avanzaron por lo que ahora conocemos como pedregales de San Ángel, San Francisco, Santa Úrsula, Carrasco y Padierna. Debajo de estas coladas es probable que se encuentren morrenas y secuencias fluvio-glaciales producidas por los glaciales que descendían de la Sierra de las Cruces.

c) Sierra de Guadalupe. Se integra principalmente por rocas volcánicas dacíticas y andesíticas formando un conjunto de elevaciones dómicas entre el Tepeyac y Barrientos. Un graben afecta a la sierra en su parte central formando el Valle de Cuauhtepac, al norte del cual se eleva el Cerro Tres Padres, la parte más alta de la sierra. La actividad volcánica se remonta hasta el Mioceno Medio y Superior. Las tobas amarillas encontradas en las faldas de las elevaciones son producto de las erupciones violentas que dieron origen a la sierra de las Cruces en el Mioceno y Pleistoceno Inferior.

1.2).- Zonificación geotécnica de la ciudad de México

Con la información obtenida de trabajos de exploración y sondeos realizados para diversos proyectos en la Ciudad de México, en 1959 Raúl J. Marsal y Marcos Mazari publicaron "El subsuelo de La Ciudad de México", en el que por primera vez se realiza una zonificación del área urbanizada con base en las características del subsuelo. Esta zonificación es la que sigue el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal en su versión más reciente (RCDF-2017).



La cuenca se ha dividido en tres zonas principales: Zona de Lomas, Zona de Transición y Zona de Lago.

Zona de Lomas. Presenta buenas condiciones para cimentar estructuras debido a que la capacidad de carga del terreno es elevada y no existen capas de arcillas compresibles que pueden causar efectos de hundimientos diferenciales. Sin embargo, en esta zona se debe tener especial cuidado con la presencia de galerías o cavidades que se ubican a diferentes profundidades debidos a la explotación de minas de arena y grava. En el RCDF-2017 se define como:

Zona I. Lomas, formadas por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que pueden existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos. En esta zona, es frecuente la presencia de oquedades en rocas, de cavernas y túneles excavados en suelos para explotar minas de arena y de rellenos artificiales no controlados.

Zona de transición. En esta zona las condiciones estratigráficas varían en gran medida de un punto a otro. Se encuentran superficialmente depósitos arcillosos o limosos orgánicos cubriendo estratos de arcilla volcánica muy compresibles intercalados con arenas limosas compactas o lentes de arena limpia, los cuales descansan sobre mantos de grava y arena.¹⁶ En esta zona se alternan los estratos arcillosos de los lagos con los suelos gruesos de origen aluvial. Se definió a partir de donde la serie arcillosa inferior desaparece y la capa dura se encuentra a 20m de profundidad.¹⁷ A este respecto, el RCDF-2017 dice:

Zona II. Transición, en la que los depósitos profundos se encuentran a 20 m de profundidad, o menos, y que está constituida predominantemente por estratos arenosos y limos arenosos intercalados con capas de arcilla lacustre; el espesor de estas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros.

Zona de lago. En esta zona encontramos los siguientes estratos:

1. Depósitos areno-arcillosos o limosos, con abundancia de restos arqueológicos, o rellenos artificiales que llegan en algunos puntos hasta los 10m.



2. Arcillas volcánicas de entre 15 y 32m de espesor, con extraordinaria compresibilidad, de variados colores y consistencias entre blanda y media, intercalados con pequeñas capas de arena.

3. Capa Dura conformada por suelos arcillo o limo-arenosos, compactos y rígidos que se encuentran a los 33m de profundidad y tienen un espesor de 3m.

4. Arcillas volcánicas similares a las primeras pero más comprimidas y más resistentes con un espesor variable entre los 4 y 14m.

5. Depósitos de arena con grava, separados por estratos de limo o arcilla arenosa.19 El RCDF-2017 dice al respecto:

Zona III. Lacustre, integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresibles, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas arenosas son en general medianamente compactas a muy compactas y de espesor variable de centímetros a metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales, materiales desecados y rellenos artificiales; el espesor de este conjunto puede ser superior a 50 m.

En la figura 1 se muestran las porciones de la Ciudad de México cuyo subsuelo se conoce en cuanto a la zonificación descrita anteriormente.

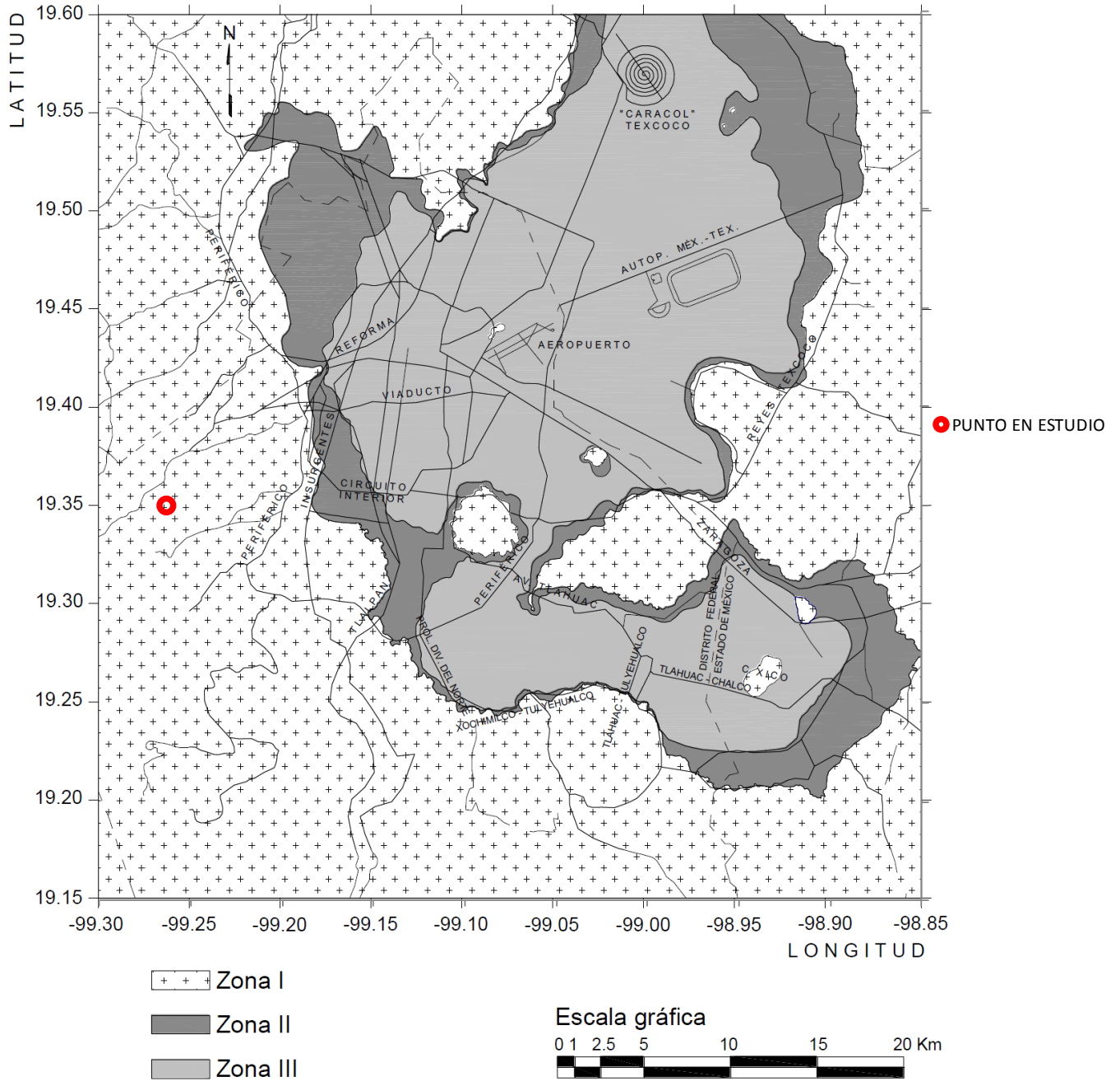


FIGURA 1. ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA DE LA CIUDAD DE MÉXICO



2) GENERALIDADES

2.1).- Introducción y conceptos fundamentales de las cimentaciones

La cimentación es un elemento estructural que sirve para transmitir la carga de la superestructura a estratos inferiores del terreno y cuya finalidad es reducir los hundimientos diferenciales a base de rigidez para no dañar a las estructuras colindantes y a la estructura misma. Todos los edificios poseen un peso propio dado por:

- La estructura
- Elementos Constructivos
- Todo aquello que se coloca al momento de habitarlo.

Los objetivos de la cimentación son los siguientes:

- a. Funcionamiento: Limitar asentamientos, deformaciones y desplomes.
- b. Seguridad: Resistencia del suelo, resistencia de los elementos estructurales.
- c. Economía: Condición necesaria de cualquier obra civil.

Las edificaciones deben de estar proyectado contemplándose estas variables para evitar que llegue a agrietarse, hundirse, inclinarse o colapsarse. Después de efectuar los movimientos de tierra en una obra, y de transportar las tierras extraídas, se ejecuta la construcción de la cimentación sobre los que se asentará la edificación realizando previamente el replanteo.

2.1.1).- Tipos de cimentaciones

La necesidad de un elemento de transición entre la estructura y el suelo nace de la diferencia que existe entre la resistencia de los materiales estructurales y los suelos, generalmente los primeros son mucho más resistentes que los segundos por lo que el concepto más simple de la cimentación consistirá en una ampliación de la base de las columnas o muros que transmite la carga al suelo. Esta concepción elemental de cimentación se va ampliando en medida en que las cargas de la



estructura son mayores o la resistencia del suelo es menor, hasta llegar al extremo de requerir un área de cimentación mayor que el área disponible, en estos casos se puede recurrir al concepto de compensación o bien a una cimentación a base de pilotes.

- Superficiales

Las Cimentaciones Superficiales reparten la fuerza que le transmite la estructura a través de sus elementos de apoyo sobre una superficie de terreno bastante grande que admite esas cargas. Se considera cimentación superficial cuando tienen entre 0,50 m. y 4 m. de profundidad, y cuando las tensiones admisibles de las diferentes capas del terreno que se hallan hasta esa cota permiten apoyar el edificio en forma directa sin provocar asentamientos excesivos de la estructura que puedan afectar la funcionalidad de la estructura; de no ser así, se harán Cimentaciones Profundas. Debe considerarse como posible que en un mismo solar se encuentren distintos tipos de terreno para una misma edificación; esto puede provocar asentamientos diferenciales peligrosos aunque los valores de los asentamientos totales den como admisibles.

- Profundas

Las Cimentaciones Profundas son un tipo de cimentaciones que solucionan la transmisión de cargas a los sustratos aptos y resistentes del suelo. Entre estas cimentaciones se destacan:

- a. Muros Pantalla son muros verticales profundos de hormigón.
- b. Pilotes son elementos similares a los pilares, hincados a profundidad en el suelo.
- c. Micropilotes

2.1.2).- Elección del tipo de cimentación

Esto se hará en función de la magnitud y distribución de las cargas, de las características de la estructura, de la resistencia y la deformabilidad del suelo. En terrenos altamente compresibles la sobrecarga al suelo se limita más en función de



los asentamientos que de la resistencia misma. Esta es una fase de trabajo de conjunto entre el estructurista y el geotecnista y es quizá la etapa más importante del diseño de la cimentación y de ello dependerá el éxito o el fracaso de su comportamiento futuro, obviamente habrá que considerar en las posibilidades alternativas planteadas en el aspecto económico. La selección del tipo de cimentación dependerá de lo siguiente:

- a) Usar zapatas aisladas en suelos de baja compresibilidad (C_c menor a 0.20) y donde los asentamientos diferenciales entre columnas puedan ser controlados, empleando el método de asentamientos iguales; incluyendo juntas en la estructura o cuando se tenga una estructura con cierta flexibilidad en su comportamiento.
- b) Cuando se encuentren suelos con compresibilidad media (C_c entre 0.2 y 0.40), para mantener los asentamientos dentro de ciertos límites, conviene emplear zapatas continuas rigidizadas con vigas de cimentación. La intensidad de las cargas indicara si se unen las zapatas en una o más direcciones.
- c) Cuando las cargas sean bastante pesadas y al emplear zapatas continuas estas ocupen cerca del 50% del edificio en planta, es más económico usar una losa de cimentación.
- d) En aquellos suelos que presenten una compresibilidad mediana, alta o muy alta, y que además tengan baja capacidad de carga, es recomendable el uso de cimentaciones compensadas. Estos suelos pueden presentar un índice de compresión C_c desde 0.20 hasta más de 0.40.
- e) Cuando la cimentación por compensación no sea económicamente adecuada para soportar las cargas pueden combinarse la penetración parcial y pilotes de fricción.

Algunas veces se define a la cimentación como parte de la estructura generalmente enterrada que transmite las acciones de está al suelo. Esta definición suele ser clara para el estructurista sin embargo para el geotecnista la idea de cimentación se relaciona más con una porción de suelo con la que actúan las acciones que la estructura le trasmite. En realidad, es el conjunto de ambas partes



es decir una porción de estructura y una porción de suelo que interactúan en forma integral.

Al igual que en la estructura un buen diseño de la cimentación requiere satisfacer requisitos de funcionalidad, seguridad y economía. Los requisitos de funcionamiento obligan a mantener las deformaciones o asentamientos dentro de ciertos límites.

Por otro lado, la seguridad se enfoca en dos tipos de falla, la falla estructural del elemento que constituye la cimentación y la falla del suelo por capacidad de carga. La falla estructural puede ocurrir cuando la cimentación no es adecuada para soportar los esfuerzos impuestos, por ejemplo, una zapata puede fallar por cortante sino tiene el peralte adecuado ó por flexión si tiene refuerzo insuficiente, un pilote puede romperse durante las maniobras de izado o incado, una pila puede fallar por pandeo o por flexo compresión.

El nivel de deformaciones para un suelo determinado dependerá de la rigidez de la cimentación, de la sobrecarga impuesta al suelo y de la excentricidad de la resultante. A continuación, se muestra la tabla 1, donde se indica de acuerdo a la zonificación geotécnica de la ciudad de México la cimentación recomendada de acuerdo a cada una de estas.

TIPO DE EDIFICACIÓN	ZONA GEOTECNICA DE LA CIUDAD DE MEXICO		
	I	II	III
CASA HABITACIÓN	ZAPATAS CORRIDAS DE MAMPOSTERÍA O CONCRETO REFORZADO	ZAPATAS CORRIDAS DE CONCRETO	LOSAS CORRIDAS DE CIMENTACIÓN CON RETÍCULA CON CONTRATABES
EDIFICIOS DE HASTA 5 NIVELES	ZAPATAS CORRIDAS O AISLADAS DE CONCRETO	LOSA DE CIMENTACIÓN PARCIALMENTE COMPENSADA	CAJÓN DE CIMENTACIÓN CON PILOTES DE PUNTA
EDIFICIOS MAYORES A 5 NIVELES	ZAPATAS CORRIDAS DE CONCRETO O LOSA DE CIMENTACIÓN CON RETÍCULA CON CONTRATABES	PILAS O PILOTES DE PUNTA O CAJÓN CON PILOTES	CAJÓN DE CIMENTACIÓN CON PILOTES DE FRICCIÓN O PILOTES POR PUNTA

TABLA 1. TIPOS DE CIMENTACIÓN PARA CADA UNA DE LAS ZONIFICACIONES DE LA CIUDAD DE MÉXICO

2.2).- Capacidad de carga

La capacidad de carga admisible en una cimentación es aquella carga que al ser aplicada no provoque falla o daños en la estructura soportada, teniendo además, un margen de seguridad llamado factor de seguridad. La capacidad de carga no solo está en función de las características del suelo sino que depende del tipo de cimentación y del factor de seguridad adoptado en cada caso. Una forma de analizar la capacidad de carga es por medio del modelo mecánico de Khristianovich (Figura 2), en el cual se tiene una balanza ordinaria, cuyo movimiento está limitado por la fricción en las guías de los platillos, si se coloca un peso lo suficientemente pequeño en uno de los platillos, la balanza permanece en equilibrio debido a que la fricción de las guías lo contrarresta, si se coloca un peso mayor que la fricción de las guías, se requiere entonces de un segundo peso en el otro platillo. Cuando la balanza pierde el equilibrio por el incremento de peso en uno de los platillos por muy pequeño que sea, se conoce como equilibrio crítico de la balanza, la capacidad de las cimentaciones puede ejemplificarse siguiendo con el modelo de la balanza.

En el platillo derecho se tiene un peso P y se quiere determinar el valor de Q a colocar en el platillo izquierdo para que la balanza se encuentre en equilibrio crítico, existen dos soluciones posibles para esta situación, una es con $Q < P$ y la otra $Q > P$.

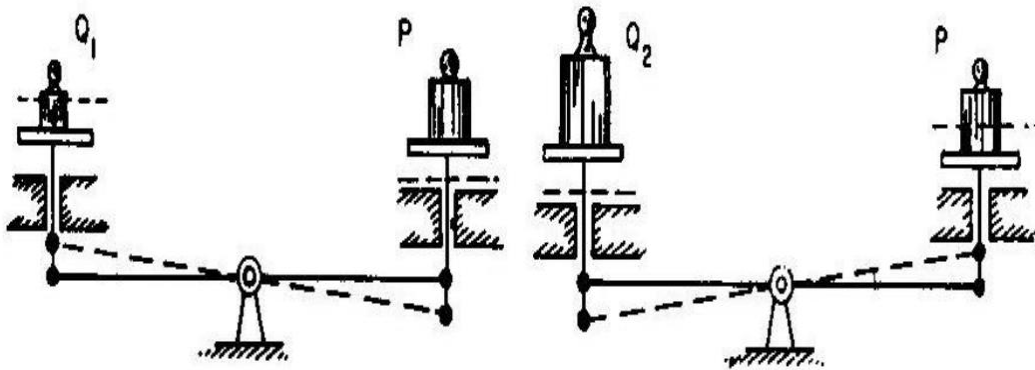


FIGURA 2. MODELO DE KHRISTIANOVICH

Ahora se lleva a cabo el mismo análisis para una cimentación y se tiene una cimentación de ancho B a una profundidad D_f , que se supone continúa.

En el caso de la cimentación debe encontrarse la carga q , última que puede colocarse en el cimiento sin que se desestabilice el conjunto, sustituyendo el cimiento y colocándolo en uno de los platillos del modelo de análisis, el terreno natural estaría sobre el otro. Puede verse que la presión q que puede colocarse en el platillo del cimiento es mayor que la carga del otro platillo ($p = \gamma \cdot Df$). Esto se debe a que la resistencia del suelo equivalente a la fricción en las guías está trabajando a favor de q , lo que corresponde al caso en el que $Q > P$.

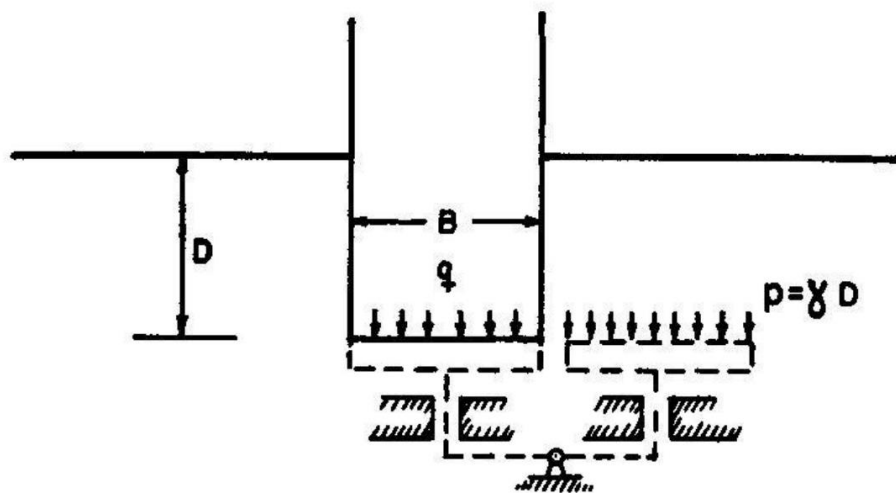


FIGURA 3. CORRESPONDENCIA DE UN CIMIENTO CON LA BALANZA DE KRISTIANOVICH

También se tiene el caso de una excavación, que corresponde a $Q < P$, q se toma como nulo, pero conforme se hace más profunda la excavación estaría bajándose el nivel de la balanza teniendo como resultado el aumento de la presión p .

Si la profundidad sigue aumentando, existe entonces la profundidad crítica, lo que indica que al tratar de profundizar más, el fondo de dicha excavación se levantará como el platillo de la balanza, este fenómeno es conocido como falla de fondo. Si una carga es aplicada en un área limitada ubicada en la superficie del suelo o debajo de ella, el área cargada cede y si la carga se aumenta de forma continua, los asentamientos que se grafican en el eje vertical en un sistema de coordenadas dan lugar a la llamada curva de asentamientos. Un suelo resistente equivale a guías con mucha fricción y viceversa.

2.2.1).- Tipos de fallas

Las fallas por capacidad de carga se presentan debido a la rotura por corte del suelo bajo la cimentación provocadas por las cargas a las que se encuentra sometido, existen tres tipos de falla:

- falla por corte general. Se presenta en arenas densas y arcillas rígidas.
- falla por punzonamiento.
- falla por corte local. Se tiene en arenas medias, flojas y en arcillas suaves.

2.2.1.1).- Falla por corte general

Se tiene una cimentación corrida con un ancho B la cual es soportada por un suelo denso o cohesivo rígido, si la carga que soporta dicho suelo es incrementada de forma gradual, habrá un aumento en el asentamiento llegando al punto en el cual la carga por unidad de área es igual a la capacidad de carga última, ocurrirá entonces una falla repentina en el suelo, esta falla es llamada falla por corte general. Se presenta en arenas densas y arcillas rígidas.

