



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

ANÁLISIS Y DISEÑO DE UNA CIMENTACIÓN PROFUNDA A BASE DE PILAS Y MUROS MILÁN DE UN RASCACIELOS EN EL VALLE DE MÉXICO

TESIS

PARA OBTENER EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

QUE PRESENTA
ETIENNE GONZÁLEZ DOMÍNGUEZ

DIRECTOR
M.EN I. AGUSTÍN DEMENEGHI COLINA



MÉXICO D.F. CIUDAD UNIVERSITARIA, ENERO 2013



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA
COMITÉ DE TITULACIÓN
FING/DICyG/SEAC/UTIT/151/2012

Señor
ETIENNE GONZÁLEZ DOMÍNGUEZ
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor M.en I. AGUSTÍN DEMÉNEGHI COLINA que aprobó este Comité, para que lo desarrolle usted conforme a la opción I. "Titulación mediante tesis o tesina y examen profesional", para obtener su título en INGENIERÍA CIVIL.

"ANÁLISIS Y DISEÑO DE UNA CIMENTACIÓN PROFUNDA A BASE DE PILAS Y MUROS MILÁN, DE UN RASCACIELOS EN EL VALLE DE MÉXICO"

- INTRODUCCIÓN
- I. ANTECEDENTES
- II. EXPLORACIÓN Y ANÁLISIS DEL SUELO
- III. ANÁLISIS Y DISEÑO DE PILAS
- IV. ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS
- V. EXCAVACIÓN Y PROCESO CONSTRUCTIVO
- VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria a 9 de Octubre de 2012
EL PRESIDENTE DEL COMITÉ


M. EN I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ

JLTS/MTH

Dedicatoria

A mi padre Dr. Juan Manuel González Camacho

y

a mi madre Sra. Mercedes Domínguez Flores

Agradecimientos

A mis padres, por todo su cariño y apoyo incondicional.

A mis hermanas Fabiola y Stéphanie, por estar siempre a mi lado.

A mis profesores de la carrera por sus consejos y enseñanzas.

A mi director de tesis, M.I. Agustín Deméneghi Colina, por sus asesorías y enseñanzas.

A mis sinodales, por su contribución en este trabajo.

A la empresa CIMESA y al grupo Soletanche-Bachy, en especial al M.I. Juan Paulín Aguirre por su excelente asesoría para la realización de este trabajo y por las facilidades otorgadas para la realización de esta tesis.

A la Facultad de Ingeniería, por darme la oportunidad de formarme como ingeniero y ser humano.

A la Universidad Nacional Autónoma de México, por ser mi alma máter.

Introducción.....	1
I. Antecedentes	4
I.I Tipos de Cimentaciones	4
I.I.I Cimentaciones Superficiales	4
I.I.II Cimentaciones Profundas	6
I.II Clasificación de Cimentaciones Profundas.....	8
I.II.I Pilotes	8
I.II.II Pilas	11
I.II.III Muros	14
II. Exploración y Análisis del Suelo	16
II.I Estudios Preliminares	16
II.II Estudios Geotécnicos	20
II.II.I Localización de Sondeos	20
II.II.II Prueba de Penetración Estándar, SPT	21
II.II.III Prueba Cross Hole	23
II.III Estudios y Pruebas de Laboratorio.....	26
II.III.I Análisis Granulométrico.....	26
II.III.II Propiedades Índice de los Suelos.....	28
II.III.II.I Límite Líquido.....	29
II.III.II.II Límite Plástico	31
II.III.III Clasificación de los Suelos	31
II.III.IV Prueba Triaxial.....	39
II.III.V Análisis y Resultados de la Pruebas y Sondeos.....	41
III. Análisis y Diseño de Pilas	47
III.I Estado Límite de Falla	49
III.I.I Estado límite de falla para pilas circulares y pilas oblongas.....	49
III.II Capacidad de Carga de Pilas	50
III.II.I Capacidad de Carga de Pilas Circulares.....	50
III.II.I.I Capacidad de carga de las pilas por apoyo de su punta	50
III.II.I.II Capacidad de carga de por fricción positiva de las pilas	52

III.II.I.III Capacidad de carga de las pilas considerando la contribución por punta y por fricción positiva	53
III.II.I.IV Capacidad de carga admisible válida para diseño de las pilas	53
III.II.I.V Capacidad de carga a la tensión de las pilas	54
III.II.II Capacidad de Carga de Pilas Oblongas.....	57
III.II.II.I Capacidad de carga de las pilas oblongas por apoyo de su punta .	57
III.II.II.II Capacidad de carga de por fricción positiva de los muros – pila oblonga.....	58
III.II.II.III Capacidad de carga de los muros–pila oblonga, considerando la contribución por punta y por fricción positiva.....	58
III.II.II.IV Capacidad de carga admisible válida para diseño de las pilas oblongas.....	59
III.II.II.V Capacidad de carga a la tensión de las pilas oblongas.....	59
III.III Estado Límite de Servicio	62
III.III.I Estado Límite de Servicio para pilas circulares y pilas oblongas.....	62
III.IV Procedimiento Constructivo de Pilas.....	66
III.V Diseño Estructural de Pilas	69
IV. Análisis y Diseño de Muros.....	70
IV.I Ademes	70
IV.II Empuje sobre Muros	71
IV.III Anclaje.....	74
IV.IV Diseño Estructural de Muros.....	85
V. Excavación y Proceso Constructivo.....	89
V.I Expansiones Elásticas.....	89
V.II Falla de Fondo	90
V.III Abatimiento Nivel freático.....	90
V.IV Proceso Constructivo	94
VI. Conclusiones y Recomendaciones	105
Bibliografía	111

Introducción

La ingeniería de cimentaciones se ha desarrollado exponencialmente a lo largo de las últimas décadas. La gran demanda de macro infraestructura para el sector privado y público, conlleva a enfrentar nuevos retos. Las superestructuras transmiten sus cargas al suelo por medio de sistemas de cimentación cada vez más complejos a causa de dos factores: el primero es el de la concepción intelectual y su análisis numérico; y el segundo es la metodología constructiva que se apoya en las nuevas tecnologías, respetando el medio ambiente en todas sus aristas.

Los proyectos de hoy en día, responden a necesidades de gran escala que solamente las grandes metrópolis pueden satisfacer, en particular en la Ciudad de México y zona Metropolitana. A pesar del gran territorio del Valle de México, hemos llegado a niveles de sobre población y falta de espacio; por lo que el crecimiento horizontal, que hemos estado llevando a cabo desde la modernización de la ciudad, debe suspenderse y por el contrario debemos seguir la pauta del crecimiento vertical que se ha desarrollado en los últimos años. Dicho crecimiento implica superestructuras con grandes cargas a transmitir al suelo en superficies reducidas, esta premisa a su vez obliga a buscar estratos de suelo cada vez más resistentes, que se encuentran a profundidades de más de 40 m. Cabe recordar que el Valle de México albergó por siglos al Lago de Texcoco y por diferentes motivos (principalmente los asentamientos humanos y sobre explotación del Lago) éste se secó; dejando a la Ciudad inhabilitada de un recurso valioso, con grandes problemas mecánicos de suelo y con un hundimiento regional que año con año aumenta por la constante extracción del agua a nivel subterráneo.

Así pues el objeto de este trabajo se reduce a cimentaciones profundas de superestructuras diseñadas especialmente para el suelo tan problemático como lo es el de la Ciudad de México. El estudio de las cimentaciones profundas como erróneamente se cree, no se resume a complejos modelos computacionales ni a nuevos modelos teóricos; si bien estos factores ayudan a optimizar el desarrollo de dichos proyectos, ahora bien, no son determinantes para el buen diseño de una cimentación de este tipo. Más allá de cálculos complejos, el génesis de una cimentación profunda es su conceptualización.