Su principal característica es una superficie de falla continua que comienza en el borde de la cimentación y llega a la superficie del terreno, es una falla frágil y súbita, llegando al punto de ser catastrófica, y si la estructura no permite la rotación de las zapatas, puede ocurrir con cierta inclinación visible de la cimentación, lo que provoca hinchamiento del suelo a los lados, el colapso final se presenta en un solo lado (figura 4).

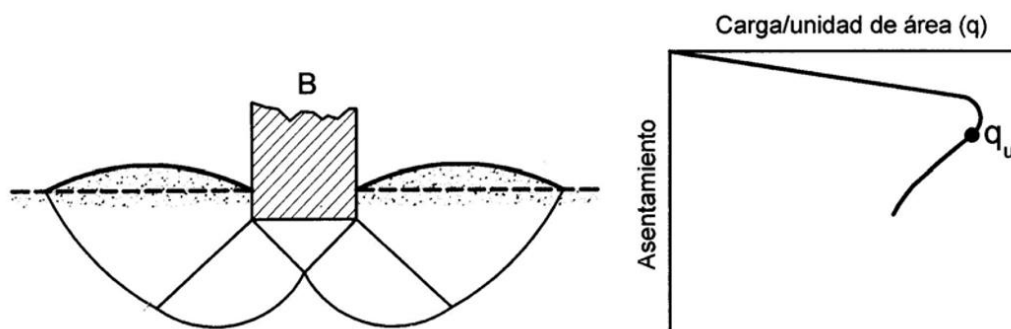


FIGURA 4. FALLA POR CORTE GENERAL

2.2.1.2) Falla por punzonamiento

Ocurre en suelos bastante sueltos, la zona de falla no se extiende como en el corte general. La cimentación provoca la compresión inmediata del suelo en un movimiento vertical, el suelo presenta falla por corte alrededor de la cimentación y los movimientos del suelo junto con la cimentación no son muy visibles por lo que el equilibrio vertical y horizontal de la misma se mantiene (Figura 5).

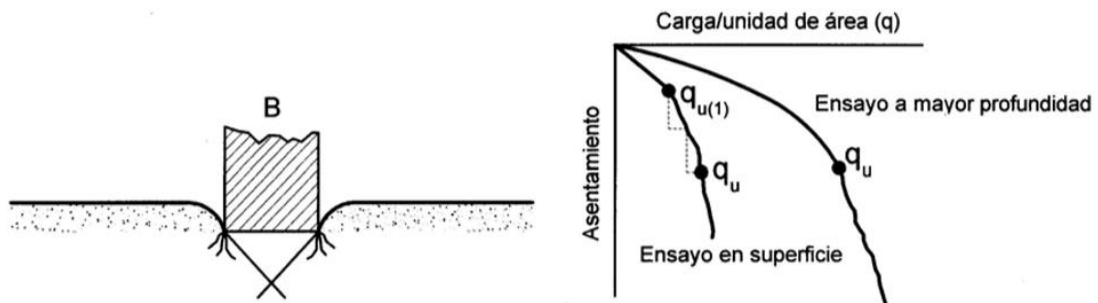


FIGURA 5. FALLA POR PUNZONAMIENTO

2.2.1.3) Falla por corte local

Si la cimentación se encuentra sobre suelo arenoso o arcilloso con compactación media, al aumentar la carga, también ocurre un incremento en el asentamiento, pero la superficie de falla se extiende de forma gradual hasta la superficie o en algunos casos cuando el desplazamiento vertical es grande (la mitad del lado o diámetro de la zapata) termina dentro de la propia masa de suelo y no en el terreno (Figura 6).

Cuando la carga por unidad de área es igual a q_u , conocida como carga primera de falla, ocurren sacudidas repentinas junto con el movimiento, por lo que se requiere de un movimiento considerable de la cimentación para que la superficie de falla llegue a la superficie, este movimiento ocurre cuando se alcanza la capacidad de carga última. Es una falla intermedia entre el corte general y el punzonamiento. Presenta hinchamiento del suelo al lado de la cimentación y compresión vertical del suelo bajo la cimentación.

Todas las fallas mencionadas pueden ser bien diferenciadas unas de otras, pero no hay parámetro numérico que permitan predecir el tipo de falla a ocurrir, sin

embargo una forma de llegar a un estimado es basándose en la compresibilidad del suelo, debido a las condiciones de carga y geometría de la cimentación.

Según Crespo Villalaz, en un suelo incompresible el tipo de falla será del tipo de corte general, en un suelo muy compresible en comparación a su resistencia al cortante la falla será por punzonamiento. El índice de rigidez del suelo (I_r) es un valor basado en el supuesto comportamiento elastoplástico del suelo, es el único parámetro que existe para determinar la compresibilidad del suelo.

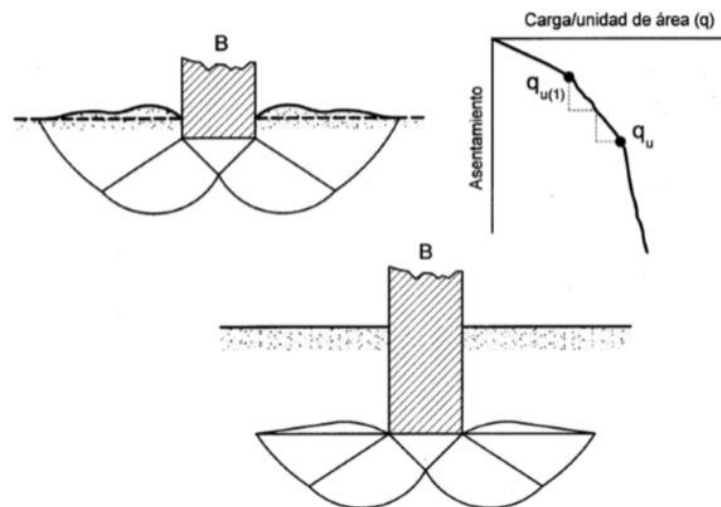


FIGURA 6. FALLA POR CORTE LOCAL

2.2.2) Teorías de capacidad de carga

Una buena parte de las teorías desarrolladas tiene su base en hipótesis simplificadoras del comportamiento de los suelos y en desarrollos matemáticos a partir de tales hipótesis. En otras teorías, especialmente en las que corresponden a desarrollos recientes, la observación y el empirismo juegan un papel mucho más importante. Se puede decir que todas las teorías matemáticas tienen como punto de partida la solución de Prandtl. Las diferentes teorías de capacidad de carga solucionan problemas en suelos cohesivos, friccionantes y algunas de ellas el caso de suelos cohesivo-friccionantes.

2.2.2.1) Teoría de Terzagui

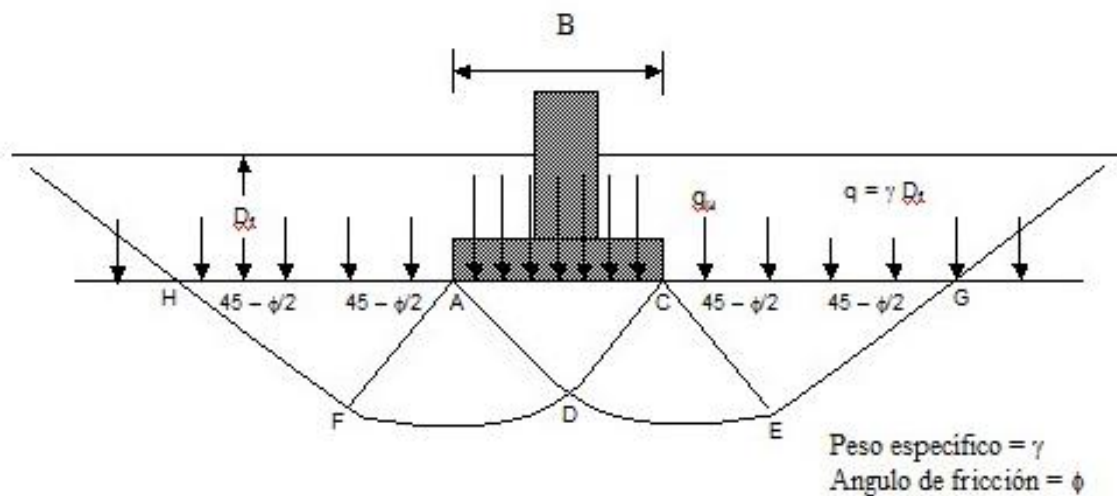
Terzagui (1943) fue el primero en presentar una teoría para evaluar la capacidad última de carga de cimentaciones superficiales, la cual dice que una cimentación es superficial si la profundidad D_f de la cimentación es menor que o igual al ancho de la misma. Sin embargo investigadores posteriores han sugerido que cimentaciones con D_f igual a 3 ó 4 veces el ancho de la cimentación se definen como cimentaciones superficiales.

Terzagui sugirió que para una cimentación continua o de franja (es decir, la razón de ancho a largo de la cimentación tiende a 0), la superficie de falla en un suelo bajo carga última se supone similar a la mostrada en la figura, (Note que este es el caso de la falla cortante general. El efecto del suelo arriba del fondo de la cimentación se supone reemplazado por el efecto de una sobrecarga equivalente $q = g D_f$ (donde $g =$ peso específico del suelo). La zona de falla bajo la cimentación se separa en tres partes

La Ecuación General de Capacidad de Carga para fundación continua de ancho B a una profundidad D_f es:

$$q_f = c \cdot N_c + g_{sup} \cdot D_f \cdot N_q + (1/2) \cdot g' \cdot B \cdot N_g$$

donde N_c , N_q y N_g son factores de capacidad de carga que dependen únicamente del ángulo de fricción (ϕ).



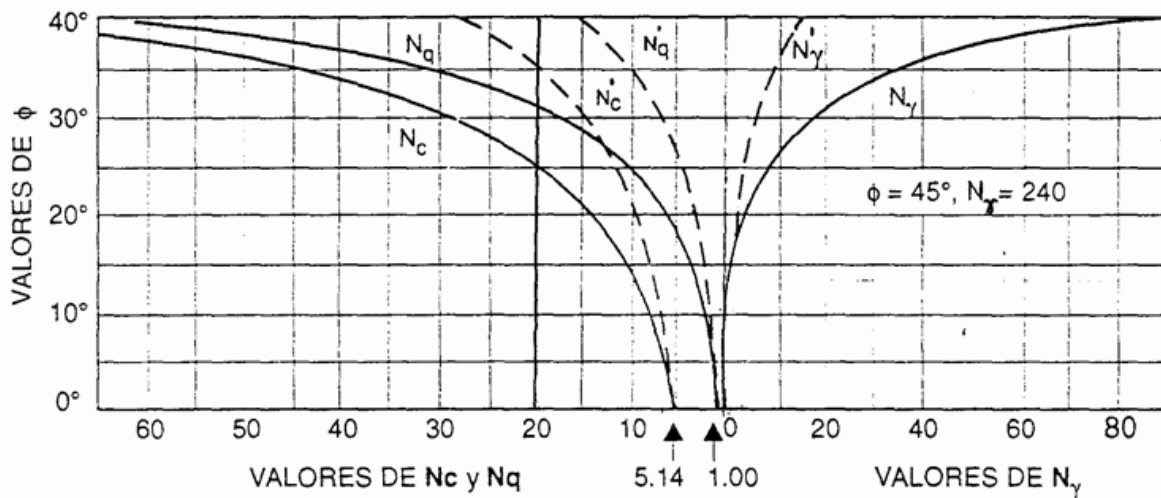
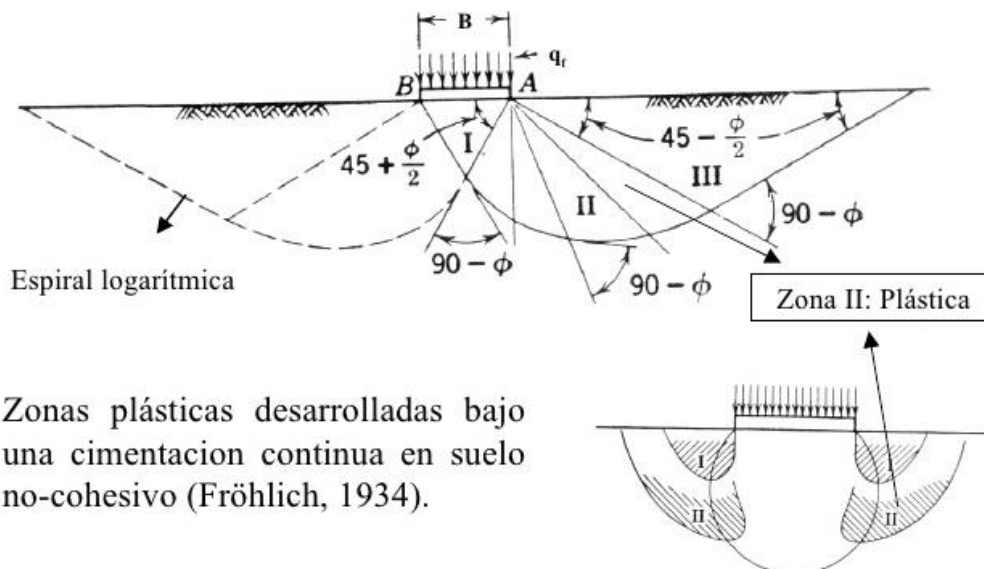


FIGURA 7. FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA (TERZAGHI & PECK, 1948)

2.2.2.2) Teoría de Prandtl

Prandtl (1920) desarrolló la teoría de equilibrio plástico para determinar la capacidad de carga a la falla de áreas cargadas en forma continua.



Zonas plásticas desarrolladas bajo una cimentación continua en suelo no-cohesivo (Fröhlich, 1934).

FIGURA 8. ZONAS PLÁSTICAS DESARROLLADAS BAJO UNA FUNDACIÓN CONTINUA EN SUELO NO-COHESIVO (FRÖHLICH, 1934).



Prandtl define las zonas plásticas desarrolladas bajo una fundación continua en suelo no cohesivo, se pueden definir tres zonas:

- Zona I - la fricción y adherencia, provocada por la rugosidad base suelo, generan una cuña rígida que actúa como parte del elemento estructural.
- Zona II - zona plastificada por corte radial (planos radiales de falla). Parte curva de espiral.
- Zona III - zona plastificada empujada hacia arriba por el empuje pasivo provocado por la zona II.

Todos los planos de falla están a $(45^\circ \pm f/2)$ de los planos principales.

2.2.2.3) Teoría de Skempton

Skempton encontró que el valor de N_c no es independiente de la profundidad de desplante también encontró de acuerdo con la intuición que N_c crece al aumentar la profundidad de desplante del cimiento si bien este crecimiento no es ilimitado, de manera que N_c permanece ya constante de una cierta profundidad de desplante en adelante SKEMPTON propone adoptar para la capacidad de carga en suelos puramente cohesivos una expresión de forma totalmente análoga a la de Terzaghi, según la cual

$$q_c = cN_c + \gamma D_f$$

La diferencia estriba en que ahora N_c ya no vale siempre 5.7 sino que varía con la relación D/B en que D es la profundidad de entrada del cimiento en el suelo resistente y B es el ancho del mismo elemento. La expresión a la que se llega finalmente al desarrollar la teoría de Meyerhof es:

$$q_c = cN_c + P_o N_q + 12 \gamma B N_\gamma$$



2.3).- Deformaciones

Una vez que se compruebe que el suelo no va a fallar totalmente, en general se debe de estimar el grado de deformación que se producirá al aplicar cargas, demostrando que esta deformación es admisible. Para realizar esto, se debe obtener una relación esfuerzo-deformación del suelo.

El grado de deformación producido por un esfuerzo dependerá de la composición, relación de vacíos, esfuerzos y forma en la que se aplique el esfuerzo. Una ecuación que da la relación esfuerzo-deformación de una arena para cualquier caso de carga con una dirección constante de los esfuerzos principales ha sido obtenida por Hansen (1966), sin embargo, la expresión es muy complicada y generalmente es preferible utilizar formulas y datos adaptados al problema particular que se estudie.

Para muchos problemas, el mejor método consiste en medir directamente las deformaciones producidas en una prueba de laboratorio bajo los esfuerzos que existirán en el suelo en sitio. A veces suele ser muy útil recurrir a conceptos y formulas de la teoría de la elasticidad, esto significa que las curvas reales no lineales de esfuerzo-deformación de un suelo deben linealizarse, es decir, substituir por líneas rectas. Al linealizar la curva ahora se habla de lo que es el módulo de elasticidad y de la relación de Poisson del suelo, evidentemente ambos no son constantes del suelo, sino más bien magnitudes que describen aproximadamente el comportamiento del suelo para una combinación particular de esfuerzos.

2.4).- Estabilidad de taludes

Se comprende bajo el nombre genérico de taludes cualesquiera superficies inclinadas respecto a la horizontal que hayan de adoptar permanentemente las estructuras de tierra, bien sea en forma natural o como consecuencia de la intervención humana en una obra de ingeniería. Desde este primer punto de vista los taludes se dividen en naturales (laderas) o artificiales (cortes y terraplenes).

Aun cuando las laderas naturales pueden plantear y de hecho plantean problemas que pueden llegar a ser de vital importancia, en este capítulo se tratarán en forma predominante los taludes artificiales, pero se mencionarán las



características más importantes que pueden ser fuente de preocupación ingenieril en las laderas naturales.

2.4.1) Importancia de la estabilidad de taludes

El moderno desarrollo de las actuales vías de comunicación, tales como los canales, caminos o ferrocarriles, así como el impulso de la construcción de presas de tierra ha recibido en todo momento en los últimos años y el desenvolvimiento de obras de protección contra la acción de los ríos, por medio de desbordes, etc., han puesto al diseño y la construcción de taludes en un plano de importancia ingenieril de primer orden. Tanto por el aspecto de inversión como por el de consecuencias derivadas de su falla, los taludes constituyen hoy una de las estructuras ingenieriles que exigen mayor cuidado por parte del proyectista.

Es obvio que la construcción de estas estructuras es probablemente tan antigua como la misma humanidad; sin embargo, durante casi toda la época histórica y han constituido un problema al margen de toda investigación científica; hasta hace relativamente pocos años los taludes se manejaron con normas puramente empíricas, sin ningún criterio generalizador de las experiencias adquiridas, la expansión del ferrocarril y el canal primero y de la carretera después, provocaron los primeros intentos para el estudio racional de este campo; pero no fue sino hasta el advenimiento de la actual Mecánica de Suelos cuando fue posible aplicar al diseño de taludes normas y criterios, que sistemáticamente tomasen en cuenta las propiedades mecánicas e hidráulicas de los suelos constitutivos, obteniendo experiencia sobre bases firmes y desarrollando las ideas teóricas que permiten conocer cada vez más detalladamente el funcionamiento particular de estas estructuras. La historia del desarrollo de la técnica constructiva de presas de tierra y de los métodos de análisis de las mismas es uno de los tantos ejemplos en apoyo de la afirmación anterior; hoy gracias al aporte de la Mecánica de Suelos al análisis de taludes, entre otras razones se constituyen doquiera presas que hace apenas 30 ó 40 años se estimarían imposibles de realizar.



2.4.2) Métodos de análisis

El análisis de los movimientos de los taludes durante muchos años se ha realizado utilizando las técnicas del equilibrio límite. Este tipo de análisis requiere información sobre los parámetros de resistencia del suelo, y arroja como resultado un factor de seguridad al comparar las fuerzas o momentos resistentes en la masa del suelo con respecto a las fuerzas o momentos actuantes. Sin embargo, este método no requiere información sobre las propiedades esfuerzo-deformación del suelo, dado que no considera este tipo de análisis. El método de equilibrio límite supone que, en el caso de una falla, las fuerzas actuantes y resistentes son iguales a lo largo de la superficie de falla, lo cual es equivalente a un factor de seguridad de 1.5.

El análisis de equilibrio límite se puede realizar estudiando directamente la totalidad de la longitud de la superficie de falla o dividiendo la masa deslizada en dovelas o rebanadas. Generalmente, los métodos son de iteración y cada uno de los métodos posee un cierto grado de precisión.

Por otro lado, mediante un análisis de esfuerzo-deformación se puede modelar muchas de las propiedades físicas de un suelo. Con la información obtenida de los análisis, uno puede determinar cómo reaccionará un suelo cuando está sometido a diversas condiciones de esfuerzo, en un análisis de esfuerzo-deformación se debe de tener en consideración lo siguiente:

1. Debe mantenerse el equilibrio de esfuerzos en cada punto, lo cual se logra empleando la teoría elástica para describir la relación entre los esfuerzos y las deformaciones. Para predecir el nivel de esfuerzos y deformaciones en la masa de suelo se requiere conocer las propiedades elásticas de los materiales.
2. Las condiciones de esfuerzos de frontera deben satisfacerse.

Existe dificultad en la mayoría de los casos prácticos reales para definir la relación esfuerzo - deformación, por lo difícil que es describir los depósitos de suelos naturales en términos de sus propiedades elásticas. Otra limitante es el poco conocimiento de los esfuerzos reales "in situ" que se requieren para incorporar en el modelo. Solamente en casos de proyectos de grandes presas y cortes en roca

para objetivos mineros, se han desarrollado programas exitosos de estudio de taludes por elementos finitos.

Generalmente, se usa un análisis bidimensional por la facilidad de su aplicación. El análisis bidimensional asume cero esfuerzos o cero deformaciones en las superficies laterales del modelo, por lo tanto, para que se simulen las condiciones de campo se requiere que existan esas condiciones o unas muy cercanas. El empleo de análisis bidimensional se puede ampliar aplicando al modelo una carga hidrostática lateral. Además, se debe tener en cuenta que los análisis para suelo reforzado requieren considerar el refuerzo del suelo mediante elementos en tensión; estos refuerzos se pueden modelar fácilmente mediante el método de equilibrio límite, pero no ocurre lo mismo mediante los modelos de esfuerzo-deformación. A continuación, se describe el fundamento teórico de los diversos métodos de equilibrio límite para el análisis de estabilidad de taludes.