Recordando al Dr. Nabor Carrillo, gran precursor de la Mecánica de Suelos en México, en el prefacio del libro *Fundamentos de la Mecánica de Suelos* del Dr. Juárez Badillo, enuncia acertadamente que aquellos que “no tienen particularmente inclinación analítica y, en cambio, sienten pasión por la

observación y curiosidad de explorar personalmente con experimentos directos las intimidades de la naturaleza, la Mecánica de Suelos ofrece las mejores perspectivas”. Dicho esto, las cimentaciones profundas se reducen a la comprensión absoluta del problema, que bajo circunstancias de materiales complejos e inciertos se den soluciones reales. La autocrítica y la sinergia del trabajo en equipo son fundamentales para el éxito de un proyecto de cimentación profunda.

A través de las lecturas y enseñanzas que adquirí en esta primera etapa de mi formación, aprendí que en la ingeniería y más precisamente la Ingeniería de Cimentaciones, no es un campo dogmático sino más bien un reto intelectual sistemático, un ejercicio de creación e ingenio, de prudencia y de un gran sentido de observación; que da resultados reales y útiles para un proyecto en especial, con posibilidad de proyectar algunas soluciones a otros proyectos pero bajo el mismo esquema de razonamiento.

Por esta razón, este trabajo se basa en un proyecto real y soluciones reales. Gracias al apoyo de *CIMESA*, se presenta a continuación el ciclo de concepción de un rascacielos de 267 m de altura, 60 pisos y 6 niveles de sótano, partiendo de la exploración del sitio, seguida de la selección de los elementos de cimentación, de los principales criterios de análisis y diseño, y finalmente del método constructivo. Todas estas etapas siendo respondidas sistemáticamente por medio de las habilidades ingenieriles enunciadas anteriormente.

Las pruebas y sondeos fueron realizados por la empresa *Mecánica de suelos y procedimientos geotécnicos de construcción*, cuyos resultados de las pruebas fueron una gran ayuda para la ejecución de este trabajo, así mismo la información suministrada por *CIMESA* fue trascendental para poder presentar un caso real y poder analizarlo.

Más allá de inquirir en un problema teórico idealizado, con soluciones perfectas en materiales ideales, decidí emprender este caso, para que al llegar a su conclusión, mi percepción de la realidad y mi razonamiento ingenieril evolucione.

Cabe remarcar que proyecto de tal envergadura no se conciben de la noche a la mañana, llevan un proceso de perfeccionamiento y del trabajo en conjunto de un gran equipo de ingenieros y colaboradores. Un proyecto de cimentación profunda como éste debe contemplar la seguridad de la estructura, su viabilidad económica y la sustentabilidad ambiental. Por tal motivo este rascacielos tendrá la certificación LEED (*Leadership in Energy in Environmental Design*); que es el estándar en construcción sostenible con mayor prestigio en el mundo. Se basa en

un sistema de puntuación que mide el nivel de respeto medioambiental y de salud de los edificios.

Actualmente este rascacielos está en construcción, en el cual tuve la oportunidad de estar y en suma, poder participar en algunas tareas de la obra, adquiriendo conocimiento directo de los ingenieros especialistas de la obra. Considero esta experiencia enriquecedora, que se refleja a lo largo de todo este trabajo; ya que adquirir experiencia y conocimiento de manera directa otorga al ingeniero una perspectiva única.

Finalmente este trabajo tiene como objetivo:

Desarrollar y comprender el diseño de ingeniería básica de una cimentación profunda a base de pilas y muros Milán de un rascacielos de 267 m de altura en el valle de México, donde a lo largo de los capítulos se presentarán los problemas y soluciones particulares del diseño de dicho proyecto. No se pretende estudiar exhaustivamente todos los tipos, elementos y criterios de cimentaciones profundas. El aprendizaje del criterio ingenieril y de la correcta aplicación de la ingeniería geotécnica, son las principales actividades a desarrollar.

El desarrollo de este planteamiento se integrará en seis capítulos:

I. Antecedentes

II. Exploración y Análisis del Suelo

III. Análisis y Diseño de Pilas

IV. Análisis y Diseño de Muros

V. Excavación y Proceso Constructivo

VI. Conclusiones y Recomendaciones

Con el único propósito de responder a los objetivos planteados.

I. Antecedentes

El objetivo de este primer capítulo es el presentar una visión general de lo que es una cimentación sin importar su tipo, de dar a conocer su función en un sistema estructural y principalmente el de tener los criterios básicos para la acertada selección del tipo de cimentación que una estructura requiere conforme a sus características particulares. Posteriormente nos enfocaremos en las cimentaciones profundas y sus arquetipos que de ellas se derivan.

I.1 Tipos de Cimentaciones

La clasificación de las cimentaciones en la actualidad es muy vasta y difiere de cada ingeniero, de escuela de ingeniería o incluso de academia de ingeniería, no obstante dentro de todas las existentes se distinguen dos ejes principales: Las cimentaciones superficiales y las cimentaciones profundas.

I.1.1 Cimentaciones Superficiales

Las cimentaciones superficiales, son estructuras que transmiten por medio de la presión de su base, los esfuerzos o cargas que genera la superestructura. Una particularidad de este tipo de cimentaciones es que los rozamientos laterales no se consideran al momento del diseño debido a su geometría y profundidad es decir: la profundidad de desplante no excede el doble de ancho de la cimentación.

También conocidas como cimentaciones directas, pues reposan directamente sobre el suelo de desplante, éste a su vez prácticamente permanece inalterado como consecuencia de que la excavación de desplante mantiene estable las condiciones del estrato de apoyo.

Estructuralmente las cimentaciones superficiales, son ampliaciones de algún elemento estructural tales como una columna o un muro. Al elemento de cimentación que soporta una columna aislada se le denomina zapata aislada; si la zapata soporta un muro, entonces se dice que es una zapata corrida. En el caso

de que se soporten una serie de columnas, entonces se dice que es una zapata combinada.

Cuando las cargas son muy pesadas se recurre a las losas de cimentación, que son una variación de las zapatas combinadas, cubren toda el área de la superestructura soportando muros y columnas.

Otro tipo de cimentación superficial es la cimentación con cajones semiprofundos que se utiliza cuando la resistencia del suelo es baja y/o las cargas son elevadas, o cuando se necesite aumentar el área de apoyo y acrecentar el la profundidad de desplante. Bajo estas condiciones, es un sustituto ideal de las losas de cimentación.

Las cimentaciones compensadas, se seleccionan cuando los requerimientos de diseño sean mayores y superen la capacidad del suelo. Se procede a emplear cajones de cimentación cumpliendo una función principal: que el peso del material excavado iguale al peso de la estructura de manera que el suelo no perciba la sustitución efectuada. Estos cajones suelen estar desplantados a una profundidad tal que se presente un punto de equilibrio entre las cargas que son transmitidas al suelo y el peso del volumen excavado, dentro del ámbito de la ingeniería a este fenómeno se le conoce como “principio de flotación”.