2.4.2.1) Método de Fellenius

La gran mayoría de los métodos de equilibrio límite utilizados en la actualidad, se basan en el denominado método de las rebanadas o dovelas, propuesto por Fellenius, el cual consiste en dividir la masa de suelo potencialmente deslizante, en rebanadas verticales y obtener el peso propio de cada dovela.

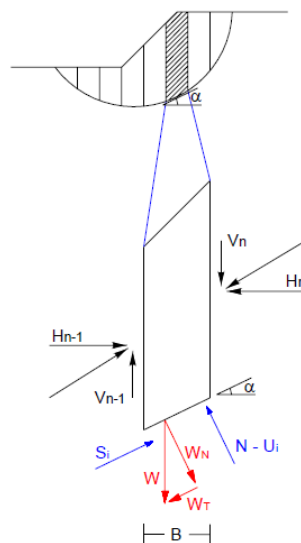


FIGURA 9. PLANTEAMIENTO DE DOVELAS POR FELLENIUS



Donde:

W: Peso de la dovela.

W_N : Componente normal del peso de la dovela.

W_T : Componente tangencial del peso de la dovela.

H_n, H_{n-1} : Fuerzas horizontales aplicadas sobre la dovela.

N: Reacción normal del suelo sobre la dovela.

u: Presión de poros.

U_i : Fuerza producida por la presión de poros.

B: Base de la dovela.

Una vez hecho esto, se calcula el equilibrio de cada una de las dovelas, para finalmente analizar el equilibrio global, obteniéndose así un factor de seguridad, al que se le puede definir como la relación entre fuerzas o momentos resistentes y fuerzas o momentos actuantes según sea el método, sobre la masa a deslizarse.

Observándose la figura 9, se puede apreciar que el peso de la rebanada W se descompone en una componente tangencial W_T y otra componente normal W_N , paralela y perpendicularmente a la base de la rebanada, respectivamente.

La componente tangencial W_T origina una fuerza cortante, inducida a lo largo de la base de la rebanada, a la que se le opone la propia resistencia al corte del terreno. Mientras que la componente normal W_N , actúa perpendicularmente al plano de la base de la rebanada, a la cual disminuida en la fuerza producida por la presión de poros U_i , se opone a la reacción normal del suelo que se encuentra en la base de la rebanada.

Las fuerzas V y H, con sus respectivos subíndices, definen la interacción entre las rebanadas, y es la evaluación de estas reacciones internas lo que establece la diferencia fundamental entre los métodos; en el caso de Fellenius no se considera estas fuerzas en el cálculo del factor de seguridad.

Por lo tanto:

$$FS = \frac{\Sigma(C * B + (W * \text{Cos}\alpha - U * B)\text{Tan}\phi)}{\Sigma W * \text{Sen}\alpha}$$



Donde:

C: Cohesión del suelo.

\emptyset : Ángulo de fricción del suelo.

α : Ángulo de la superficie de falla en la dovela.

Si: Resistencia al corte del terreno = $c \cdot B + (W \cdot \cos\alpha - \mu \cdot B) \cdot \tan\emptyset$

FS: Factor de seguridad.

B: Base de la dovela

Si las circunstancias así lo requieren puede ser necesario considerar la incidencia de sobrecargas, fijas o temporales, las fuerzas de filtración a través de la masa de suelo, así como las acciones sísmicas. Una vez que se calcula el FS para una determinada potencial superficie de falla, se repite el mismo proceso para otra supuesta superficie de falla, y así sucesivamente hasta llegar a un FS mínimo, asumiéndose así que dicha superficie es la más crítica y a través de la cual se producirá la falla.

Como se puede observar, el cálculo manual de este proceso es lento y tedioso, prestándose a errores durante la utilización de un gran número de parámetros, y quedando siempre la duda, si el valor del FS que hallamos finalmente es realmente el mínimo, o todavía podemos encontrar otra curva que lo minimice más, y aunque hay procedimientos para ir acotando progresivamente los FS, se necesitaría un número significativamente elevado de horas de trabajo manual para llegar a un valor fiable.

Con el cálculo electrónico el procesamiento es prácticamente instantáneo, y permite analizar un gran número de alternativas, por lo que el valor mínimo de FS puede acotarse dentro de un intervalo razonablemente aceptable en un tiempo muy corto.

2.4.2.2) Método de Bishop Simplificado

Debido a que el método de las rebanadas o dovelas no es muy preciso para suelos friccionantes, Bishop (1955) propuso otro método, originalmente

desarrollado para superficies de fallas circulares, el cual considera la condición de equilibrio entre las fuerzas de interacción verticales actuantes entre las rebanadas. Ya que en los suelos friccionantes ($\phi > 0$), la resistencia cortante depende de los esfuerzos confinantes, al considerar la condición de equilibrio de fuerzas verticales (solamente se considera empuje horizontal), la determinación de las fuerzas normales se hace más precisa, la figura 10 ilustra la formulación de éste método.

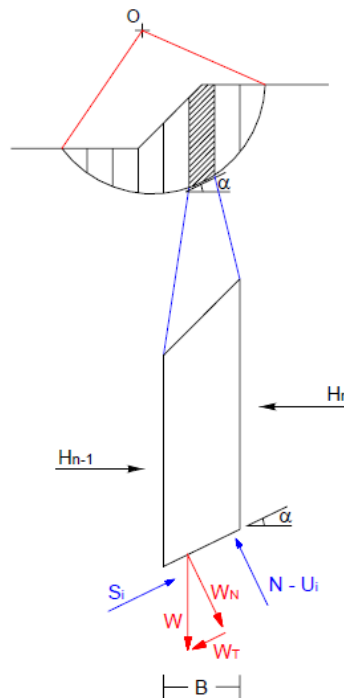


FIGURA 10. PLANTEAMIENTO DEL MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO

Donde:

- W: Peso de la dovela.
- W_N : Componente normal del peso de la dovela.
- W_T : Componente tangencial del peso de la dovela.
- H_n, H_{n-1} : Fuerzas horizontales aplicadas sobre la dovela.
- N: Reacción normal del suelo sobre la dovela.
- u: Presión de poros.
- U_i : Fuerza producida por la presión de poros.
- B: Base de la dovela.

El cálculo de la metodología original se basa en buscar el equilibrio de momentos respecto al centro del arco circular que coincide con la superficie de falla; en la posterior versión modificada, se puede aplicar a superficies no curvas, teniendo que definir centros ficticios. Este es un método iterativo en el cual se parte de un factor de seguridad calculado de una superficie falla dada.

$$FS = \frac{\Sigma(C * B + (W - U * B) * \text{Tan}\varnothing/ma)}{\Sigma W * \text{Sen}\alpha}$$

Donde:

C: Cohesión del suelo.

\varnothing : Ángulo de fricción del suelo.

α : Ángulo de la superficie de falla en la dovela.

FS: Factor de seguridad.

B: Base de la dovela

$$ma = \text{Cos}\alpha * \left(1 + \frac{\text{Tan}\alpha * \text{Tan}\varnothing}{FS}\right)$$

2.4.2.3) Método de Jambu

El método de Jambu fue diseñado para superficies no necesariamente circulares, también supone que la interacción entre rebanadas es nula, pero a diferencia de Bishop, este método busca el equilibrio de fuerzas y no de momentos. Experiencias posteriores hicieron ver que la interacción nula en el caso de equilibrio de fuerzas era demasiado restrictiva, lo que obligó a introducir un factor de corrección f_o empírico aplicable al FS. En la versión posterior modificada, se define una línea de empuje entre las rebanadas, y se buscan los equilibrios en fuerzas y momentos respecto al centro de la base de cada una, como se muestra en la figura 11.

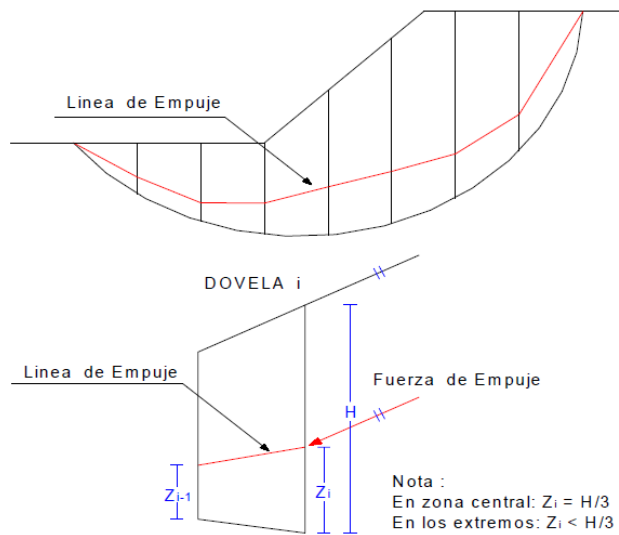
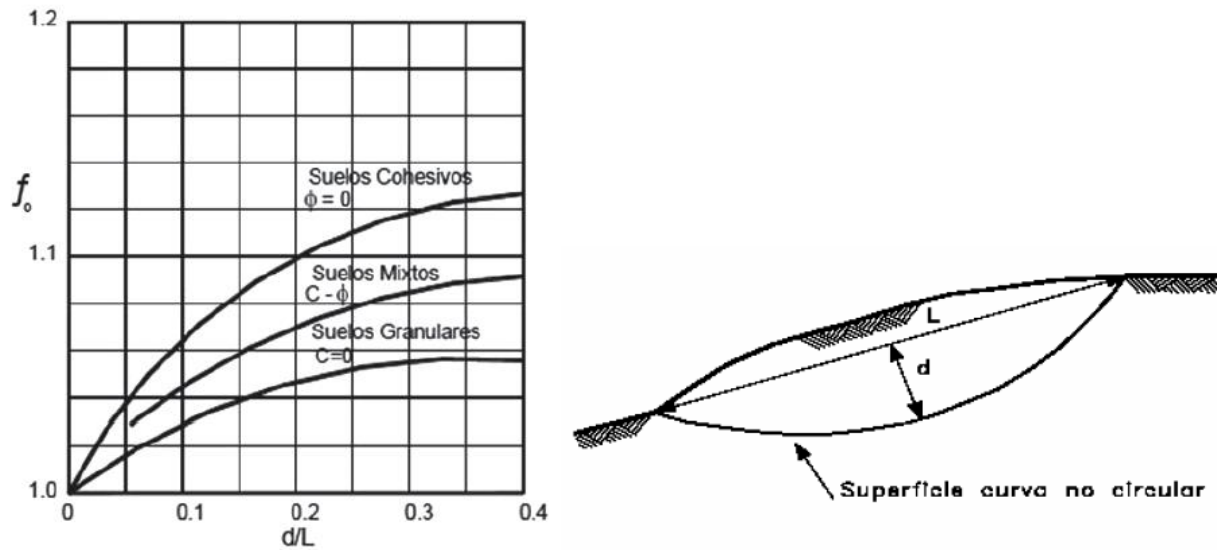


FIGURA 11. PLATEAMIENTO DEL MÉTODO DE JAMBU

$$FS = \frac{f_o * \Sigma(C * B + (W - U * B) * \frac{\tan \phi}{\cos \alpha} * m_a)}{\Sigma W * \tan \alpha}$$

Donde:

C: Cohesión del suelo.

ϕ : Ángulo de fricción del suelo.

α : Ángulo de la superficie de falla en la dovela.

FS: Factor de seguridad.

B: Base de la dovela

$$m\alpha = \text{Cosa} * \left(1 + \frac{\text{Tan } \alpha * \text{Tan } \phi}{\text{FS}}\right)$$

2.4.2.4) Método de Spencer

El método de Spencer es uno de los considerados rigurosos, supone que la interacción entre rebanadas actúa como una componente de empuje con un ángulo (θ) de inclinación constante, por lo que, mediante iteraciones, se analiza tanto el equilibrio de momentos como de fuerzas en función a ese ángulo (θ), hasta hacerlo converger hacia un mismo valor, calculando entonces el FS correspondiente. Es aplicable tanto a superficies de fallas circulares como generales, la figura 12 ilustra esta metodología.

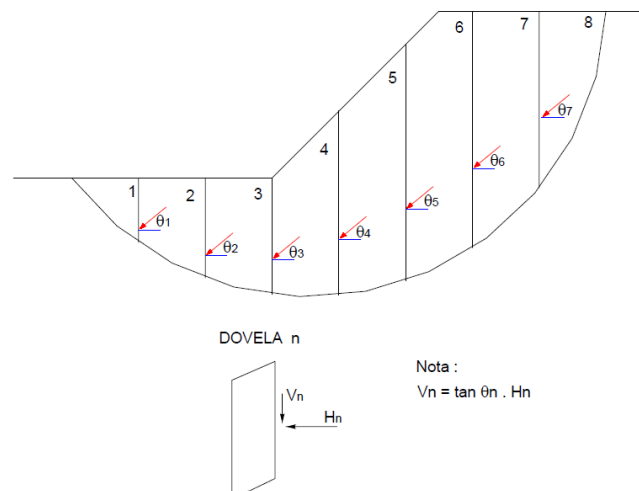


FIGURA 12. METODOLOGÍA DEL MÉTODO DE SPENCER

2.4.2.5) Método de Morgenster-Price

Similar al método de Spencer, es de aplicación general, y se basa en lograr el equilibrio de momentos como de fuerzas. La gran diferencia se debe a que la interacción entre las rebanadas viene dada por una función, la cual evalúa las interacciones a lo largo de la superficie de falla, la figura 13 ilustra este método.

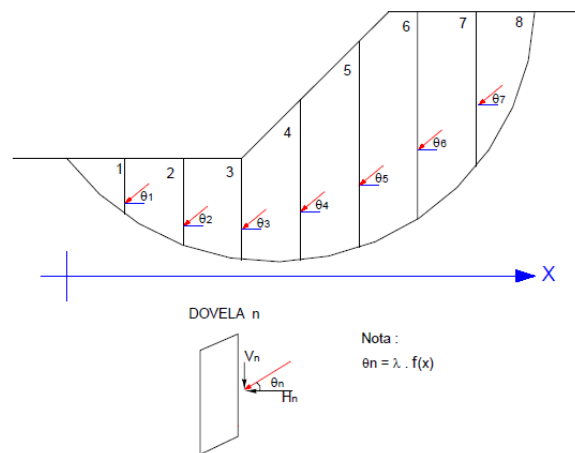


FIGURA 13. METODOLOGÍA DEL MÉTODO DE MORGENSTER-PRICE

3) CARACTERÍSTICAS DEL SITIO

En el sitio en estudio se encuentra ubicado en la 2ª Cerrada de Cedros Lote 8 Colonia Cumbres de Santa Fe, Ciudad de México, en la figura 14 se muestra la localización del sitio y en la figura 15 se indica el proyecto arquitectónico que contempla 3 niveles de piso y 3 sótanos los 3 sótanos tendrán una altura total de 12.0m.



FIGURA 14. LOCALIZACIÓN DEL SITIO EN ESTUDIO.

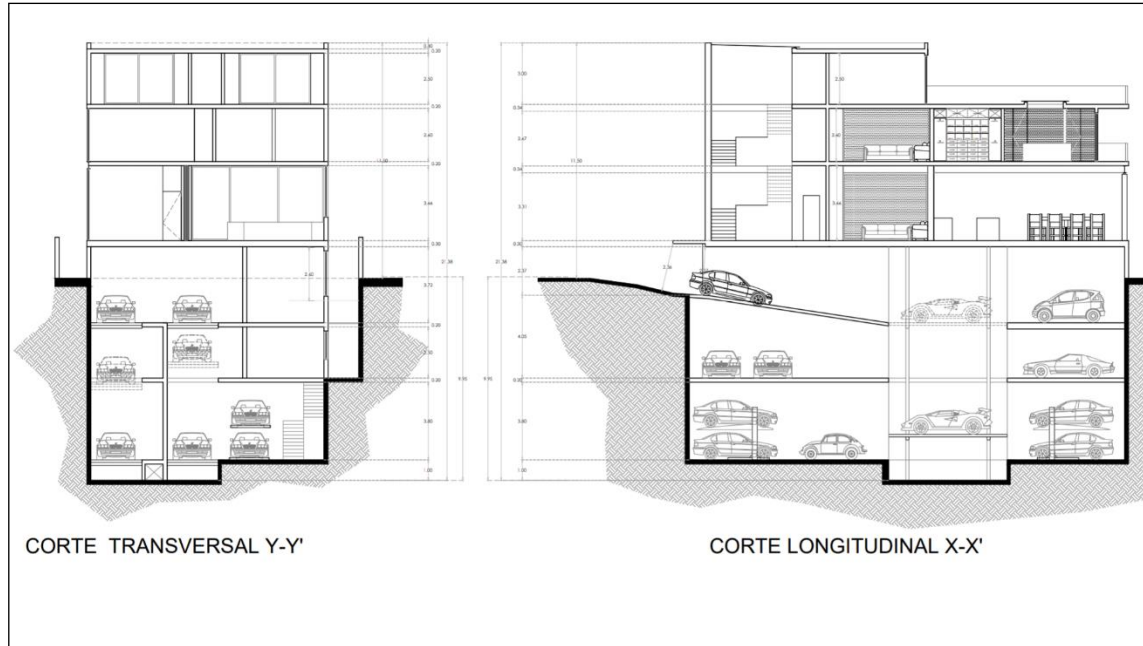


FIGURA 15. CORTES DEL PROYECTO ARQUITECTONICO

3.1).- Topografía

La delegación de Cuajimalpa de Morelos se localiza en el poniente de la Ciudad de México. Colinda al norte con el estado de México y la delegación Miguel Hidalgo, al este con las delegaciones Miguel Hidalgo y Álvaro Obregón, al sur con la delegación Álvaro Obregón y el estado de México y al oeste con el estado de México.

El predio en estudio se ubica al noreste de Cuajimalpa, en la calle Segunda Privada de Encinos, está inscrito en un polígono rectangular, el área aproximada del predio es de 590m², el centroide del predio está localizado en las coordenadas geográficas latitud norte 19° 20' 58.10" y longitud Oeste 99° 15' 46.30", la altura es de 2,588m sobre el nivel del mar.

Linda al norte con una casa habitación de 3 niveles cimentada superficialmente, al sur con una casa habitación de 3 niveles cimentada con pilotes, al este con un terreno baldío que se encuentra contenido con anclas y al oeste con la calle Segunda Privada de Encinos. Actualmente la mayor parte del predio es sensiblemente plana con desnivel al oriente.



Los datos mencionados son estimados a partir de Google Earth debido a que no se presenta un plano topográfico.

3.2).- Geología

A la República Mexicana a la altura del paralelo 20, la cruza el Eje Volcánico Transmexicano formado por rocas volcánicas con edad correspondiente al Cenozoico Superior. Quedan comprendidos estratos de los volcanes como el Popocatepetl y el Iztaccihuatl y conos cineríticos monogenéticos como el Parícutin. El eje se crea por subducción de la placa de Cocos cuya fusión parcial crea magmas que alcanzan la superficie fluyendo por fallas y fracturas creadas por el movimiento relativo entre la Placa de Cocos y del Caribe y la Placa Norteamericana.

El volcanismo formó las sierras periféricas del Valle de México en especial la Sierra de las Cruces, donde se enclava el predio de interés, tiene un basamento de 300m a 400m de abanicos volcánicos denominados formación Tarango, su génesis está influenciada por factores como clima, glaciaciones, erosión, lahares y depósito de tobas y nubes ardientes.

Además de los abanicos volcánicos ubicados al pie de la Sierra de las Cruces se tiene un cuello volcánico conocido como Domo Totolapa.

Las tobas son la formación geológica prevaleciente, presentan diversa composición: arcillosa, arenosa, conglomerática con gravas y boleos, inclusive brechoide (fragmentos angulosos). En el predio se clasifican como arcillo arenosas o conglomeráticas compuestas por suelos granulares, sin horizontes pumíticos.

Las formaciones de mayor antigüedad datan del Cretácico y consistieron en depósitos de rocas calcáreas sedimentarias de origen marino descansando en rocas metamórficas formadas en el Paleozoico. Los sedimentos litificados se plegaron y sufrieron afallamientos por los movimientos orogénicos Hidalgoana o Laramide, causantes de un levantamiento regional en donde los grandes esfuerzos ocurridos crean fosas tectónicas basamento de los sedimentos continentales más antiguos que crearon las formaciones El Morro, Texcoco y Balsas.



La intensa actividad volcánica del Oligoceno Superior provoca enormes derrames lávicos y gran cantidad de eyecciones creándose la formación Xochitepec, a esta formación pertenecen las sierras de Guadalupe y la de Xochitepec.

En el Plioceno, nuevamente hay vulcanismo, formándose la sierra de Pachuca, de la serie Zumate y Chiquihuite, en este periodo se crean las sierras Nevada, de Las Cruces, Monte Alto y los cerros Sta. Isabel y Peñón que corresponden a las series de andesitas y dasitas.

Al formarse el cerro Chiconautla y la antigua sierra de Guadalupe la cuenca drena al sur aportando aguas a los ríos Amacuzac y Cuautla, afluentes del Balsas.

En el poniente de la ciudad, en las faldas de la sierra de Las Cruces; dónde se ubica el predio, existen depósitos piroclásticos que constituyen los abanicos volcánicos. Ellos dieron lugar a la formación de un extenso lomerío cuya edad data del Mioceno-Plioceno. Estos depósitos recibieron el nombre de formación Tarango y en 1962 las formaciones Becerra y Tacubaya, se consideraron como los horizontes superficiales de la Tarango caracterizada por tobas de gran espesor eventualmente cubiertas por materiales piroclásticos de naturaleza pumítica denominadas "Cuquita" de gran potencia, las últimas eyecciones ocurridas denominadas "flujos Xolope" no se presentan en él lugar.