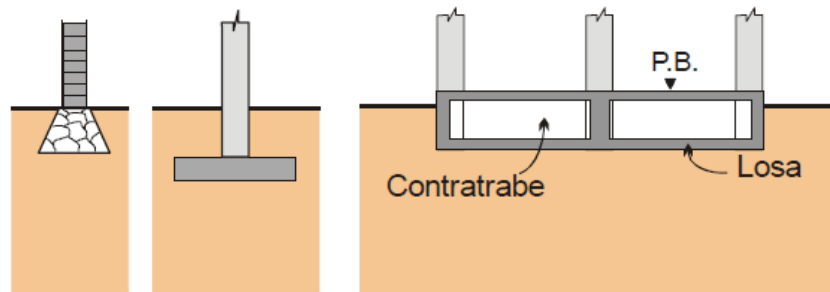


Figura I. II Zapatas

Figura I. III Losa de Cimentación

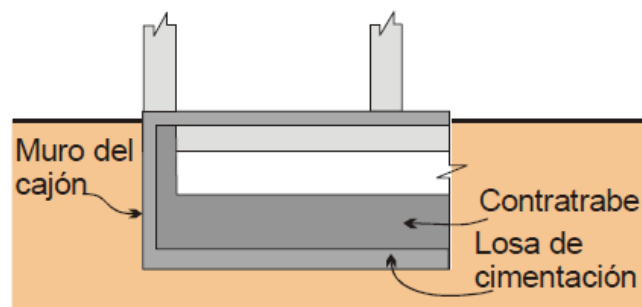


Figura I. III Cimentación Compensada

I.I.II Cimentaciones Profundas

Las características mecánicas del suelo superficialmente no son siempre adecuadas para la selección de una cimentación superficial, por lo tanto el Ingeniero Civil debe localizar estratos de suelo más resistentes y éstos, suelen encontrarse a mayores profundidades, llamándolas así cimentaciones profundas.

Las cimentaciones profundas son aquellas que transfieren las cargas a estratos de suelos resistentes localizados a gran profundidad. Las cargas pueden ser transmitidas directamente en el estrato resistente (pilas o pilotes de punta) o por fricción lateral que se crea entre la cimentación y el suelo (pilotes de fricción).

Para la ejecución de los elementos de cimentación profunda, es importante tener en consideración cuatro aspectos fundamentales:

- Método por el cual se transmitirá la carga al subsuelo
- Características de los materiales que se emplearán para la construcción de los elementos de cimentación
- Procedimiento constructivo que se implementará
- El presupuesto destinado, como factor económico donde se contemplan los rubros de maquinaria, costo de mano de obra y de materiales

Dentro de los diferentes tipos de cimentaciones profundas los elementos de cimentación que más se aplican en la Ingeniería Civil y que se detallarán en el siguiente inciso, son los siguientes:

Según el Juárez Badillo (1963), los elementos esbeltos con dimensiones transversales de orden comprendido entre 0.30 m y 1.0 m se les denomina pilotes, aquellos que sobrepasan 1.0 m pero que no exceden del doble de dicho valor se les llama pilas. Sin embargo en la actualidad estas definiciones han sido cuestionadas por lo que a continuación se enuncia:

Los pilotes son miembros estructurales prefabricados en su mayoría con un área de sección transversal pequeña, comparada con su longitud, y se hincan por lo general con la ayuda de una piloteadora que tiene un martinete o un vibrador.

Las pilas son elementos estructurales subterráneos generalmente, colados in situ debido a su gran magnitud, que cumplen con la función de una zapata, es decir, éstas transmiten la carga a un estrato capaz de soportarlas y sin peligro de que fallen ni provoquen un asentamiento excesivo. Sin embargo en comparación con una zapata, la relación entre la profundidad de desplante y el ancho de la base es mayor a 4. Además en pilas el cuerpo del elemento puede ser recto o tener

campana, con esta ampliación en la base se obtiene mayor capacidad de carga estructural en el cimiento.

Otro elemento de cimentación profunda son los cajones o *caissons*, es una caja estructural o cámara que se hunde o construye en su situ por excavación sistemática del suelo por debajo del fondo de la unidad, permitiendo descender hasta la profundidad definida en el proyecto.