En esta formación Tarango se localizan bancos de arena y grava que han sido explotados en forma caótica, en ocasiones a cielo abierto como en Santa Fe; en otras peores, formando socavones o cavernas de dimensiones y alcances muy variables.

La figura 16 es la carta geológica regional según el INEGI y la figura 17 la nomenclatura.



3.3).- Exploración

En esta fase se hizo un recorrido de inspección por la vecindad con objeto de detectar cualquier comportamiento anómalo del subsuelo reflejado en construcciones y obras municipales.

En Santa Fe, hay oquedades, antecedentes de fallas en taludes y obras hidráulicas subterráneas.

Para determinar la caracterización estratigráfica se perforó un sondeo a 18.60m de profundidad. El sondeo fue de penetración estándar S.P.T. con el muestreo inalterado mediante el hincado de tubos de pared delgada tipo Shelby, sin embargo, por la dureza del material no fue posible obtener muestras inalteradas. También se realizó la excavación de tres PCA's de los cuales se tomaron muestras inalteradas.

Con el uso de la penetración estándar SPT siguiendo la norma ASTM-D-1586-87 se obtienen muestras alteradas representativas de los diferentes estratos, que quedan alojadas en un tubo muestreador partido en 2 medias cañas llamado penetrómetro estándar, de 50.8 mm de diámetro exterior y 38.1 mm de diámetro interior. Este penetrómetro estándar debidamente conectado en el extremo inferior de la tubería de perforación, es hincado mediante percusión. La energía de golpeo la proporciona una masa de 63.5 kg de peso dejada caer libremente 75 cm. Se lleva un record del no. de golpes necesarios para avanzar cada vez 60 cm, el golpeo necesario para hincar la sección media de 30cm se conoce como índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE), es importante por estar correlacionado directamente en forma confiable con la compacidad de los suelos granulares y en menor grado de confiabilidad con la consistencia de los suelos finos.

Los tubos de pared delgada tipo Shelby empleados fueron dentados de 10cm de ϕ ; se hincaron bajas revoluciones a presión. Las muestras obtenidas se consideran inalteradas cuando, como en este caso, se sigue la norma ASTM-1487-84. Las profundidades de muestreo inalterado están indicadas en la tabla de resultados de laboratorio.



En el campo se hace una clasificación preliminar que se anota en el registro respectivo, donde también son consignados el no. de golpes y las recuperaciones respectivas. Esta información es básica para la construcción de las columnas estratigráficas correspondientes.

El nivel de aguas freáticas no fue detectado en la profundidad explorada.

3.4).- Trabajos de laboratorio.

En la exploración se obtiene información muy valiosa y confiable, la cual es necesario corroborarla y complementarla con pruebas de laboratorio. Todas las muestras fueron debidamente protegidas e identificadas y enviadas a nuestro laboratorio para determinar sus propiedades de interés geotécnico.

En el laboratorio de acuerdo al sistema unificado (SUCS) todas las muestras fueron clasificadas macroscópicamente y al tacto, empleando las pruebas de movilidad del agua, resistencia en estado natural y seco y tenacidad. Estas propiedades se complementaron tomando en cuenta la textura, el color y olor.

Una vez clasificadas, se procedió a efectuar con ellas los ensayos relacionados enseguida. Se hace una descripción somera de cada ensaye indicada como anexo I, dirigida a los lectores poco compenetrados con el tema.

3.4.1).- Ensayes para determinar las propiedades índice

Se conocen como propiedades índice de los suelos las siguientes:

- Contenido de humedad.
- Determinación de la distribución por tamaños de las partículas del suelo.
- Límites de Atterberg e índice de plasticidad.
- Peso volumétrico.
- Densidad de sólidos.

3.4.2).- *Ensayes para determinar las propiedades mecánicas*

Las propiedades mecánicas que son en las que se basan los métodos analíticos de cálculo se obtienen a partir de las siguientes pruebas.

- Prueba de corte directo.
- Pruebas de compresión axial no confinada
- Pruebas de compresión triaxial.
- Consolidación unidimensional.

3.5).- *Modelo geotécnico*

A partir de los depósitos identificados, así como el comportamiento de los suelos en la prueba de penetración estándar, se generó un modelo geotécnico que tiene como objeto simplificar el proceso de cálculo al agrupar los materiales con composición y comportamiento semejante entre sí.

ESTRATO	DESCRIPCION	INICIO (m)	FINAL (m)	ESPESOR (m)	γ (ton/m ³)	C (ton/m ²)	Φ	qu (ton/m ²)	E (ton/m ²)	μ
I	Arcillas limo arenosas	0.00	7.80	7.80	1.63	4.0	---	8.0	1020.0	0.34
II	Arcillas limosas	7.80	15.00	7.20	1.65	5	25	11.0	1150.0	0.34
III	Tobas limo arenosas	15.00	18.60	3.60	1.7	25	38	50.0	2200.0	0.29



3.5.1).- Estratigrafía

Con base en la información obtenida en el recorrido de inspección, los sondeos perforados, los resultados de laboratorio y los cálculos geotécnicos, se presenta enseguida una descripción resumida y objetiva de la secuencia estratigráfica del subsuelo en el sitio bajo estudio.

La topografía de la zona incluyendo el terreno de interés se presenta muy accidentada con barrancas profundas. Hubo necesidad de hacer rellenos antropogénicos de importancia para desplantar las construcciones. En la colindancia norte del predio bajo estudio se tiene una construcción piloteada y al sur una construcción cimentada superficialmente.

La estratigrafía está compuesta de rellenos antropológicos y tobas limo arenosas.

Los rellenos se detectaron hasta 2.40m de profundidad no muy bien definida, los forman arcillas limo arenosas de alta y baja plasticidad, prevalece el color café oscuro, la consistencia es blanda a poco firme, correspondiente a un índice de resistencia a la penetración estándar de 6 golpes a 14 golpes. El contenido de humedad varía de 28% a 34%. El peso volumétrico medio es de 1.63ton/m³. La resistencia a la compresión simple inducida es del orden de 0.80kg/cm².

Enseguida de 2.40m a 7.80m de profundidad se tienen rellenos con materiales provenientes del sitio, clasificados como arcillas limo arenosas con gravas color café oscuro de baja y alta plasticidad, de consistencia firme a muy firme de acuerdo a un IRPE de 8 golpes a 30 golpes. El contenido de humedad registró valores de 23% a 44%. En prueba de compresión simple la resistencia última resultó de 0.98kg/cm². El peso volumétrico medio es de 1.65ton/m³.

Subyaciendo, hasta 15.00m de profundidad se registraron arcillas limosas con contenidos de arena alcanzando valores hasta de 41%, con gravas aisladas, son de consistencia muy firme, el contenido de humedad se conserva en valores oscilando de 35% a 60% y el IRPE entre 16 golpes a 20 golpes. Las pruebas de resistencia al esfuerzo cortante dieron valores de 1.10kg/cm² para la resistencia última en prueba de compresión sin confinar. En prueba triaxial los valores menores registrados son

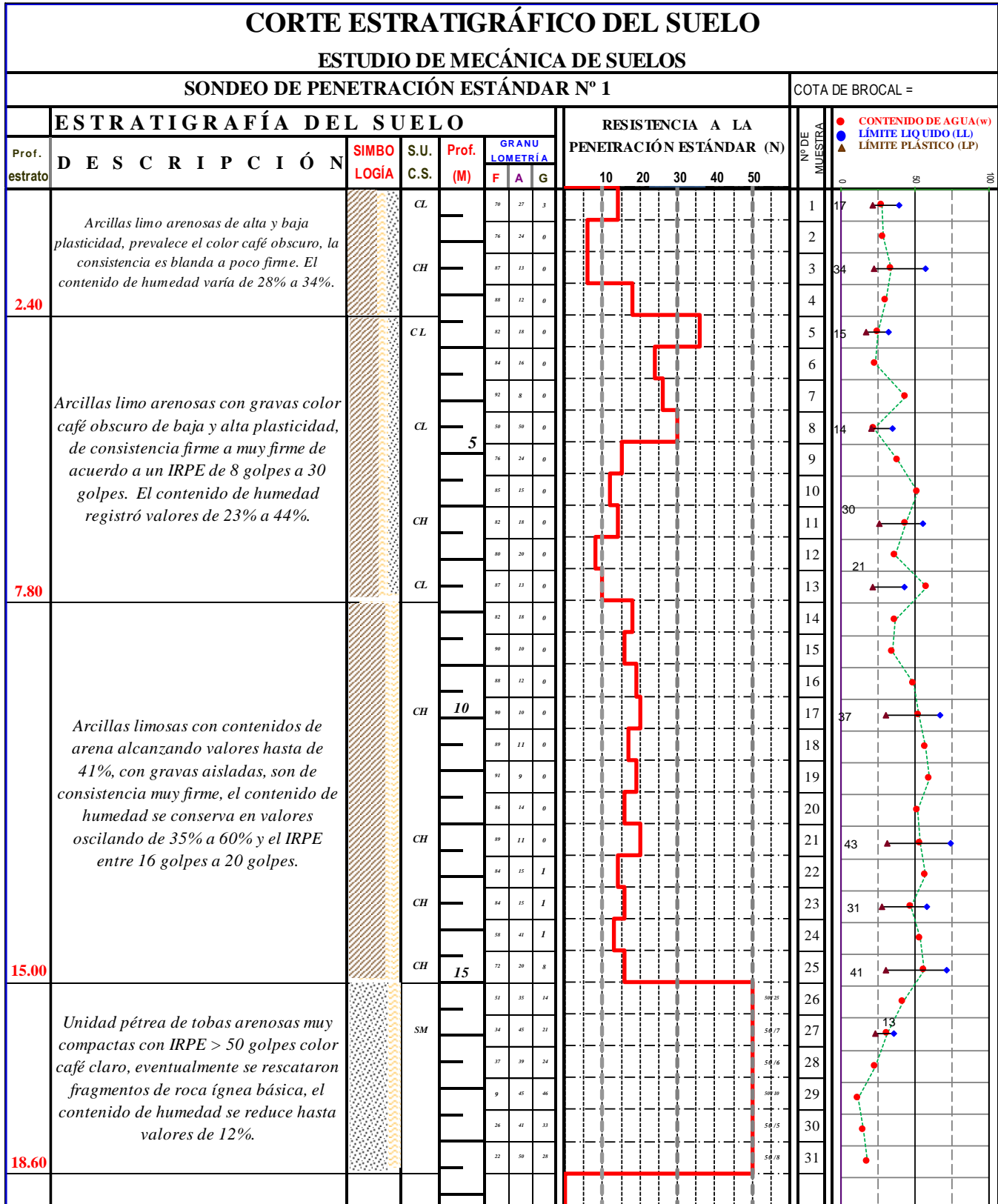


de 0.50kg/cm^2 para la cohesión y 25° para el ángulo de fricción interna. El peso volumétrico medio es de 1.65ton/m^3 .

Enseguida con espesor indefinido detectado hasta la máxima profundidad explorada de 18.60m una unidad pétreo de tobas arenosas muy compactas con IRPE > 50 golpes color café claro, eventualmente se rescataron fragmentos de roca ígnea básica, el contenido de humedad se reduce hasta valores de 12% , el peso volumétrico alcanza 1.70ton/m^3 la resistencia a la compresión simple, y el ángulo de fricción interna inducido son de 5kg/cm^2 y 38° respectivamente.

Los valores medios de comportamiento elástico de los suelos descritos determinados por correlación con el IRPE y propiedades índice son: para el módulo de elasticidad 250kg/cm^2 , relación de Poisson 0.29 y módulo de reacción 5kg/cm^3 (prueba de placa) afectado por factor de escala se estima en 2.00kg/cm^3 .









El nivel freático no se detectó en la fecha de la exploración.





		NOMENCLATURA	CONTENIDO DE ARENA	CONSISTENCIA EN ARCILLAS	PLASTICIDAD
F	% DE FINOS	LBT LAVADO CON BROCA TRICÓNICA	0 - 9 ARCILLA O LIMO FRANCO	0 - 2 MUY BLANDA	20-35 BAJA
A	% DE ARENA	P.H. PESO DE LA HERRAMIENTA	10 - 24 POCO ARENOSO	2 - 4 BLANDA	36-70 MEDIA
G	% DE GRAVA	P.M. PESO DEL MARTILLO	25-49 ARENOSO	4 - 8 POCO FIRME O MEDIA	71-100 ALTA
T.S.	TUBO SHELBY	B. NQ BARRIL NQ	>50 ARENA	8 - 15 FIRME	> 100 PLÁSTICA
				15 - 30 MUY FIRME	
				MUY DURA O CEMENTADA	

S I M B O L O G Í A

	CAPA VEGETAL		RELLENO
	ARCILLA		ARENA
	LIMO		GRAVA
	ROCA		ROCA BASÁLTICA.

3.6).- Sismicidad

De acuerdo con el R.C.D.F. y sus normas técnicas complementarias por sismo. Octubre del 2004. Por servicio el edificio se clasifica dentro del grupo "B" por tratarse de un edificio industrial.

Según la estratigrafía descrita, los suelos corresponden geotécnicamente a un terreno en zona tipo I. En la figura 26 se incluye la zonificación sísmica para el D.F. correspondiendo al sitio la zona I.

Para el análisis estructural son interesantes los espectros de diseño que para las condiciones particulares adquieren los valores siguientes:

$$a_0 = \text{Coeficiente de aceleración del terreno} = 0.08$$

$$C = \text{Coeficiente sísmico} = 0.16$$

$$T_a = \text{Periodo característico inicial} = 0.20 \text{ seg.}$$

$$T_b = \text{Periodo característico final} = 1.35 \text{ seg.}$$

$$r = \text{Exponente para definir la parte curva del espectro de diseño} = 1.0$$

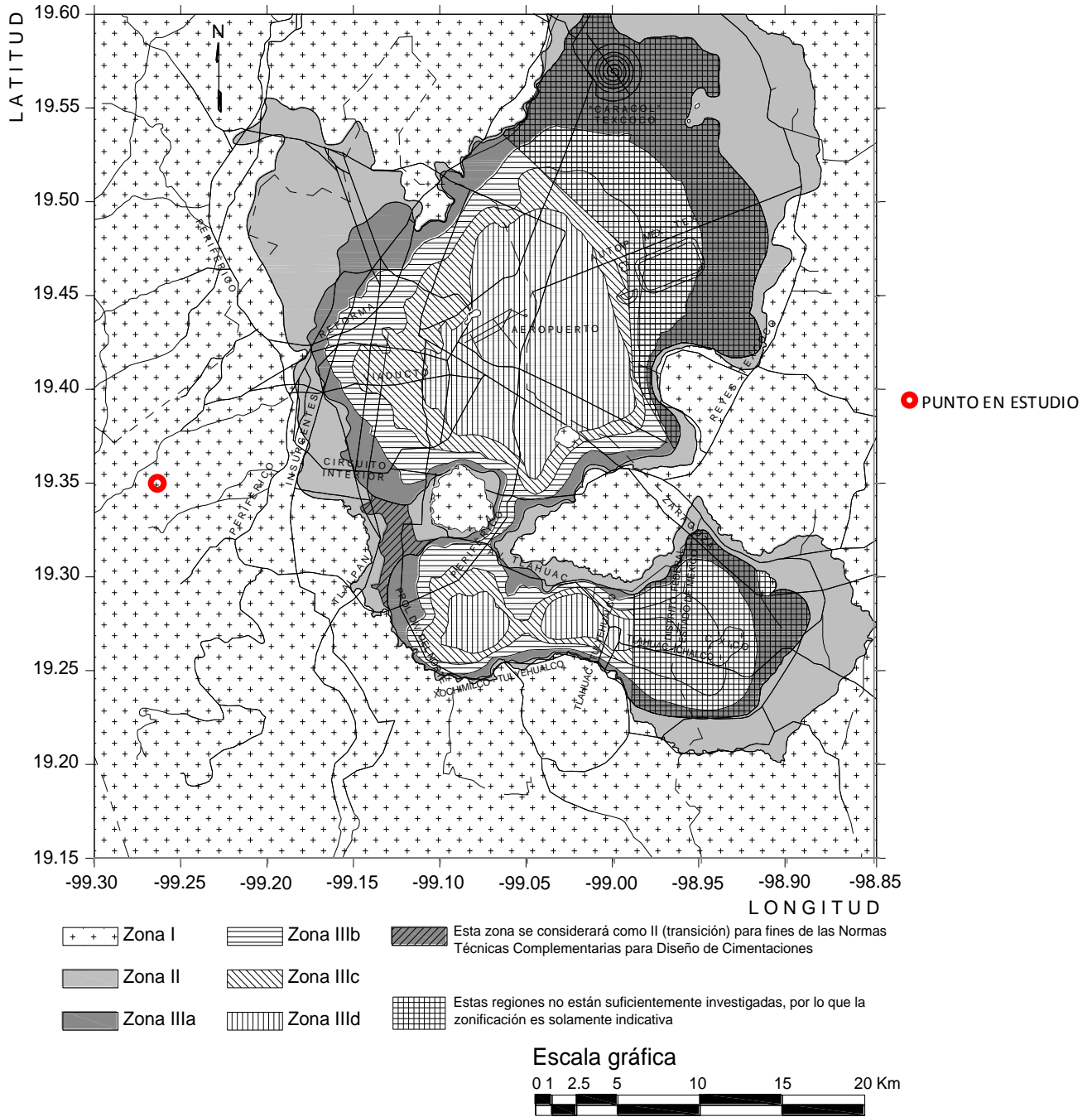


FIGURA 26. ZONIFICACION SISIMICA DE LA CIUDAD DE MÉXICO



4) PROPUESTA DEL SISTEMA DE CIMENTACIÓN

De acuerdo a la estructura que se tiene es recomendable el empleo de un cajón como sistema de cimentación, el desplante por proyecto será a 12.00m de profundidad.

El NAF no se detectó en la profundidad explorada en la fecha que se realizó la exploración del subsuelo. Para su diseño geotécnico se requiere revisar:

- A).- Capacidad de carga por estado límite a la falla en condiciones estáticas, dinámicas y por falla local.
- B).- Movimientos probables en el corto y diferido plazos para verificación del estado límite de servicio.
- C).- Falla de fondo.
- D).- Falla por subpresión



5) REVISIÓN DE LA CIMENTACIÓN

El diseño geotécnico implica el análisis del cajón en cuanto al cumplimiento del estado límite a la falla bajo solicitaciones estáticas, dinámicas y por falla local bajo una esquina, falla por fondo y falla por subpresión. En los incisos siguientes se hace la revisión, los resultados consignados se calcularon mediante una hoja de cómputo.

5.1).- Estado límite a la falla en condición estática

El estado límite a la falla en condición estática comprende revisar el cumplimiento bajo cargas muertas y vivas de intensidad máxima afectadas con un factor $F_c=1.40$.

El Reglamento de Construcciones del Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias 2004 estipulan el cumplimiento de la desigualdad.

$$\sum \frac{Q_t F_c}{A} < Q_f F_R$$

Q_t = cargas totalizadas.

F_c = Factor de carga = 1.4

A = Área de contacto

Q_f = capacidad de carga a la falla.

$F_R=0.35$

Los cálculos contenidos en la hoja de cálculo incluida más adelante arrojan los siguientes valores:

$$13.31\text{ton/m}^2 < 32.19\text{ton/m}^2$$



5.2).- Estado limite a la falla en condición dinámica

Para este análisis se requiere el cálculo del momento de volteo y de la reducción geométrica implicada por normatividad en el cálculo del área efectiva.

El momento de volteo para los fines de este análisis geotécnico se puede calcular en forma aproximada mediante la siguiente expresión:

$$M_v = 0.55H_T W_T C_s \frac{1}{Q_s} = \mathbf{2,930.17\text{ton-m}}$$

La reducción para el ancho o largo se hace para obtener las dimensiones efectivas de acuerdo con las N.T.C. del R.C.D.F., se valúa con la expresión:

$$B' = B - 2e$$

$$e = \frac{M_v}{W_T} = 1.05\text{m}$$

$$B' = \text{Ancho efectivo} = 11.46\text{m}$$

$$B = \text{Ancho físico} = 13.55\text{m}$$

Las normas de emergencia del D.D.F. surgidas a partir del sismo de 1985 establecen el cumplimiento de la siguiente expresión. Si $F_c=1.1$ y $F_R=0.35$

$$\frac{W_T F_c}{A_e} - P_v \leq q_p \Delta e \left(2 - \frac{0.613 C_s B' \gamma}{C_u Q_s} \right)$$

$$\mathbf{11.23 \text{ ton} < 82.30 \text{ ton}}$$

Las abreviaturas utilizadas en las expresiones anteriores y las contenidas en este capítulo significan:



q_{ca} = Carga por peso del cajón.

q_{se} = Carga de servicio

q_{sc} = Carga por sismo factorizada.

q_f = Carga a la falla factorizada

q_{fs} = Carga a la falla sin factorizar

q_{ff} = Carga a la falla factorizada

W_{Tf} = Peso total de la estructura a la falla.

W_{Tsi} = Peso total de la estructura en condición dinámica.

W_{Tse} = Peso total de la estructura por servicio.

A_e = Área efectiva reducida por excentricidad.

B' = Ancho efectivo reducido por excentricidad.

Q_s = Factor de ductilidad (NTC)

C_s = Coeficiente sísmico (NTC)

D_f = Profundidad de desplante.

γ = Peso volumétrico medio del terreno

γ_w = Peso volumétrico del agua.



P_v = Reducción en las presiones totales a nivel de desplante.

h_w = Profundidad del nivel freático.

q_p = Capacidad de carga permisible.

q_a = Presión admisible al límite en una orilla del cajón.

C_u = Cohesión media del estrato arcilloso.