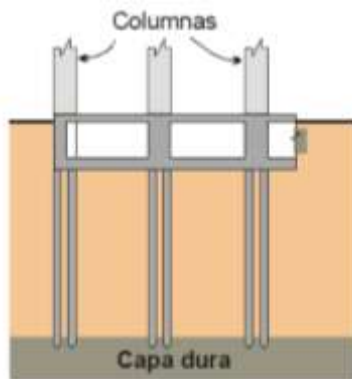


Figura I. IV Pilotes de Punta

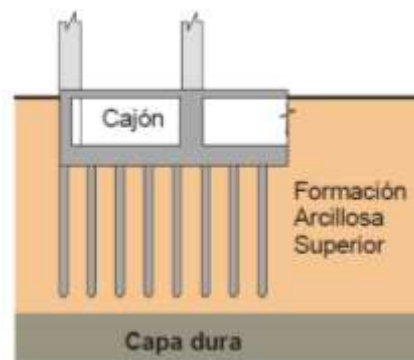


Figura I. V Pilotes de Fricción

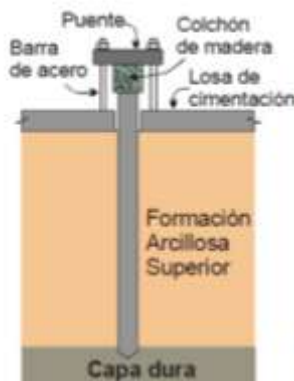


Figura I. VI Pilote de Control

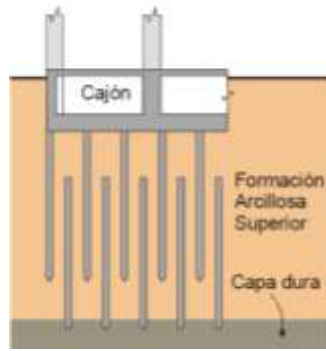


Figura I. VII Pilotes Entrelazados

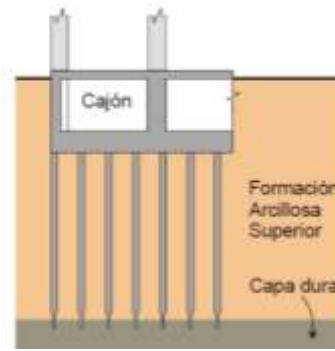


Figura I. VIII Pilotes de Punta Penetrante

I.II Clasificación de Cimentaciones Profundas

De acuerdo al inciso anterior, los principales elementos de cimentación profunda son las pilas, pilotes y muros. En este apartado se describirán a detalle principalmente el de las pilas y muros, pues este tipo de elementos serán los que se desarrollarán más adelante para el proyecto de rascacielos en cuestión.

I.II.I Pilotes

El uso de los pilotes es necesario cuando el suelo a nivel superficial es demasiado débil y la colocación de una zapata requeriría de una base superior a la del terreno. Los pilotes son adecuados para transmitir las cargas a mayores profundidades donde un estrato es más resistente. Su sección transversal y su gran esbeltez propician, que su colocación mediante una piloteadora o martinete faciliten el hincado. Frecuentemente se hincan en series de filas, soportando cada grupo de pilotes un muro o una columna.

Los pilotes se clasifican por sus materiales y sus características estructurales:

Los pilotes de acero están constituidos a base perfiles H o tubos de acero laminado, para el caso de los tubos éstos se pueden hincar con sus extremos cerrados o inclusive abiertos y posteriormente se rellenan con concreto después de su hincado. Otra alternativa para este tipo de material son las vigas de patín ancho o los perfiles I.

Según Braja M. Das (1984) la capacidad estructural permisible para pilotes de acero se calcula como:

$$Q_{perm} = A_s f_s$$

donde,

A_s es el área de la sección transversal del acero;

f_s es el esfuerzo permisible del acero ($\approx 0.33 - 0.35 f_y$).

Los pilotes pueden ser adaptados a las condiciones del terreno; por ejemplo para hincados en arena densa, esquistos o roca suave se les coloca puntas o zapatas de hincado en el extremo del pilote. Para condiciones de alto contenido de agua en el subsuelo se debe considerar un espesor adicional al de diseño para compensar la corrosión y/o adicionalmente aplicar un recubrimiento epóxico o inclusive con un encapsulado de concreto. Las ventajas de este tipo de material son su de fácil manejo refiriéndose a la extensión de la longitud deseada y su corte, soportan esfuerzos elevados de hincado, tienen una alta facilidad para penetrar en estratos duros y poseen una alta capacidad de soporte de carga. Sin embargo se debe tomar en consideración su alto costo, que pueden estar expuestos a la corrosión y que durante su hincado provocan un alto nivel de ruido.

Los pilotes de concreto son por lo general precolados, pueden tener un armado ordinario y una sección cuadrada u octagonal. El refuerzo de acero se proporciona con el objeto de que el pilote resista el momento flexionante efectuado durante su levantamiento y transporte, la carga vertical y el momento flexionante causado por una carga lateral en el subsuelo. Se puede también presforzarlo a través de cables de presfuerzo con acero de alta resistencia. Sus principales ventajas son: se pueden someter a hincados muy pesados, son resistentes a la corrosión y facilitan la combinación con una superestructura de concreto; sin embargo son difíciles de transportar y lograr el corte deseado resulta complicado. Otras variaciones de los pilotes de concreto son los pilotes ademados que se obtienen haciendo un hincado con un ademe de acero en el sitio a colocar, una vez a la profundidad deseada se retira el ademe y se prosigue a llenar son concreto, estos pilotes son baratos y su principal ventaja es el de poder inspeccionar antes de verter el concreto, sus desventajas son el difícil empalme después de fraguar y que los tubos se pueden dañar durante el hincado.

Los pilotes de madera, utilizados en México desde la época precolonial para la cimentación de las pirámides en la zona del Lago de Texcoco, son troncos de

árboles exentos de ramas y de la corteza limitados por las propiedades mecánicas de la madera y de su geometría (longitudes de 10 a 20 m). La madera debe ser cuidadosamente inspeccionada. Algunas organizaciones como la *American Society of Civil Engineers*, presentan la siguiente clasificación:

Clase A: soportan cargas pesadas. El diámetro del fuste, la parte sólida del árbol, mínimo debe ser de 356 mm.

Clase B: soportan cargas medias. El diámetro del fuste mínimo debe ser de 305 a 330 mm.

Clase C: sólo se emplean en trabajos provisionales de construcción. Cuando la totalidad del pilote está por debajo del nivel freático puede entonces estar en servicio de manera permanente. El diámetro del fuste mínimo deber ser de 305 mm.

Este tipo de pilotes ya no es muy utilizado en la industria de la construcción debido a las exigencias de seguridad de la superestructura y de la magnitud de las obras que se construyen hoy en día.

Finalmente los pilotes compuestos o mixtos, no son más que pilotes donde las partes superiores o inferiores están hechas de materiales diferentes los más recurrentes son: acero, concreto, madera o poliestireno. Los más utilizados son los de concreto en la parte superior y acero en la parte inferior, son requeridos cuando la longitud del pilote excede la capacidad de un pilote simple de concreto. Las diferentes combinaciones que se pueden llegar a seleccionar dependerán de las necesidades mecánicas y económicas siempre y cuando el diseño estructural sea conforme a los reglamentos de construcción del sitio.

Los pilotes por sus características estructurales y funcionamiento pueden ser:

Pilotes de carga de punta, se implementan si los registros de perforación del suelo muestran la presencia de un lecho de roca o de un material rocoso a una profundidad asequible, y se pueden extender hasta la superficie de la roca. En este caso, la capacidad última de los pilotes dependerá en su totalidad de la capacidad de carga del material subyacente, de ahí el nombre de pilotes de carga de punta.

Pilotes de fricción, son aquellos que están totalmente sumergidos en materiales blandos, de tal manera que la resistencia emana de manera casi total, de la adherencia que se desarrolla en el fuste del pilote, aplicándose para suelos cohesivos o de la fricción entre suelo y pilote para los suelos friccionantes. Suelen ser una alternativa cuando los pilotes de punta resultan ser muy largos y costosos.

Pilotes de compactación, se hincan en suelos granulares para lograr una compactación óptima del suelo a proximidades de la superficie del terreno. Su longitud está en función de parámetros como la densidad relativa del suelo previo a la compactación, de la densidad relativa deseada posterior a la compactación y de la profundidad de compactación solicitada. Su longitud por lo general es reducida en comparación con los demás pilotes, no obstante se necesitan de pruebas de campo para determinar su longitud correctamente.