F_C = Factor de carga adimensional por sismo= 1.1

F_R = Factor de resistencia adimensional= 0.7

M_v = Momento de volteo

C_d = Cohesión obtenida en prueba triaxial rápida.

ϕ_d = Angulo de fricción interna obtenido en prueba triaxial rápida.

H_{Ts} = Altura total de la estructura medida desde el desplante.

e = Excentricidad

I_x = Momento principal de inercia con respecto al eje x

I_y = Momento principal de inercia con respecto al eje y

x = Distancia máxima de la orilla de la cimentación medida normalmente con respecto al eje y



y = Distancia máxima de la orilla de la cimentación medida normalmente con respecto al eje x

f_{\max} = Presión o tensión máximas provocadas por sismo

P_s = Sobrecarga en las colindancias

5.3).- Estado limite por falla local

La carga neta factorizada en el desplante más la fatiga máxima factorizada por sismo, no deben rebasar el esfuerzo límite en la orilla bajo el cajón el cual se determina con la siguiente expresión:

$$q_a = 2C_d \sqrt{N_\phi} F_R + P_v K_o N_\phi$$

En esta expresión

q_a = Presión admisible al límite = 30.31ton/m²

$$N_\phi = Tg^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

F_R = Factor de resistencia = 0.35

La presión o tensión máximas inducidas al subsuelo por el momento de volteo sísmico en el contacto de la losa de fondo con el terreno, se calcula mediante la fórmula de la escuadría.

$$f_{\max} = \frac{M_v Y}{I_y} + \frac{0.3M_v X}{I_x} = \pm 5.23 \text{ ton} / \text{m}^2$$

Conocido el valor de q_a se deberá verificar que:



La carga neta a la falla factorizada en el desplante, más la fatiga máxima factorizada por sismo debe ser menor al esfuerzo limite en la orilla.

$$-9.19\text{ton/m}^2 < 42.81 \text{ ton/m}^2$$

La carga neta de servicio debe ser mayor a la fatiga de tensión

$$5.23 < 8.28$$

5.4).- Falla de fondo y subpresión

Falla de fondo.

Para prever este tipo de falla basándose en el mecanismo propuesto por Terzaghi- Prandtl se verifica la seguridad aplicando la siguiente expresión:

$$P_v + P_s < q_p$$

De acuerdo con el valor de los parámetros reportados en la hoja de cálculo se obtiene:

$$21.30\text{ton/m}^2 < 32.19\text{ton/m}^2$$

Falla por subpresión.

El nivel freático está por debajo del desplante, por tanto, no se requiere este análisis.

Enseguida se incluye la hoja de cálculo utilizada.

ANÁLISIS GEOTÉCNICO DEL CAJÓN DE CIMENTACIÓN

Propiedades Geométricas	
Figura 1	Rectangular
Ancho=	13.55 m
Largo=	21.75 m
Área =	294.71 m ²
Centroide X =	6.78 m
Centroide Y =	10.88 m
Inercia y =	4,509.16 m ⁴
Inercia x =	11,618.12 m ⁴

Áreas e Inercias	
Área Total:	295 m ²
Ix =	11618 m ⁴
Iy =	4509 m ⁴

PARAMETROS SISMICOS	
Zona =	I
Cs =	0.16
Qs =	2.00
Ht =	23.79 m

PARAMETROS GEOTECNICOS

E=	25.00 T/m ²
y =	1.65 T/m ³
Df=	12.00 m
q adm. =	32.19 T/m ²
hw=	25.00 m
Φd =	25.00 °
Cd =	2.60 T/m ²
Cu=	5.00 T/m ²
Ko=	0.58
σ _{ad} =	19.80 T/m ²
Pv=Descarga	19.80 T/m ²
Ht=	23.79 m
Presió neta=	-6.49 T/m ²
Sobrecarga (perimetral)	1.50 T/m ²

Tipo de suelo	SKEMPTON
---------------	----------

Peso Total	
Área Total	294.71 m ²
Peso total serv (Wtse)	2,440.17 t
Peso total sismo (Wtsi)	2,799.27 t
Peso total falla (Wtf)	3,921.67 t

COEFICIENTES DE FACTORIZACION	
SISMO	1.10
SERVICIO	1.00
FALLA	1.40
FACTOR DE RESISTENCIA	0.35

CARGAS TIPO		
Análisis De Carga Para Azotea (Plana)		
CONCEPTO	----	PESO (KG/M2)
Losa Maciza (cm)	10.00	240
Relleno	----	65.00
Entortado	----	85.00
Impermeabilizante	----	10.00
Acabados Plafon	----	30.00
Sobrecarga (NTC)	----	40.00
Wm=		470

Análisis De Carga Para Entrepiso		
CONCEPTO	----	PESO (KG/M2)
Losa maciza	10.00	240
Loseta	----	20.00
Sobrecarga por trabes	----	60.00
Sobrecarga por muro	----	445.00
Acabado Plafon	----	30.00
Instalaciones	----	10.00
Sobrecarga (NTC)	----	40.00
Wm=		845

Análisis De Carga Para Estacionamiento		
CONCEPTO	----	PESO (KG/M2)
Losa maciza	10.00	240
Loseta	----	20.00
Sobrecarga trabes/columnas	----	190.00
Sobrecarga por muro	----	240.00
Acabado Plafon	----	30.00
Instalaciones	----	10.00
Sobrecarga (NTC)	----	40.00
Wm=		770

sismo	
(+/-) F máx. X=	5.23 t/m ²
(+/-) F máx. Y=	4.06 t/m ²

Cargas Tipo Azotea <5%	
Niveles=	1
Cviva serv=	15.00 kg/m ²
Cviva sis=	70.00 kg/m ²
C falla=	100.00 kg/m ²
C muerta=	470.00 kg/m ²

Cargas Tipo Entrepiso	
Niveles =	3
C viva serv=	70.00 kg/m ²
C viva simo =	90.00 kg/m ²
C falla =	170.00 kg/m ²
C muerta	845.00 kg/m ²

Cargas Tipo Estacionamiento	
Niveles =	3
C viva serv=	40.00 kg/m ²
C viv simo=	100.00 kg/m ²
C falla=	250.00 kg/m ²
C muerta=	770.00 kg/m ²

Cargas Tipo Estacionamiento (Losa Fondo)	
Niveles =	1
C viva serv=	40.00 kg/m ²
C viv simo=	100.00 kg/m ²
C falla=	250.00 kg/m ²
C muerta=	2,579.84 kg/m ²

CARGAS TOTALES FACTORIZADAS	
carga total serv (qse)	8,279.84 kg/m ²
carga total sismo (qsi)	9,498.32 kg/m ²
carga total falla (qf)	13,306.78 kg/m ²

Estado límite de falla.

Condiciones estáticas.

$$Q_f \leq q_{adm}$$

ΣQFc : Suma de acciones a la falla factorizada por 1.4
 Ac : Área del cajón
 R : Capacidad de carga del cajón "q adm"

ΣQF =	13.31 T/m ²
q adm =	32.19 T/m ²

$$13.31 < 32.19$$

Estado límite de falla estático aceptable

Estado límite de falla en condiciones dinámicas.

Condiciones dinámicas.

$$M_v = 0.55 H_t W_{tsi} (C_s / Q_s)$$

Momento de Volteo sismo =	2,930.17 T-m
---------------------------	--------------



Excentricidad de Cargas

$$e = \frac{M_V}{W t_{si}}$$

e =	1.047 m
B' =	11.46 m
Area Efectiva =	249.18 m ²

1% de longitud =	0.1355 m
------------------	----------

B' = Ancho efectivo
 B = Ancho Físico

Esfuerzos en el desplante por sismo	(+/-) F máx. X =	5.23	t/m ²
	(+/-) F máx. Y =	4.06	t/m ²

Primera condicion: Las Normas De Emergencia Del D.F, Establecen El Cumplimiento de La Siguiente Expresión; Si Fc= 1.1 y Fr=0.7

$$W t_{si} / A_e \leq p_v + q_{adm} \left(2 - \frac{0.613 C_s B' \gamma'}{C_u Q_s} \right)$$

W tsi = 11.23 p_v + q_{adm} (2 - $\frac{0.613 C_s B' \gamma'}{C_u Q_s}$) = 82.30

Cumple primera condicion

2da A: condicion= La carga neta a la falla en el desplante factorizada, mas la fatiga maxima por sismo, debe ser menor o igual que al esfuerzo limite por falla local.

qf neta des. Fact.= -14.41

ESTADO LIMITE POR FALLA LOCAL

Se determino el esfuerzo límite en la orilla para determinar una potencial falla local bajo el cajón, mediante la aplicación de la expresión

$$q_a = 2 C_a \sqrt{N_\theta} F_R + P_v K_\theta N_\theta$$

$$N_\theta = \tan^2 \left(45 + \frac{\theta}{2} \right)$$

C₀ = 1.95

$\sqrt{N_\theta}$ = 1.57 Fr = 0.35

N_θ = 2.46

q_a = 30.31 T/m²

qf neta des. fact + fmax = -9.19 T/m²

Cumple condicion 2 A

2da B: condicion= La carga neta a la falla en el desplante factorizada, mas la fatiga maxima por sismo, debe ser menor o igual que la capacidad permisible por un factor de sismo.

qf neta des. fact + fmax = -9.19 < qp x 1.33 = 42.81

Cumple condicion 2 B



2da C: condicion= La carga de servicio, debe ser igual o mayor a la fatiga max. a tension.

$$qse = 8.28 > fmax = 5.23$$

Cumple condicion 2 C

Falla Por Sub-Presión

$$\frac{W_{Tse}}{(D_f - h_w)\gamma_w} \geq 1.2$$

hw : Profundidad del nivel freático medida desde la superficie.
 γw : Peso especifico del agua. 1 T/m³

$\frac{W_{Tse}}{(D_f - h_w)\gamma_w} =$	No existen problemas por flotación	≥ 1.2
---	------------------------------------	------------

No existen problemas por flotación

Falla De Fondo

Para preveer este tipo de falla basándose en el mecanismo propuesto por Terzaghi-Prandtl se verifica la seguridad aplicando la siguiente expresión.

$$P_v + P_s < q_{adm.}$$

Ps= Sobrecarga en la colindancia

$$P_s = 1.5 \text{ Ton/m}^2$$

$$21.3 < 32.19$$

No existen problemas por falla de fondo

Carga De Servicio Neta y tension por sismo

$$(q_{fs} - \Delta q_{fs_e}) \geq fmin$$

qfs= carga neta a la falla sin factorizar

$$F_{min} = 5.23 \text{ T/m}^2$$

$$q_{fs} = 9.50 \text{ T/m}^2$$

$$M_e = 0.00 \text{ T-m}$$

$$\Delta q_{fs_e} = 0.00 \text{ T/m}^2$$

$$5.23 < 9.50$$



No existen problemas por Sobre-Carga

Abreviaturas

q_{ca}	=	Carga por peso del cajón.
q_{se}	=	Carga de servicio
q_{si}	=	Carga por sismo factorizada.
q_f	=	Carga a la falla factorizada
q_{fs}	=	Carga a la falla sin factorizar
q_{ff}	=	Carga a la falla factorizada
W_{Tf}	=	Peso total de la estructura a la falla.
W_{Tsi}	=	Peso total de la estructura en condición dinámica
W_{Tse}	=	Peso total de la estructura por servicio.
A_e	=	Área efectiva reducida por excentricidad.
B'	=	Ancho efectivo reducido por excentricidad.
Q_s	=	Factor de ductilidad (NTC)
C_s	=	Coefficiente sísmico (NTC)
D_f	=	Profundidad de desplante.
γ	=	Peso volumétrico medio del terreno entre el nivel de banquetas y el de desplante.
γ_w	=	Peso volumétrico del agua.
P_v	=	Reducción en las presiones totales a nivel de desplante.
h_w	=	Profundidad del nivel freático.
q_p	=	Capacidad de carga permisible.
q_a	=	Presión admisible al límite en una orilla del cajón.
C_u	=	Cohesión media del estrato arcilloso
F_C	=	Factor de carga adimensional por sismo= 1.1
F_R	=	Factor de resistencia adimensional= 0.7
M_v	=	Momento de volteo
C_d	=	Cohesión obtenida en prueba triaxial rápida.
ϕ_d	=	Angulo de fricción interna obtenido en prueba triaxial rápida
H_{Ts}	=	Altura total de la estructura medida desde el desplante.
e	=	Excentricidad
I_x	=	Momento principal de inercia con respecto al eje x
I_y	=	Momento principal de inercia con respecto al eje y
x	=	Distancia máxima de la orilla de la cimentación medida normalmente con respecto al eje y
y	=	Distancia máxima de la orilla de la cimentación medida normalmente con respecto al eje x
f_{max}	=	Presión o tensión máximas provocadas por sismo
P_s	=	Sobrecarga en las colindancias

5.5).- Estado límite de servicio

Los movimientos del terreno serán expansiones elásticas que ocurrirán durante las excavaciones y hundimientos por recuperación de las expansiones al recargar el terreno con la estructura los cuales se efectúan en el periodo la construcción. No se prevén asentamientos diferidos por consolidación. El peso excavado es de 19.80ton/m² mayor a la carga de servicio de 8.28ton/m², resultando la estructura sobrecompensada. Para el análisis de asentamientos, se toma una sobrecarga de 0.5ton/m², la cual es mayor a la calculada.



Los asentamientos regionales no afectan en el sitio en estudio.

Las expansiones elásticas se calculan siguiendo el método propuesto por Steinbrenner (1934). El módulo elástico se toma como el valor medio del obtenido en las pruebas de resistencia, correlaciones con el índice de resistencia a la penetración estándar y valores obtenidos en estudios efectuados en la zona.

Considerando la cimentación flexible, se aplicó la siguiente expresión que define la expansión al centro del área cargada:

$$\Delta H_e = \Delta_{pe} B \frac{1-\mu^2}{E_e} F_f$$

$$\Delta H_e = \text{Expansión}$$

$$\Delta_{pe} = \text{Presión de alivio por la excavación } 19.80\text{ton/m}^2$$

$$B = \text{Ancho del área excavada} = 13.55\text{m}$$

$$\mu = \text{Relación de Poisson} = 0.29$$

$$E_e = \text{Módulo elástico a la descarga} = 250 \text{ kg/cm}^2$$

F_f = Factor de forma de Egorov función de la geometría del área descargada uniformemente y la profundidad de desplante.

Con los parámetros de referencia, la expansión media en el área excavada, sería del orden de 6cm los cuales se verán restringidos por el procedimiento constructivo recomendado:

Los asentamientos elásticos ocurren durante la construcción de la cimentación y se pueden calcular con la siguiente ecuación:



$$\Delta H = \Delta_p B \frac{1-\nu^2}{E} I_w$$

ΔH = Asentamiento elástico.

Δ_p = Sobrecarga en el contacto cimentación-suelo. = 0.5ton/m²

ν = Módulo de Poisson. = 0.29

E = Módulo de Young. = 250kg/cm²

I_w = Factor de influencia. Función de la geometría del área cargada.

Se puede calcular con la siguiente expresión:

$$I_w = \frac{1}{\pi} \left[L_N \left(\frac{a+m}{a-m} \right) + mL_N \left(\frac{a+1}{a-1} \right) \right]$$

Dónde:

$$m = \frac{L}{B} \quad a = \sqrt{1+m^2}$$

L = Largo de la cimentación.

B = Ancho de la cimentación.

Substituyendo valores se tiene un asentamiento del orden de 1 centímetro, el cual es permisible.



6) ESTABILIDAD DE LA EXCAVACIÓN

En las colindancias se generan cortes hasta de 12.00m de altura, los cuales por proyecto deberán de ser a plomo; por lo tanto se revisaron distintas alternativas para definir el sistema de estabilización. Existen diferentes metodologías para resolver el problema tales como:

- Muro Milán
- Muro de concreto armado con anclaje
- Muro de concreto lanzado con anclaje
- Muro de concreto armado o lanzado con apuntalamiento
- Muro Berlín
- Tablaestacado
- Sistema Top-Down

De los distintos métodos, se decidió por seguridad y economía, para evitar la falla por deslizamiento de la masa de suelo formando las paredes verticales, se recomienda el empleo de concreto lanzado con anclaje que confinen y mantengan estable la masa de suelo entre la pared y la superficie de falla crítica. La disposición, fuerza de tensión y el número de anclas, quedan definidos por el incremento requerido en los esfuerzos efectivos para que la componente normal a la superficie potencial de falla sea de tal magnitud que proporcione la resistencia al esfuerzo cortante lo necesario para evitar el deslizamiento.

6.1).- Análisis y diseño del sistema de la estabilización por medio de anclas

Para analizar la estabilidad de la excavación y verificar la longitud del anclaje fue de gran importancia realizar un modelo con la ayuda del software Slide en su versión 6.0, en el cual se aprecia un factor de seguridad de la excavación vertical sin sostenimiento y el círculo de falla crítico. Se realizaron varios análisis de acuerdo a las diferentes teorías para la estabilidad de taludes antes descritas en el capítulo 2.4, a continuación, en las figuras 27 a 31 se muestran dichos modelos.

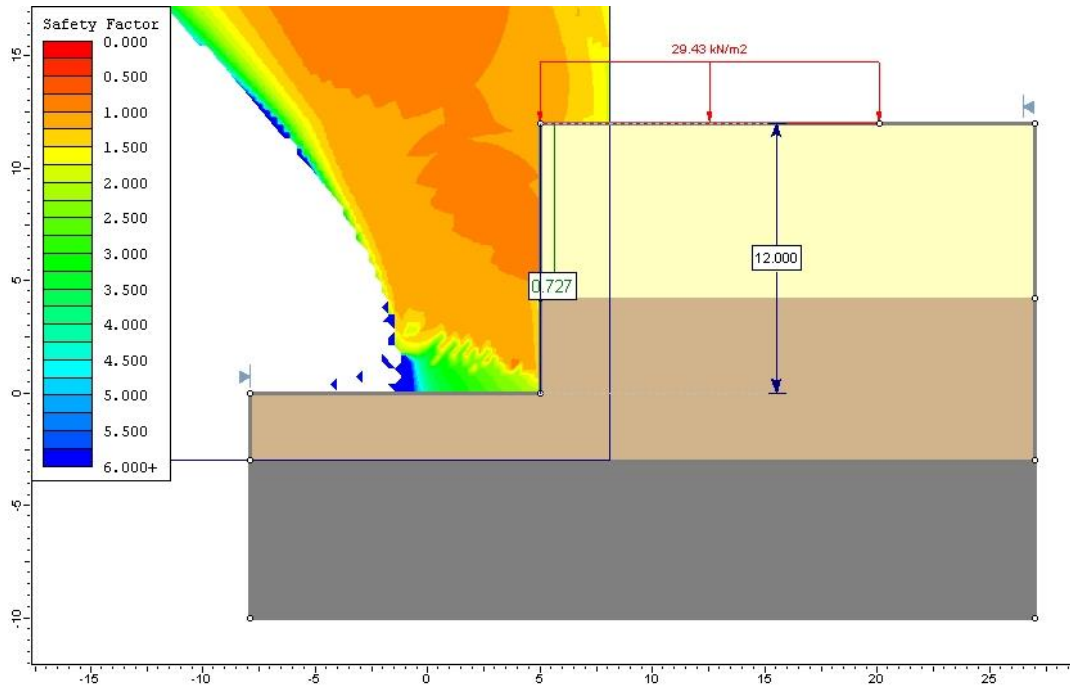


FIGURA 27. MODELO DEL TALUD POR LA TEORÍA DE FELLENIUS

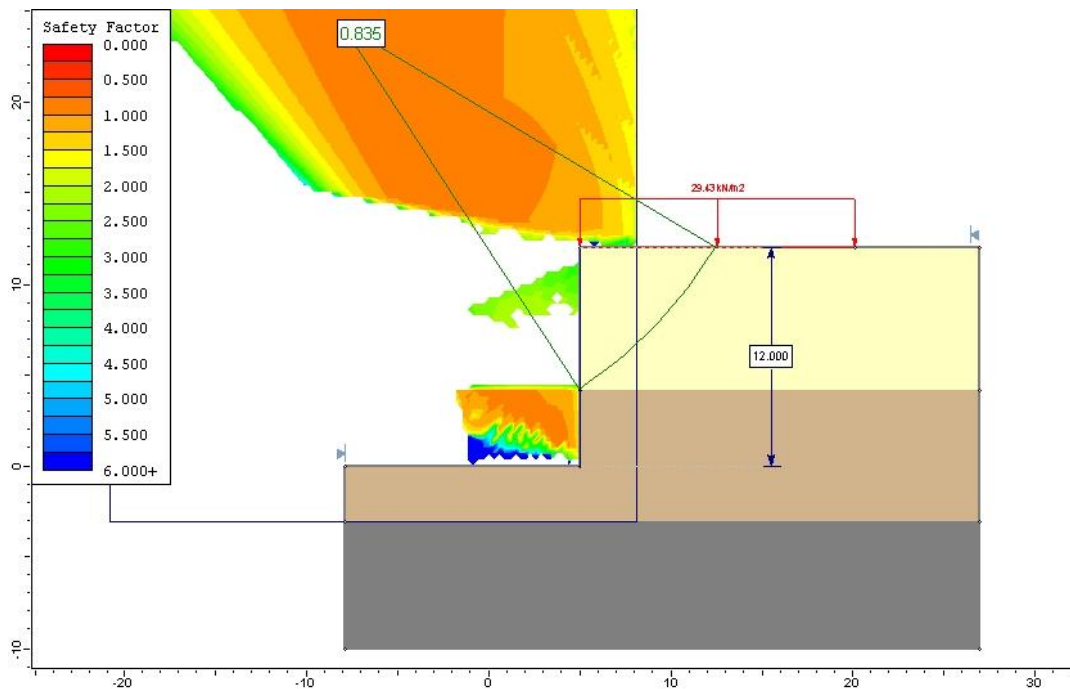


FIGURA 28. MODELO DEL TALUD POR LA TEORÍA DE BISHOP SIMPLIFICADO

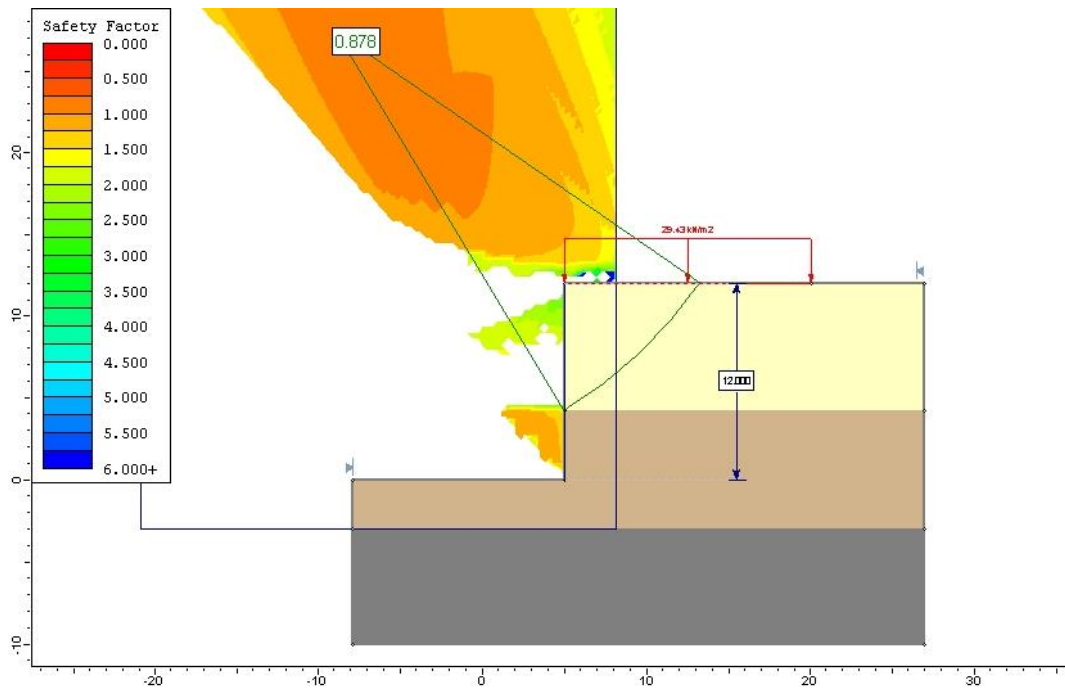


FIGURA 29. MODELO DEL TALUD POR LA TEORÍA DE JAMBU

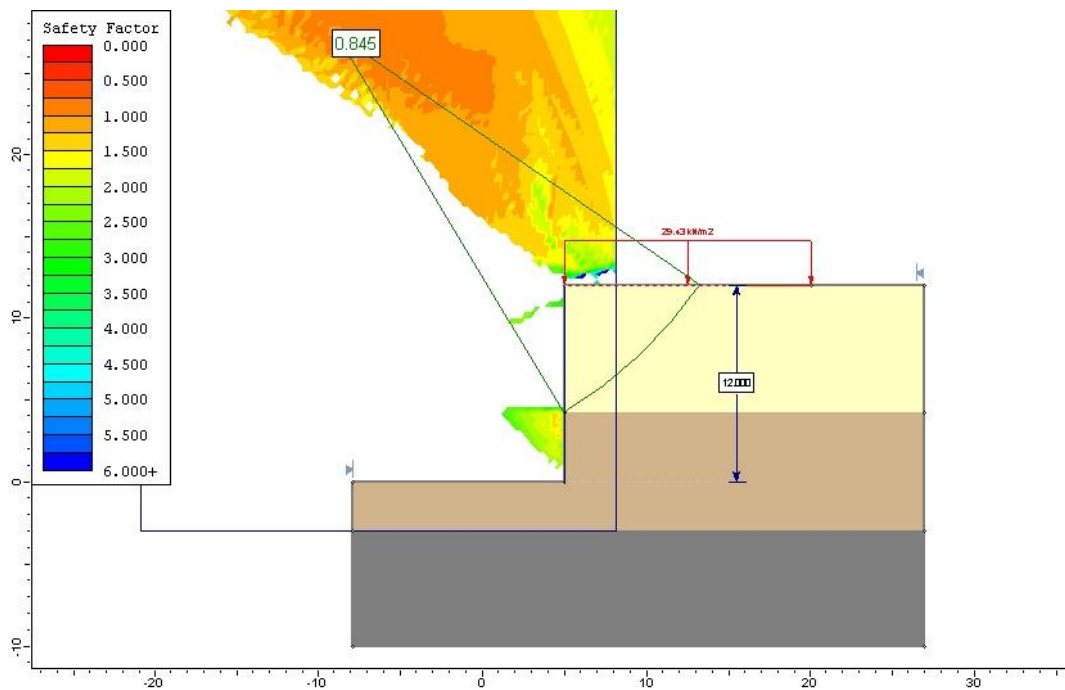


FIGURA 30. MODELO DEL TALUD POR LA TEORÍA DE SPENCER

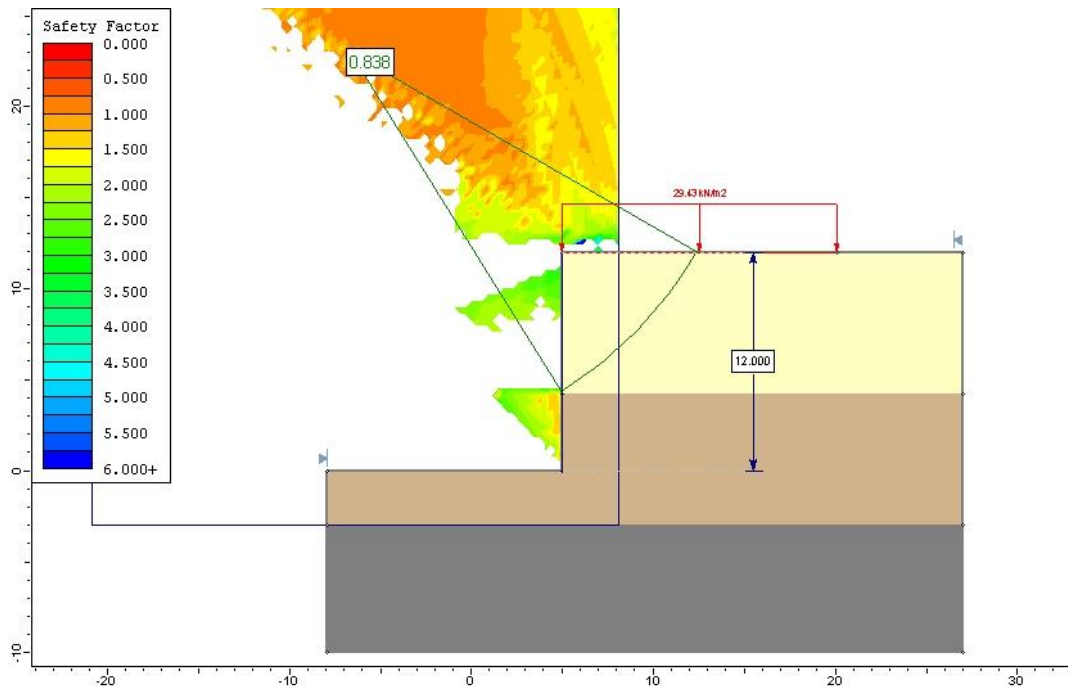


FIGURA 31. MODELO DEL TALUD POR LA TEORÍA DE MORGENSTER-PRICE

En los análisis realizados se puede observar que los factores de seguridad obtenidos son menores a 1.5 por lo que justifica el sistema de estabilización con anclas.

El sistema de anclaje propuesto, es mediante anclas de tensión. Consiste en atracar en la masa de terreno estable mediante inyección de lechada de cemento fuera de la cuña crítica, un elemento capaz de transmitir al terreno la fuerza de tensión requerida mediante un dispositivo de postensado colocado en el paramento vertical. La zona pasiva es aquella comprendida entre el paramento exterior y la superficie potencial de falla, el ancla debe conservar en esa longitud libertad de movimiento y por ello no debe ser inyectada y si protegida con una funda lubricada. La zona activa es donde se desarrolla el atraque. El dispositivo para aplicar la fuerza de tensión consiste generalmente en un disco de anclaje para sujetar los torones y las cuñas de apriete. El sistema se muestra gráficamente en la figura 32.

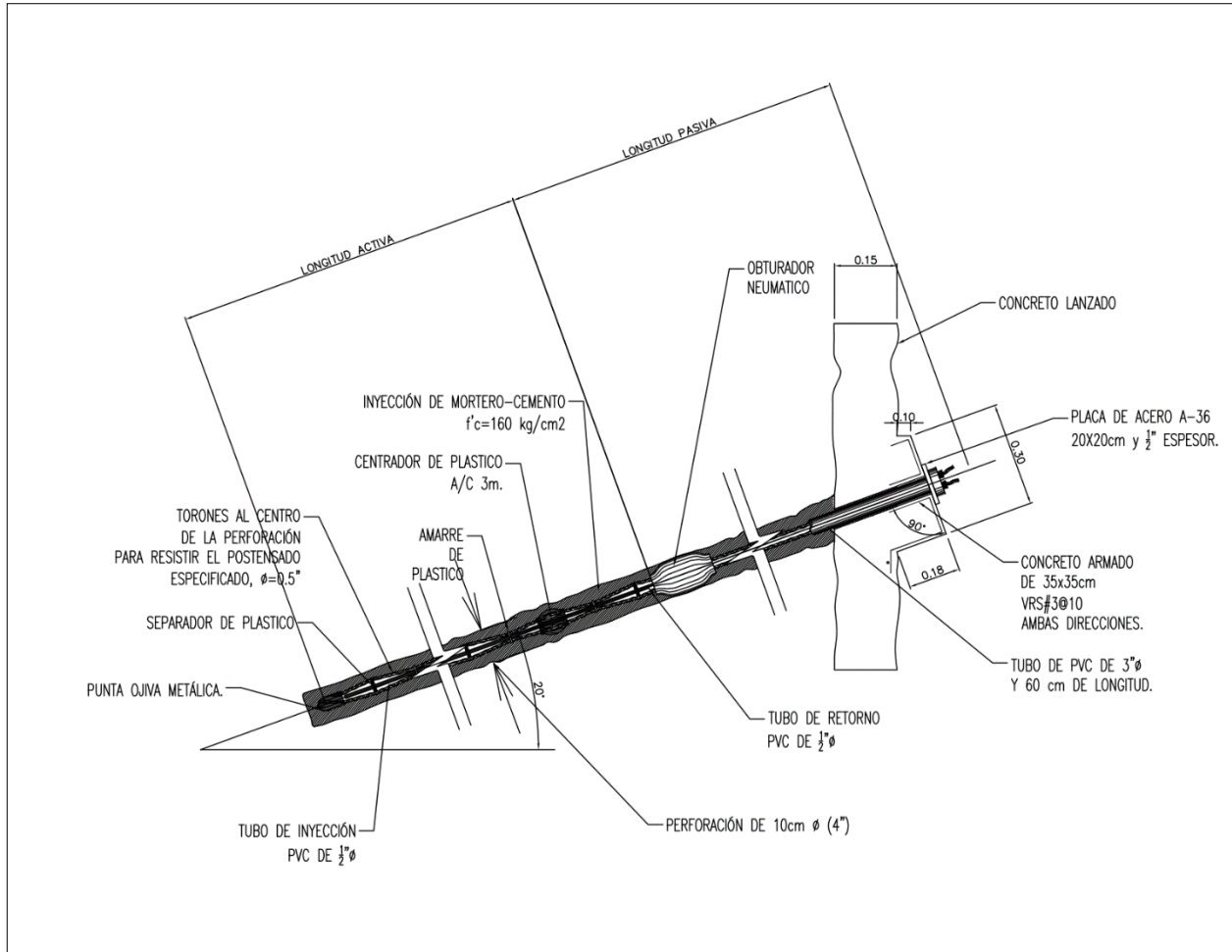


FIGURA 32. ANCLA DE TENSIÓN

Para determinar la tensión y longitud de las anclas se aplican diversas fórmulas propuestas por Leonardo Zeevart (Simposio Internacional de anclajes S.M.M.S 1994) y o Littejohn (1970) o Oosterbarn y Gifford (1972) o J. O. Bowles. Tal vez la de mayor uso es la siguiente:

$$P=(c+ P_i \tan \varnothing) D L \pi FR \cos \alpha$$

Dónde:

P : Capacidad de ancla, en ton.



- c : Cohesión del material en que se instala el ancla = 0.5kg/cm²
- Pi : Presión de inyección de la lechada, de 4 kg/cm²
- π : 3.1416
- D : Diámetro del cuerpo del ancla, igual a 0.10m.
- L : Longitud atracada del ancla.
- \emptyset : Ángulo de fricción interna del suelo en la que se instalará el ancla
- FR : Factor de reducción igual a 0.7
- α : Ángulo que forma el eje del ancla con la horizontal, igual a 15°.

Los valores de cohesión y ángulo de fricción interna se tomaron de los resultados de laboratorio resumidas en el modelo geotécnico. Sustituyendo valores resulta una resistencia de 5.02ton por m de ancla.

De acuerdo al espaciamiento propuesto, en la tabla siguiente se presenta para cada uno de los cortes proporcionados, el número de líneas de anclaje y su localización, longitudes activa, pasiva y total de las anclas, incluyendo el número de torones de 0.5" de diámetro grado 270.

PROPIEDADES DE LAS ANCLAS.

ANCLAJE	ALTURA (M)	DIST. ENTRE LÍNEAS DE ANCLAJE (M)	DIST. A PARTIR DE LA CORONA (M)	LACT	LPASIVA	LTOTAL	FZATENSIÓN (TON)	TIPO N° TORONES
T-1	12	2.50	2.50	6.00	8.25	14.25	30	3
T-2	12	2.50	5.00	6.00	6.50	12.50	30	3
T-3	12	2.50	7.50	6.00	4.50	10.50	30	3
T-4	12	2.50	10.00	6.00	2.10	8.10	30	3

La presión sobre el muro se calculó como sigue:



En suelos arcillosos

$$\sigma_{a1} = 0.2 \gamma H$$

En arenas

$$\sigma_{a2} = 0.65 \gamma H K_a$$

$$\text{Si } \gamma = 1.65 \text{ton/m}^3$$

$$H = 12.00 \text{m}$$

$$K_a = 0.41$$

$$\sigma_{a1} = 3.96 \text{ton/m}^2$$

$$\sigma_{a2} = 6.16 \text{ton/m}^2$$

Se tomarán para el diseño 5.00ton/m²

Al considerar un área tributaria de 6.25m² se obtuvo que la fuerza de tensión necesaria es de 30.00ton.

La figura 33 es el diagrama de presiones actuando sobre la pared del muro.

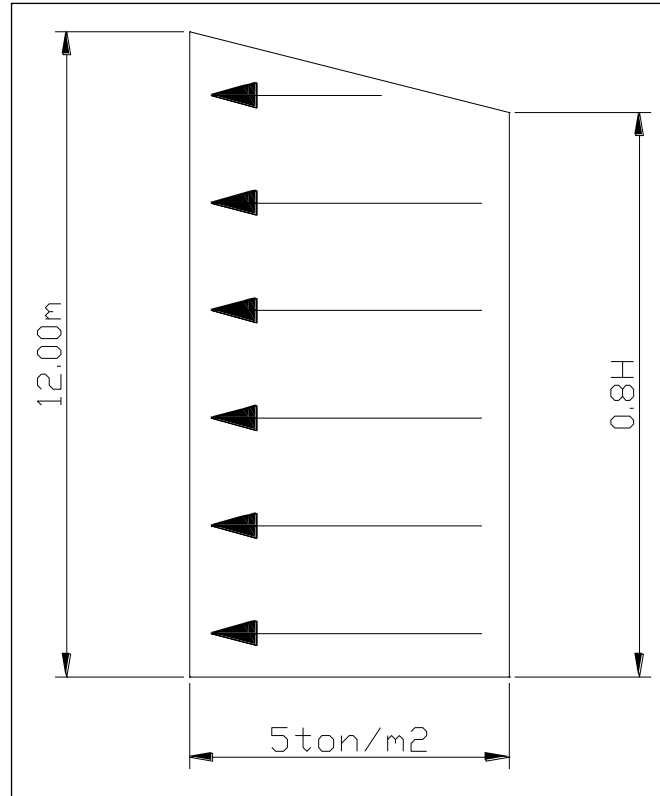


FIGURA 33. DIAGRAMA TEÓRICO DE PRESIONES

Considerando un corte máximo de 12.00m de altura, el muro de concreto lanzado de 15cm de espesor armado con 2 mallas 6x6 10/10, las anclas se recomienda perforarlas a distancias verticales como se indica en la figura 34.

En sentido horizontal el distanciamiento es de 2.50m. Con el arreglo a tresbolillo mostrado en la figura 35. El nivel superior de anclajes quedará a 2.50 bajo la superficie del terreno natural en la colindancia, las anclas tendrán un bulbo efectivo de atraque de 6.00m acotado en la figura 34, serán tres torones de 0.5" de diámetro y grado 270 alojados con separadores a cada 1.50m en barrenos de 4". Los bulbos se crean inyectando lechada agua cemento con $f'c=160$ kg/cm² a una presión de 4kg/cm². Deberán las perforaciones tener una inclinación de 15° con la horizontal y tanto tensores como placas de reacción deberán ser protegidos contra la corrosión.

No se continuara con la siguiente etapa hasta no haber instalado las anclas, para el nivel excavado.

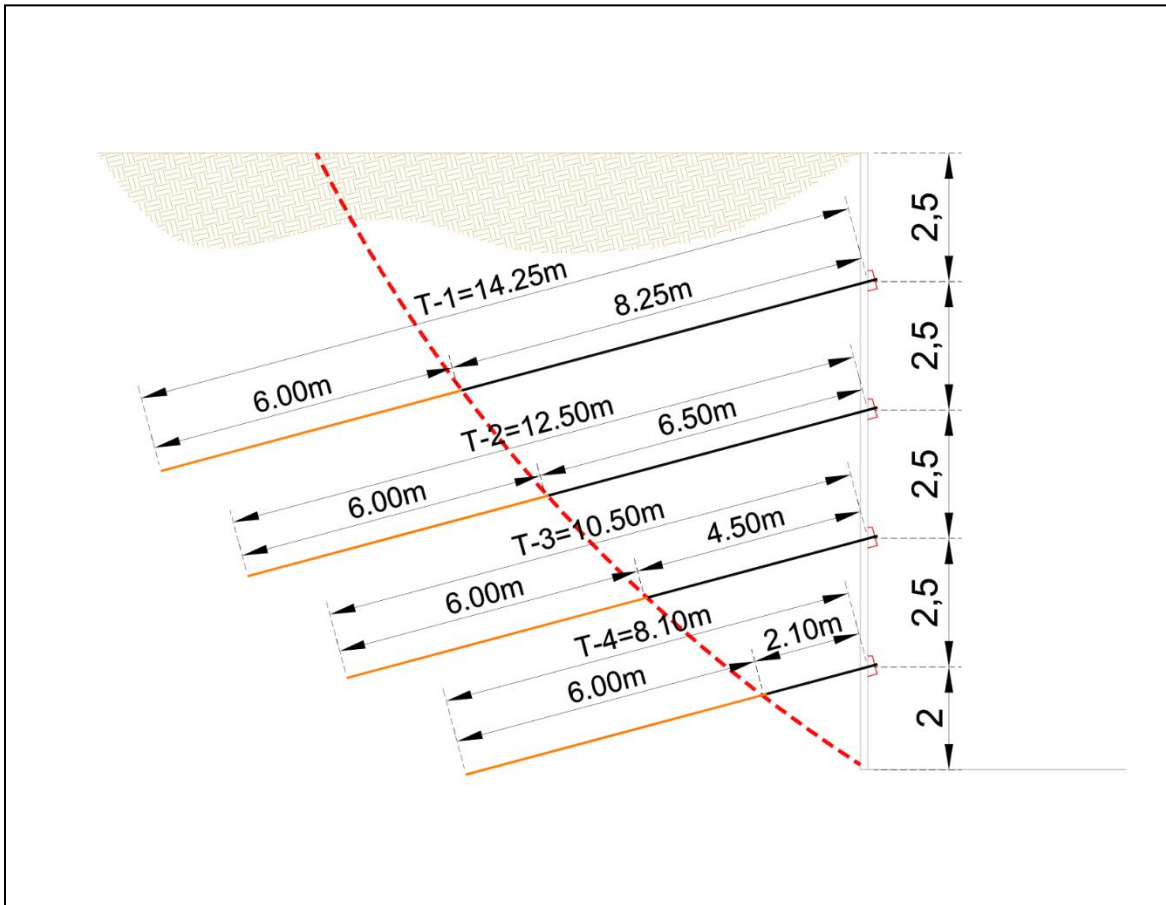


FIGURA 34. SEPARACIÓN VERTICAL DE ANCLAS

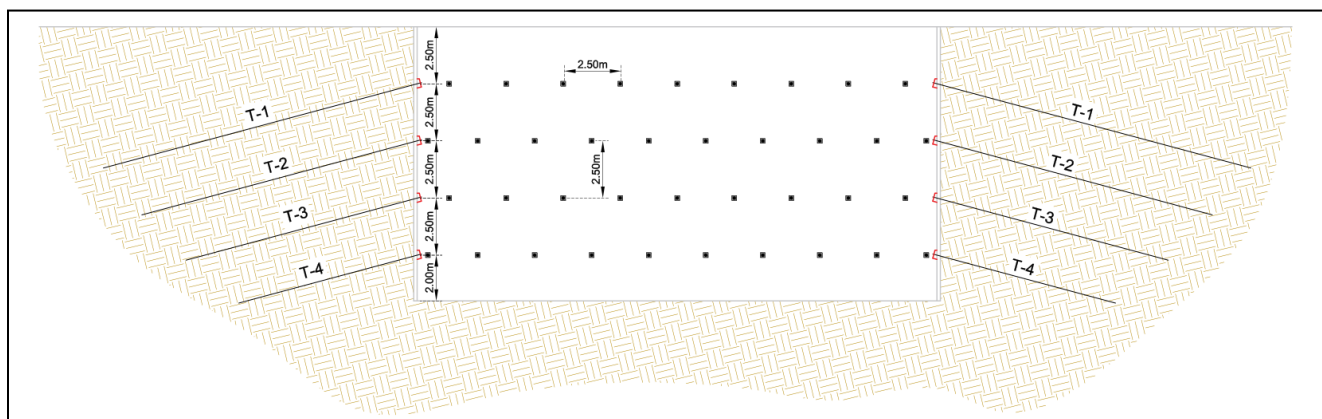


FIGURA 35. SEPARACIÓN HORIZONTAL DE ANCLAS

6.2).- Procedimiento constructivo

El procedimiento constructivo constara de dos partes; en una primera etapa se realizara la excavación en 4 partes y en una segunda la colocación de las anclas, a continuación se describe por separado cada una de las etapas correspondientes, cabe mencionar que la colocación de cada línea de anclaje se realizara al término de cada etapa de excavación correspondiente.

6.2.1).- Excavación

Se sugiere hacer la excavación en cuatro etapas, la primera etapa consiste en llegar a una profundidad de -3.50m en el área total del proyecto. Al estar en este nivel se tendrá que ejecutar el procedimiento constructivo de anclaje en las colindancias. Una vez hecho el anclaje, se podrá continuar con la segunda etapa de excavación, la secuencia deberá de ser como se indica en la figura 36 hasta llegar al nivel de proyecto deseado, cada una de las etapas de excavación se indica en la siguiente figura:

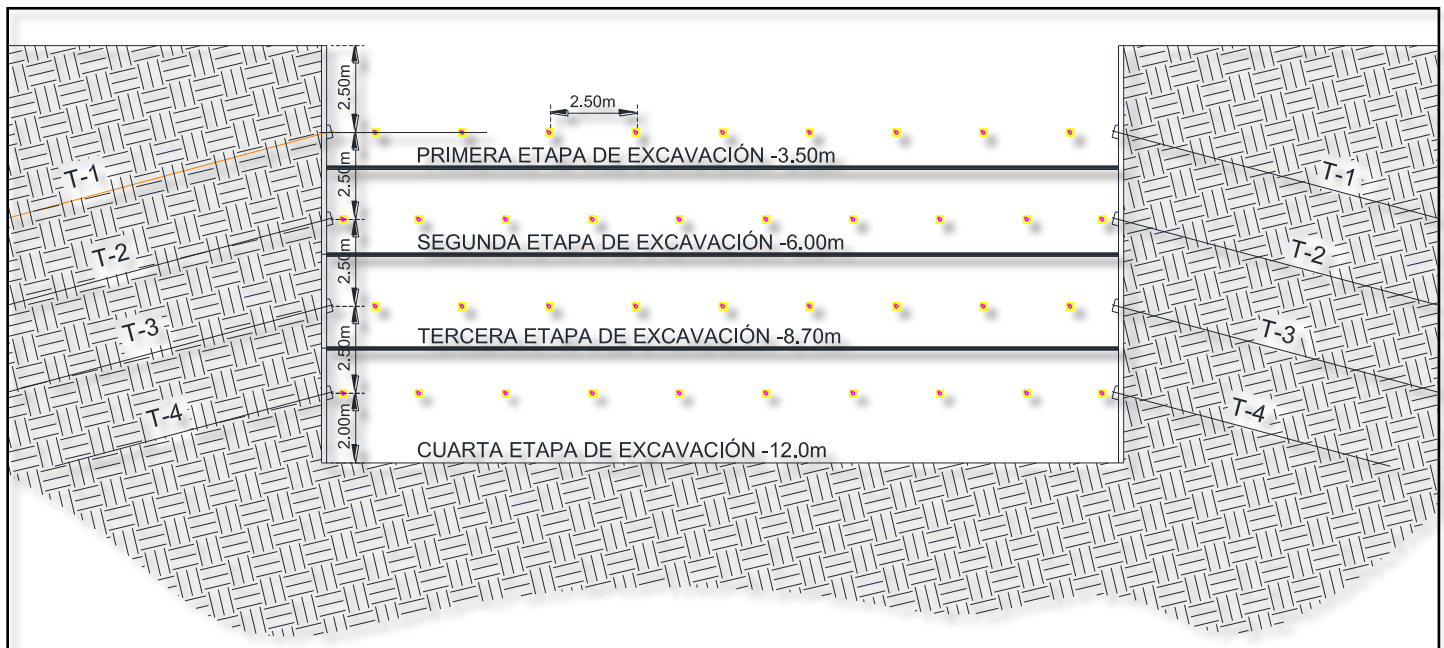


FIGURA 36. SECUENCIA DE EXCAVACIÓN



6.2.2).- Concreto lanzado

El personal deberá contar con el equipo de seguridad adecuado para realizar maniobras durante la colocación de la doble malla electrosoldada tipo 6x6 10/10, esta se colocara de arriba hacia abajo quedando bien sujeta y fija por medio de varillas del No. 3, con profundidades variables en función a la resistencia del terreno, estas pueden ser las siguientes: 20, 40 y 60 cm, de longitud.

La malla se deberá amarrar por medio de alambre recocido y deberá quedar lo suficientemente rígida y con un recubrimiento mínimo de 2 cm. previo a la colocación del concreto.

Una vez que la malla está debidamente colocada se procederá a colocar el concreto lanzado por vía seca, la cual consiste en proyectar concreto para recubrir la malla electrosoldada con movimientos circulares de abajo hacia arriba, dejando escantillones que permitan verificar el espesor de manera uniforme. El equipo necesario para esta actividad es:

- a) Bomba de lanzado, mangueras y boquilla, este equipo es neumático y con un motor de 15 HP trifásico.
- b) Compresor de aire comprimido con la capacidad de 90 a 120 lbs, para el adecuado proyectado del concreto.

6.2.3).- Sistema de anclaje

- a) Se harán los barrenos con las longitudes, diámetros y posición, con una inclinación de 15° respecto a la horizontal, para barrenar se utilizará roto martillo neumático o la perforadora que seleccione el contratista, el diámetro será de 10cm, el material producto de corte al ir perforando se desalojará mediante aire a presión. En la figura 11 se indican las características del ancla. La capacidad de trabajo será de 30ton para todas. Las longitudes activa o atracada, libre o pasiva y la total así como la presión de inyectado se señalan en la siguiente tabla:



Anclaje	Nivel	Longitud			Presión de Inyección
		Atracada	Libre	Total	
T-1	-2.50	6.00	8.25	14.25	4 kg/cm ²
T-2	-5.00	6.00	6.50	12.50	4 kg/cm ²
T-3	-7.50	6.00	4.50	10.50	4 kg/cm ²
T-4	-10.00	6.00	2.10	8.10	4 kg/cm ²

El diámetro de la perforación es de 10cm.

El número de torones es de 3 de 0.5"

La fuerza de postensado es de 30 ton.

Distanciamiento horizontal de 2.50m con disposición en tresbolillo.

- b) Una vez barrenada la longitud especificada para alojar el ancla, se verificará que no haya material caído tapando el barreno. Si ese es el caso, se deberá limpiar con aire a presión en la forma ya indicada. Enseguida, mediante la aplicación de lechada de agua cemento se estabiliza la pared del barreno y se vuelve a perforar checando la limpieza del barreno, antes de proceder a colocar el tensor, el cual para evitar que se atore o provoque caídos llevará una cabeza en punta de bala. Los torones llevarán centradores a cada 2.0m para garantizar el espacio necesario entre el tensor y la pared del barreno.
- c) Una vez colocado el tensor, se procederá a atracarlo mediante la inyección a presión de lechada de cemento, que para la resistencia recomendada de 160kg/cm², se puede lograr con una mezcla de 2kg de cemento por cada litro de agua, desde luego la dosificación definitiva debe darla el laboratorio verificándola en probetas a 1, 3 y 7 días de edad.
- d) La mezcla debe ser homogénea exenta de grumos utilizando agua limpia y una mezcladora de paletas, se inyectará mediante bombeo a presión de 4Kg/cm², a través de un tubo integrado al tensor debiendo llegar hasta el fondo de la perforación dispuesto como se describe: El tubo de inyección tendrá manguitos a cada metro y será conectado a la tubería de la bomba donde se instalará un manómetro calibrado que controle la presión en la inyección y una válvula de paso para controlar el flujo, la operación se suspende cuando la lechada derrame por el tubo de respiración el cual se



retira 24 horas después, para verificar que la inyección llenó la perforación, para en caso necesario repetir la operación descrita.

- e) El tensado de las anclas se hace 72 horas después de haberse inyectado, la tensión se aplica en 4 etapas hasta rebasar un 10% la de proyecto. Se utiliza un gato especial provisto de mordazas, apoyándolo en la zapata, una vez transmitida la fuerza al tensor, se hace el acuñamiento para preservarla utilizando la placa de acuñamiento o queso.
- f) Después del colado el cajón de cimentación se cortan las puntas de los torones.
- g) Para el lado sur, donde colinda con una casa habitación cimentada sobre pilotes será necesario para la perforación del anclaje realizar un barrenado guía de una pulgada de diámetro con la finalidad de identificar los pilotes que se encuentren en la trayectoria del barrenado; en caso de que algún pilote este en dicha trayectoria se deberá reubicar la perforación a 50cm en sentido horizontal para librar el obstáculo.



7) CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En el sitio en estudio se encuentra ubicado en la 2ª Cerrada de Cedros Lote 8 Colonia Cumbres de Santa Fe, Ciudad de México, el proyecto arquitectónico contempla 3 niveles de entepiso y 3 sótanos, los 3 sótanos tendrán una altura total de 12.0m.

De acuerdo a la estructura que se tiene es recomendable el empleo de un cajón como sistema de cimentación, el desplante por proyecto será a 12.00m de profundidad. Para analizar la estabilidad de la excavación se empleó el software de modelado numérico Slide V.6.0, el cual utiliza una gran diversidad de teorías sobre estabilidad de taludes y excavaciones.

El análisis de estabilidad se realizó tomando en consideración que la excavación de 12.0m de profundidad quedara en corte vertical, los análisis de estabilidad arrojan factores de seguridad entre 0.72 y 0.88 por lo que se decidió por seguridad y economía, para evitar la falla por deslizamiento de la masa de suelo formando las paredes verticales el empleo de concreto lanzado con anclaje que confinen y mantengan estable la masa de suelo entre la pared y la superficie de falla crítica. La disposición, fuerza de tensión y el número de anclas, quedan definidos por el incremento requerido en los esfuerzos efectivos para que la componente normal a la superficie potencial de falla sea de tal magnitud que proporcione la resistencia al esfuerzo cortante lo necesario para evitar el deslizamiento.

Las anclas tendrán una longitud variable entre 8.10m y 14.25m, las propiedades y distribución del anclaje se encuentran especificadas en el capítulo 6. El procedimiento constructivo del sistema de contención constara de 4 etapas de excavación, la secuencia de excavación se especifica en el capítulo 6 y no se deberán de atacar dos etapas de excavación simultáneamente.



8) ANEXOS

8.1).- Anexo I-Ensayos para determinar las propiedades índice

8.1.1).- Contenido de humedad

Los suelos pueden tener algún grado de humedad lo cual está directamente relacionado con la porosidad de las partículas. La porosidad depende a su vez del tamaño de los poros, su permeabilidad y la cantidad o volumen total de poros. Las partículas de suelo pueden pasar por cuatro estados, los cuales se describen a continuación:

- I. Totalmente seco. Se logra mediante un secado al horno a 110°C hasta que los suelos tengan un peso constante (generalmente 24 horas).
- II. Parcialmente seco. Se logra mediante exposición al aire libre.
- III. Saturado y Superficialmente seco (SSS). En un estado límite en el que los suelos tienen todos sus poros llenos de agua pero superficialmente se encuentran secos. Este estado solo se logra en el laboratorio.
- IV. Totalmente Húmedo. Todos los suelos están llenos de agua y además existe agua libre superficial.

La humedad o contenido de agua de un suelo es la relación, expresada como porcentaje del peso de agua en una masa dada de suelo entre el peso de las partículas sólidas. La determinación de contenido de humedad es un ensayo rutinario de laboratorio para determinar la cantidad de agua presente en una cantidad dada de suelo en términos de su peso en seco. Como una definición

$$W \% = \frac{W_w}{W_s} * 100$$

Es una de las relaciones gravimétricas más útiles y fáciles de obtener ya que convencionalmente basta con secar la muestra hasta peso constante para obtener



el peso del suelo seco. El secado se efectuó en un horno a temperatura controlada entre 105° a 110° centígrados durante un periodo de tiempo de 18 hrs. Cualitativamente este parámetro nos permite catalogar el posible comportamiento mecánico y problemática planteada por el suelo. La posibilidad de variación de este valor con el tiempo, debe también ser ponderada.

8.1.2).- Granulometría

Se denomina clasificación granulométrica o granulometría, a la medición y gradación que se lleva a cabo de los granos de una formación sedimentaria, de los materiales sedimentarios, así como de los suelos, con fines de análisis, tanto de su origen como de sus propiedades mecánicas, y el cálculo de la abundancia de los correspondientes a cada uno de los tamaños previstos por una escala granulométrica.

Durante las investigaciones primeras de las propiedades mecánicas de los suelos se creyó que las mismas dependían de la distribución de sus partículas constituyentes según sus tamaños. Dentro de dichos análisis se encuentra el de granulometría, que no es más que obtener la distribución porcentual de los tamaños de partículas que conforman un suelo. Para ello se emplean juegos de mallas bajo normas AASTHO y ASTM, o sea que utilizan tamaños graduados para obtener los pesos retenidos. Seguidamente se realizan los cálculos y la curva granulométrica. La forma de los granos es independiente de la distribución de tamaños lo cual se puede observar.

En la ingeniería se practica un método común para mostrar gráficamente las características textuales de un suelo, es por medio de una curva de distribución del tamaño de partículas. Para determinar el tamaño y distribución de las partículas del suelo, se tiene dos métodos:

- Método Mecánico
- Método del Hidrómetro

En este caso estudiaremos el método mecánico el cual consiste en separar las partículas por medio de los tamices. Este método es muy aconsejable utilizarlo para muestras de suelo como gravas y arenas.



En la clasificación de los suelos para el uso de los ingenieros se acostumbra a utilizar algún tipo de análisis granulométrico. Una parte importante de los criterios de aceptabilidad de suelos para carreteras, aeropistas, presas de tierra, dique y otro tipo de terraplenes es el análisis granulométrico. La información obtenida del análisis granulométrico puede en ocasiones utilizarse para poder predecir movimientos de agua a través del suelo, aun cuando los ensayos de permeabilidad se utilizan más comúnmente. La susceptibilidad de sufrir la acción de las heladas en suelo, una consideración de gran importancia en climas muy fríos, puede predecirse a partir de análisis granulométricos del suelo.

Los suelos muy finos son fácilmente arrastrados en suspensión por el agua que circula a través del suelo y los sistemas de subdrenaje usualmente se colman con sedimentos rápidamente a menos que sean protegidos adecuadamente por filtros de materia granular debidamente granular debidamente gradado.

El Análisis Granulométrico en la ingeniería geotécnica es un método común para mostrar gráficamente las características textuales de un suelo es por medio de una curva de distribución del tamaño de partículas. Para determinar el tamaño y distribución de las partículas del suelo, se tienen dos métodos:

- Método Mecánico o Tamiz para gravar y arenas.
- Método Húmedo o Método del Hidrómetro utilizando la Ley de Estokes para materiales finos, como linos y arcillas.

La forma de la curva muestra con una mirada de la composición general del suelo, una descripción más detallada puede ser obtenida de cada curva determinando los diámetros característicos y el coeficiente de uniformidad.

Los diámetros característicos son D_{10} , D_{30} y D_{60} significa el 10, 30, 60% del material que pasa. El coeficiente de uniformidad es dado por la relación D_{60} a D_{10} , $C_u = D_{60} / D_{10}$, un alto coeficiente de uniformidad indica un suelo bien graduado. Un coeficiente de uniformidad de la unidad indica que todas las partículas del suelo son del mismo tamaño.



8.1.3).- Límites de Atterberg o de consistencia

Los límites de Atterberg o límites de consistencia se utilizan para caracterizar el comportamiento de los suelos finos. El nombre de estos es debido al científico sueco Albert Mauritz Atterberg. (1846-1916). Los límites de Atterberg o límites de consistencia se basan en el concepto de que los suelos finos, presentes en la naturaleza, pueden encontrarse en diferentes estados, dependiendo del contenido de agua. Así un suelo se puede encontrar en un estado sólido, semisólido, plástico, semilíquido y líquido. La arcilla, por ejemplo al agregarle agua, pasa gradualmente del estado sólido al estado plástico y finalmente al estado líquido.

El contenido de agua con que se produce el cambio de estado varía de un suelo a otro y en mecánica de suelos interesa fundamentalmente conocer el rango de humedades, para el cual el suelo presenta un comportamiento plástico, es decir, acepta deformaciones sin romperse (plasticidad) y es una propiedad que presenta los suelos hasta cierto límite sin romperse.

El método usado para medir estos límites de humedad fue ideado por Atterberg a principios de siglo a través de dos ensayos que definen los límites del estado plástico. Los límites de Atterberg son propiedades índices de los suelos, con que se definen la plasticidad y se utilizan en la identificación y clasificación de un suelo. Por lo tanto, sobre una base arbitraria, dependiendo del contenido de humedad, la naturaleza del comportamiento del suelo puede ser dividido en cuatro estados básicos: sólido, semisólido, plástico y líquido, como se describen y se muestran en la figura 18:

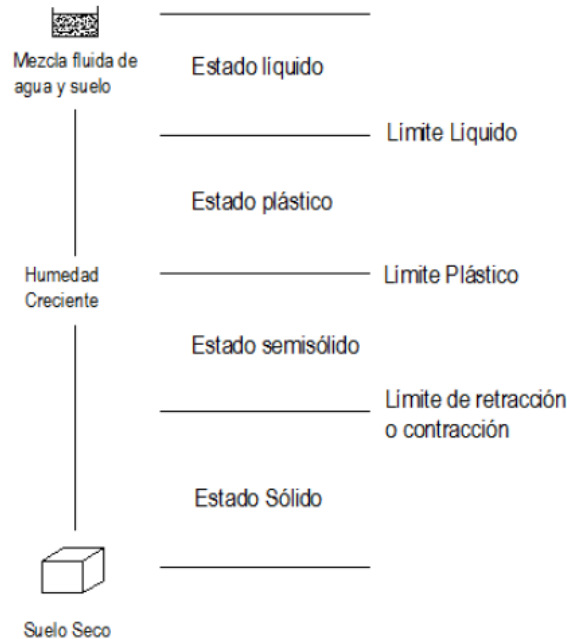


FIGURA 18. ESTADOS DE CONSISTENCIA

- Límite Líquido (LL): Contenido de agua del suelo en el límite entre el estado semilíquido y plástico (Figura 21).
- Límite Plástico (LP): El límite plástico se define como el contenido de agua, en porcentaje, en el que el suelo al enrollarse en hilos de 3.2 mm de diámetro se desmorona. El límite plástico es el límite inferior del escenario plástico del suelo (Figura 19).
- Índice de plasticidad (IP): Es la diferencia entre los límites líquido y plástico:

$$IP = LL - LP$$

- Índice de liquidez: Es la relación expresada en porcentajes de contenido de muestra natural de un suelo menos su límite plástico a su índice de plasticidad.
- Límite de contracción: Cuando el suelo pasa de un estado semisólido a un estado sólido y en el que el cambio de volumen de la masa de suelo cesa (Figura 20).



FIGURA 19. PRUEBA DE LÍMITE PLÁSTICO

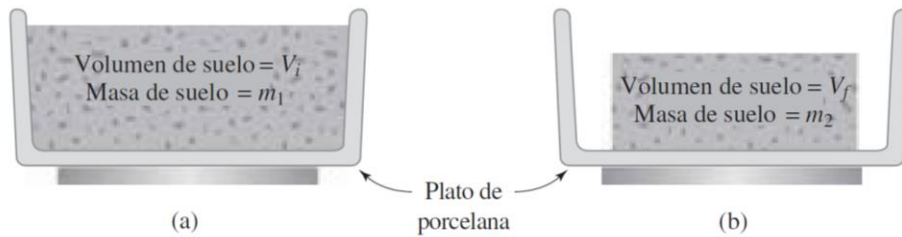


FIGURA 20. PRUEBA DE LÍMITE DE CONTRACCIÓN: (A) PORCIÓN DE SUELO ANTES DEL SECADO; (B) PORCIÓN DE SUELO DESPUÉS DEL SECADO

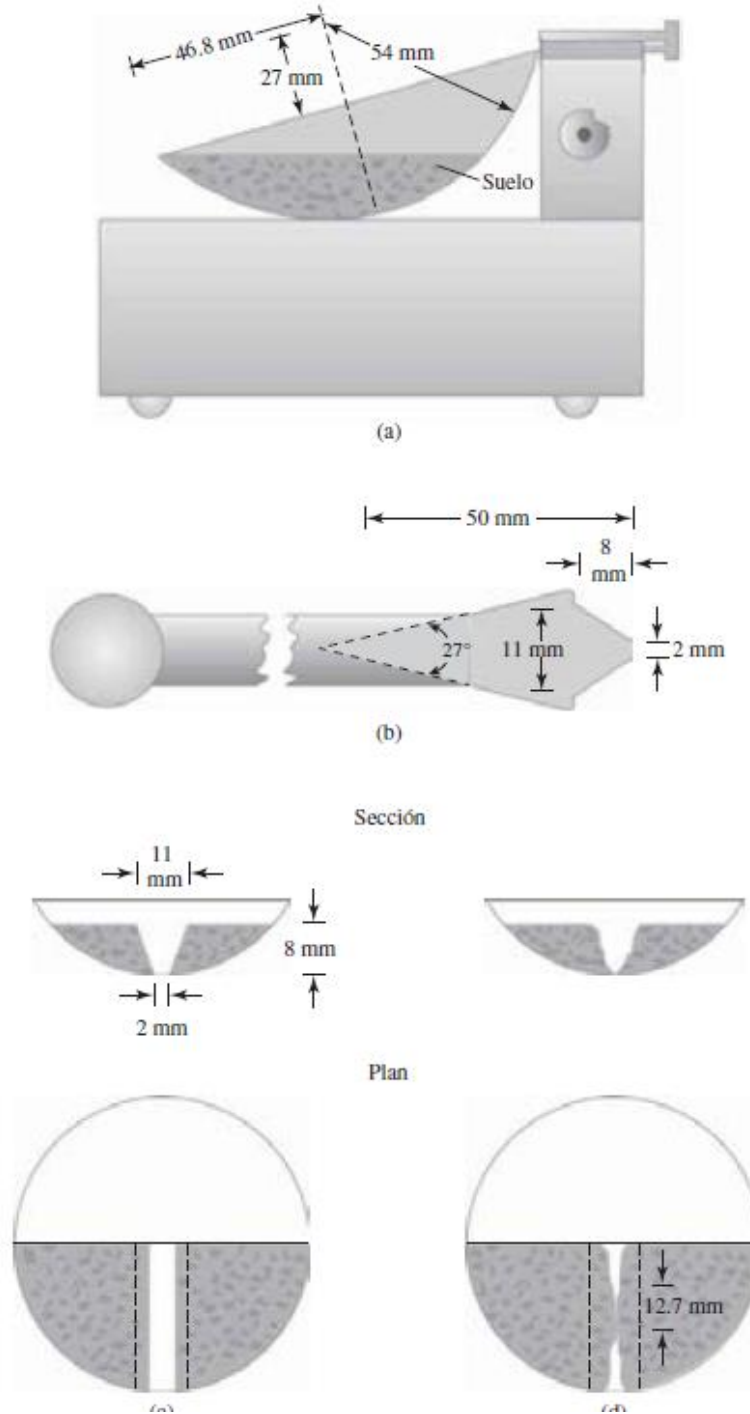


FIGURA 21. PRUEBA DE LÍMITE LÍQUIDO: (A) DISPOSITIVO DE LÍMITE LÍQUIDO, (B) HERRAMIENTA DE RANURADO, (C) PORCIÓN DE SUELO ANTES DE LA PRUEBA, (D) PORCIÓN DE SUELO DESPUÉS DE LA PRUEBA

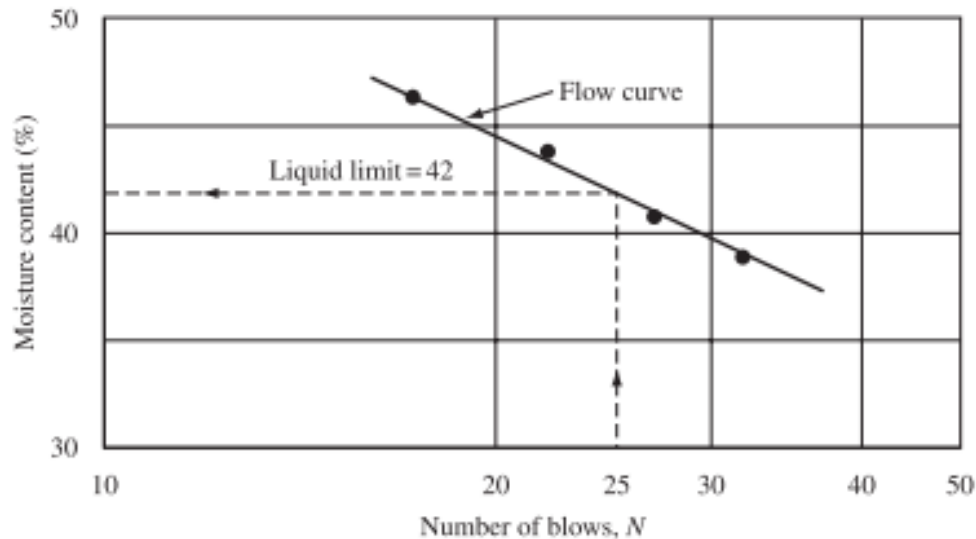


FIGURA 22. CURVA DE FLUIDEZ PARA LA DETERMINACIÓN DEL LÍMITE LÍQUIDO DE UNA ARCILLA LIMOSA

Uno de los principales cambios introducidos por la Norma Británica 1975 (BS 1377) fue que el método preferido de las pruebas de límite líquido se convirtió en el penetrómetro de cono.

Esta preferencia se ve reforzada en la Norma revisada de 1990, British que se refiere al penetrómetro de cono como el "método definitivo. El penetrómetro de cono se considera un método más satisfactorio que la alternativa porque es esencialmente una prueba estática que se basa en la resistencia al corte del suelo, mientras que el método alternativo de Casagrande introduce efectos dinámicos.

En la prueba de penetrómetro (Figura 23), el límite líquido del suelo es el contenido de humedad a la que un cono de 60 gramos de peso con un ángulo de punta de 60° , se sumerge exactamente 10 a 20 mm (según el estándar utilizado) en una taza de suelos remoldeados en un período de 5 segundos. A este contenido de humedad el suelo es muy blando.

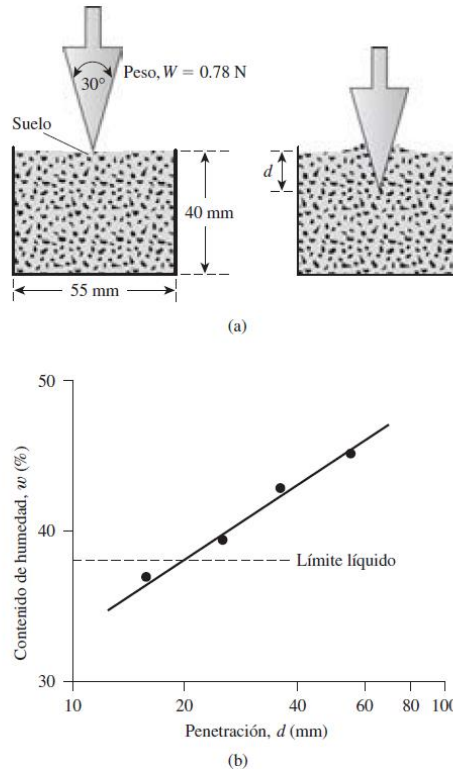
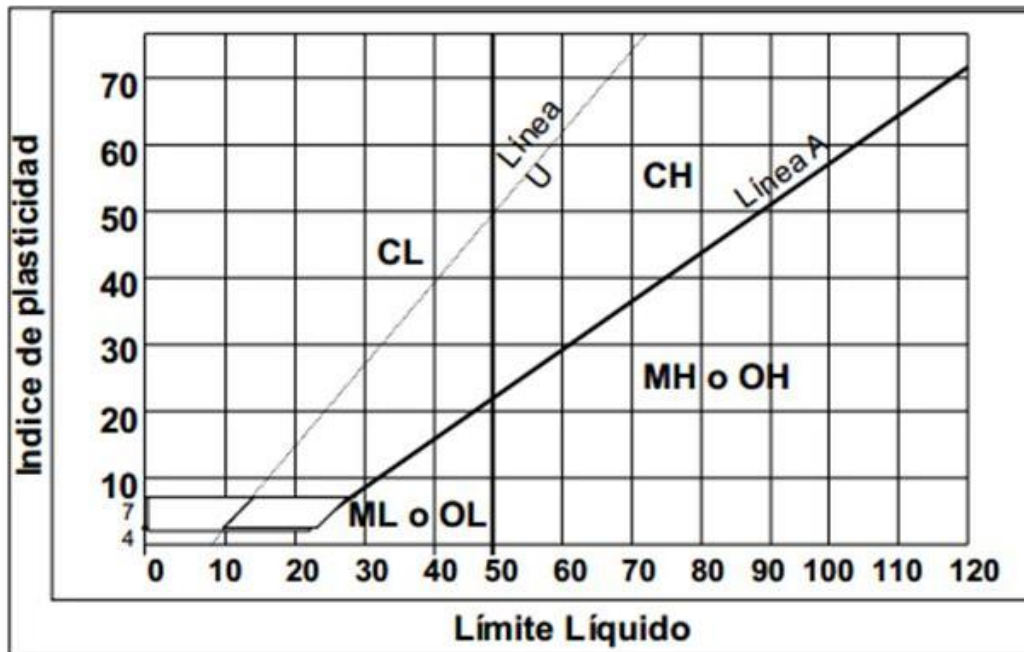


FIGURA 23. (A) PRUEBA DE PENETRACIÓN DE CONO. (B) GRÁFICA DE CONTENIDO DE HUMEDAD EN FUNCIÓN DE LA PENETRACIÓN DE CONO PARA LA DETERMINACIÓN DEL LÍMITE LÍQUIDO

Los límites líquido y plástico se determinan por pruebas de laboratorio relativamente sencillas que proporcionan información sobre la naturaleza de los suelos cohesivos. Las pruebas han sido utilizadas ampliamente por los ingenieros para correlacionar varios parámetros físicos del suelo, así como para la identificación del mismo.

Casagrande (1932) estudió la razón del índice de plasticidad con el límite líquido de una amplia variedad de suelos naturales. Sobre la base de los resultados de la prueba, se propuso una carta de plasticidad como la que se muestra en la figura 24.



Línea A = $0,73 (LL - 20)$
 Línea U = $0,90 (LL - 8)$

FIGURA 24. CARTA DE PLASTICIDAD

La característica importante de este cuadro es la línea A empírica que está dada por la ecuación **PI=0.73 (LL-20)**. La línea A separa las arcillas inorgánicas de los limos inorgánicos. Las gráficas de los índices de plasticidad contra límites líquidos de arcillas inorgánicas se encuentran por encima de la línea A, y las de limos inorgánicos se encuentran por debajo de esta línea. Los limos orgánicos se grafican en la misma región (por debajo de la línea A y con LL que va de 30 a 50), como los limos inorgánicos de compresibilidad media.

Las arcillas orgánicas se grafican en la misma región que los limos inorgánicos de alta compresibilidad (por debajo de la línea A y LL mayor de 50). La información proporcionada en la carta de plasticidad es de gran valor y es la base para la clasificación de los suelos de grano fino en el Sistema de Clasificación Unificado de Suelos.

Considere que una línea llamada U se encuentra por encima de la línea A. La línea U es de aproximadamente el límite superior de la relación del índice de plasticidad



al límite de líquido para cualquier suelo encontrado hasta ahora. La ecuación de la línea U se puede dar como **PI=0.9 (LL-8)**.

8.1.4).- Peso volumétrico

Se denomina peso volumétrico (γ) al peso de dicho suelo contenido en la unidad de volumen, y generalmente se expresa en kg/m^3 .

Se denomina peso volumétrico seco y suelto ($\gamma_{s.s.}$) de un suelo al peso volumétrico aparente de él, tomando el peso del mismo previamente cuarteado y secado al horno. El peso volumétrico aparente se refiere al considerar el volumen de los vacíos formando parte del suelo. Para determinar el peso volumétrico suelto de un suelo se coloca el material que ha sido cuarteado y secado dentro de un recipiente de volumen conocido, llenándolo y enrasándolo con una regla sin apretarlo. Inmediatamente se pesa y se obtiene el peso del material, que dividido entre el volumen del recipiente proporcionara el dato del peso volumétrico seco y suelto ($\gamma_{s.s.}$) del suelo.

8.1.5).- Densidad de solidos

Se define como densidad de fase sólida de un suelo, la relación de un peso específico de la materia que constituye las partículas del suelo y el peso específico del agua del agua destilada a 4 °C.

La densidad de los sólidos se obtiene en la práctica como la relación entre el peso de los sólidos y el volumen de agua que desalojan a la temperatura ambiente. Al valor obtenido se le hace una corrección por temperatura.

Las partículas gruesas contienen, generalmente, aire atrapado en poros impermeables que sólo podría eliminarse rompiendo las partículas en granos más finos. Por lo anterior, la densidad obtenida en esos casos es una densidad de sólidos aparente, que es la que generalmente interesa por tanto, las partículas que se usen en la determinación de la densidad de suelos no deben ser molidas o rotas.

El valor de la densidad de sólidos interviene en la mayor parte de los cálculos de Mecánica de Suelos y, ocasionalmente, sirve también para fines de clasificación.



El valor de la densidad de los suelos varía comúnmente entre los valores de 2.20 a 3.0, según el material de que se trate. Algunos materiales se enlistan a continuación:

MATERIAL	Ss
Arcilla de origen volcánico	2.20-2.50
Suelos granulares	2.63-2.68
Limos inorgánicos	2.67-2.73
Arcilla poco plástica	2.72-2.78
Arcillas plásticas	2.78-2.86
Arcillas expansivas	2.86-2.92

8.2).- Anexo II-Ensayes para determinar las propiedades mecánicas

8.2.1).- Prueba de corte directo

Se hicieron con el penetrómetro miniatura sobre las paredes de las muestras inalteradas arcillosas, muestreadas con tubo Shelby, con ellas se logra determinar en primera instancia el valor de la cohesión. Los resultados dieron valores para la resistencia a la compresión simple de 0.50kg/cm² a 1.25kg/cm² y se compararon con los resultados obtenidos con las pruebas de laboratorio.

8.2.2).- Prueba de compresión axial no confinada

El ensayo de compresión no confinada, también conocido con el nombre de ensayo de compresión simple o ensayo de compresión uniaxial, es muy importante en Mecánica de Suelos, ya que permite obtener un valor de carga última del suelo, el cual, se relaciona con la resistencia al corte del suelo y entrega un valor de carga que puede utilizarse en proyectos que no requieran de un valor más preciso, ya que entrega un resultado conservador.



Tiene por finalidad, determinar la resistencia a la compresión no confinada (q_u), de un cilindro de suelo cohesivo o semi-cohesivo, e indirectamente la resistencia al corte (q_c). Este cálculo se basa en el hecho de que el esfuerzo principal menor es cero (ya que al suelo lo rodea sólo la presión atmosférica) y que el ángulo de fricción interna (Φ) del suelo se supone cero.

Debido a numerosos estudios, se ha hecho evidente que este ensayo generalmente no proporciona un valor bastante confiable de la resistencia al corte de un suelo cohesivo, debido a la pérdida de la restricción lateral provista por la masa de suelo, las condiciones internas del suelo como el grado de saturación o la presión de poros que no puede controlarse y la fricción en los extremos producidas por las placas de apoyo. Sin embargo, si los resultados se interpretan adecuadamente, reconociendo las deficiencias del ensayo, estos serán razonablemente confiables.

Como el ensayo de compresión simple en arcillas relativamente impermeables se efectúa cargando la probeta con bastante rapidez, resulta que, en definitiva, constituye también un ensayo sin drenaje si dicha arcilla está saturada. Como el ensayo de compresión simple es extraordinariamente fácil y barato de realizar, resulta que muy pocas veces se hacen los ensayos triaxiales en suelos saturados. Según el valor de la resistencia máxima a compresión simple las arcillas y arenas se pueden clasificar del modo que se indica a continuación (Terzaghi y Peck, 1955).

COMPACIDAD EN ARENAS	CONSISTENCIA EN ARCILLAS	RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE (Ton/m²)
Muy suelta	Muy blanda	0.0-2.50
Suelta	Blanda	2.50-5.0
Poco compacta	Poco firme	5.00-10.0
Compacta	Firme	10.0-20.0
Muy compacta	Muy firme	20.0-40.0
	Muy dura	>40



Para el caso del proyecto en estudio se aplicó en suelos limo arenosos para determinar la resistencia al corte dada por la cohesión. Por no estar confinada la muestra se les conoce también como pruebas de compresión simple, en ellas se aplica una carga vertical incrementándola paulatinamente hasta la falla. Se efectuaron cuatro ensayos de este tipo con probetas cilíndricas labradas a partir de muestras inalteradas obtenidas de los tubos Shelby, cuidando que su relación de esbeltez esté en la vecindad de 2.5, lográndose esto con formas del orden de 3.5cm de diámetro por 8.5cm. de altura. En cada prueba se lleva un registro que permite después graficar la curva esfuerzo-deformación. La cohesión está dada aproximadamente por la mitad de la resistencia última.

8.2.3).- Prueba de compresión triaxial

La principal acción del ensayo triaxial es obtener parámetros del suelo y la relación esfuerzo-deformación a través de la determinación del esfuerzo cortante. Es un ensayo complejo, pero la información que entrega es la más representativa del esfuerzo cortante que sufre una masa de suelo al ser cargada.

Debido a que el suelo es un material tan complejo, ninguna prueba bastará por si sola para estudiar todos los aspectos importantes del comportamiento esfuerzo-deformación. El ensayo Triaxial constituye el método más versátil en el estudio de las propiedades esfuerzo-deformación. Con este ensayo es posible obtener una gran variedad de estados reales de carga.

Esta prueba es la más común para determinar las propiedades esfuerzo-deformación. Una muestra cilíndrica de un suelo es sometida a una presión de confinamiento en todas sus caras. A continuación, se incrementa el esfuerzo axial hasta que la muestra se rompe. Como no existen esfuerzos tangenciales sobre las caras de la muestra cilíndrica, el esfuerzo axial y la presión de confinamiento, son los esfuerzos principal mayor y principal menor respectivamente. Al incremento de esfuerzo axial, se denomina esfuerzo desviador.

Realizando por lo menos 3 pruebas, compresiones laterales diferentes, en un grafio se dibujan los círculos de mohr que representan los esfuerzos de cada muestra y trazando una tangente o envolvente a estos, se determina los parámetros ϕ y c del suelo. Dependiendo del tipo de suelo y las condiciones en que este trabajara, las alternativas para realizar el ensayo será consolidado no drenado (CU), no consolidado no drenado (UU), o consolidado drenado (CD).



8.2.4).- Consolidación unidimensional

Se llama consolidación a la reducción paulatina de la relación de vacíos que sufre el suelo de baja permeabilidad sometido a cargas de larga duración. El fenómeno de consolidación puede atribuirse a la compresión y expulsión del aire contenido en los poros de los suelos parcialmente saturados y a la expulsión de agua. Dos aspectos del fenómeno de consolidación son de interés en mecánica de suelos: La magnitud de las compresiones totales que pueden presentarse bajo distintas cargas, y la evolución con el tiempo de la compresión sufrida por un suelo bajo una carga determinada.

La prueba de consolidación estándar consiste en comprimir verticalmente un espécimen de material, confinado en un anillo rígido, de acuerdo con una secuela de carga establecida de antemano. Para cada incremento de carga, el espécimen sufre una primera deformación, atribuible al proceso de expulsión de agua o de aire, que se llama consolidación primaria o hidrodinámica, y una segunda deformación debida a fenómenos de flujo plástico en el suelo, cuyos efectos son más notables después de que se ha determinado el proceso de consolidación primaria. La extrapolación de los datos de laboratorio a problemas de evaluación de asentamientos en el campo, mediante la teoría de la consolidación secundaria.

Las pruebas de consolidación se realizan con el objeto de tener información sobre los dos aspectos mencionados. La relación entre reducciones de relación de vacíos y presiones efectivas aplicadas, obtenidas durante la prueba, permite estimar los asentamientos totales que pueden esperarse en obra dada. Por otra parte, la relación de deformación contra tiempo, obtenida por un incremento de carga dada durante la prueba, permite, por medio de la teoría de consolidación unidimensional de Terzaghi, prever la evolución de los asentamientos con el tiempo.

- a) La curva de compresibilidad de un suelo.
- b) Las curvas de consolidación de cada incremento de carga.
- c) Calcular la carga de preconsolidación.
- d) Calcular la permeabilidad de un suelo, en forma directa.
- e) Los coeficientes de consolidación y compresibilidad.
- f) Tiempo de asentamiento de un suelo, bajo una carga.

Dada la naturaleza de los suelos no fue necesario realizar este tipo de prueba.



9) REFERENCIAS

Mecánica de suelos I: Fundamentos de la Mecánica de Suelos, Eulalio Juárez Badillo-Alfonso Rico Rodríguez, Editorial Limusa (2014).

Mecánica de suelos II: Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos, Eulalio Juárez Badillo-Alfonso Rico Rodríguez, Editorial Limusa (2014).

Mecánica de Suelos, T. William Lambe, Robert V. Whitman, Editorial Limusa (2014).

Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, Braja M. Das, Editorial Cengage Learning (2014).

Principios de Ingeniería en Cimentaciones, Braja M. Das, Editorial Cengage Learning (2012).

Mecánica de Suelos y Cimentaciones, Carlos Crespo Villalaz, Editorial Limusa (2010).

Ingeniería de Cimentaciones: Conceptos Básicos de la Práctica, Enrique Tamez González, TGC Geotecnia S.A. de C.V.

Ingeniería Geológica, Luis González de Vallejo, Editorial Prentice Hall (2004)

Foundation Analysis and Design, Joseph E. Bowles, Editorial McGraw Hill (1977).

Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones de la Ciudad de México (2004).

Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo de la Ciudad de México (2004).

Cartas Geológico-Mineras INEGI, Servicio Geológico Minero, Carta de la Ciudad de México escala 1:250,000.