I.II.II Pilas

En este apartado se describen brevemente las características de las pilas como elementos de cimentación, las cuales se distinguen de los pilotes principalmente por su tamaño creciente (diámetro mayor o igual a 750 mm) y en consecuencia de su sistema constructivo (coladas in situ). Por esta simple característica física se presentan diferencias substanciales, respecto a los pilotes, en su comportamiento. Sin embargo, para un primer diseño pueden utilizarse los mismos criterios de cálculo de capacidad de carga y asentamientos que los pilotes.

Las pilas se clasifican según la manera en que se diseñan para transferir la carga estructural del suelo:

Las pilas rectas, se prolongan a través del o de los estratos superiores del suelo débil y su punta se apoya sobre un estrato de suelo o roca que tenga una gran capacidad de carga. Una propiedad mecánica de este tipo de pilas es que la resistencia a la carga aplicada se puede desarrollar por el soporte de su extremo y a su vez por la fricción lateral en la interfaz entre el perímetro de la pila y el suelo.

Las pilas acampanadas, están constituidas de un fuste recto con una campana de fondo, la cual se apoya sobre un suelo con buena capacidad de carga. La campana puede construirse con forma de domo o inclinada. En el caso de las pilas inclinadas, las herramientas para ensanchar el fondo, disponibles en la industria de la construcción tienen un intervalo de 30° a 45° respecto a la vertical. Por cuestiones de simplicidad para el diseño de las pilas, la capacidad de soporte de carga se concentra solamente al apoyo del extremo, a excepciones en donde se considere en suma la fricción lateral.

Adicionalmente, las pilas rectas tienen la posibilidad de extenderse hacia un estrato de roca subyacente, para este caso, el cálculo de la capacidad de carga de estas pilas, el soporte extremo y el esfuerzo cortante desarrollado a lo largo del sistema entre el perímetro de la pila u la roca se toman en cuenta.

De acuerdo al método constructivo, las pilas se clasifican de tres maneras:

1. Método de construcción seca, es exclusivo para pilas que se colocan en suelos y rocas localizadas por encima del nivel freático y que no son susceptibles de desplomarse durante la perforación. La secuencia de construcción de acuerdo al Braja M. Das (1984) es la siguiente:
 - La excavación se termina (y se acampana si se desea), utilizando herramientas de perforación apropiadas y la rezaga de la perforación se deposita en un lugar próximo
 - Se vierte el concreto en la perforación cilíndrica
 - Si es el caso, se coloca una jaula de varillas de refuerzo en la parte superior de la pila
 - Se culmina colando el concreto
2. Método de construcción con ademe, adecuado para suelos o rocas inestables con tendencia al derrumbe o a deformaciones considerables al momento de la perforación. Al igual que el método anterior la secuencia que a continuación se presenta corresponde a la de Braja M. Das (1984):

Se inicia el procedimiento de excavación, igual que el método de construcción seca. Cuando se encuentre un suelo susceptible a derrumbarse, se introduce una lechada de bentonita en la excavación. La perforación continúa hasta que la excavación pasa el estrato de suelo susceptible a derrumbarse y se encuentra un estrato de suelo de roca impermeable.

- Se introduce un ademe en la perforación
- Se extrae la lechada del ademe con una bomba sumergible
- Se introduce en la perforación un taladro menor, que pase a través del ademe y se continúa la excavación
- Si se requiere, la base del agujero excavado se puede alargar con un ensanchador de fondo
- También si se necesita acero de refuerzo, el armado de varillas necesita extenderse en toda la longitud de la excavación, se procede a verter concreto en la excavación extrayendo el ademe gradualmente

3. Método de construcción húmedo, también conocido como método con lechada de desplazamiento tiene la característica de que la lechada se emplea para mantener abierto el barreno durante toda la profundidad de la excavación, su método se describe a continuación:
 - La excavación continúa hasta la profundidad total con lechada
 - Si requiere refuerzo, la caja de varillas de refuerzo se coloca en la lechada
 - Se vierte en la perforación el concreto que desplazará el volumen de lechada

Las pilas, pueden ser de múltiples secciones transversales, entre las más comunes son: las circulares, rectangulares, oblongas y combinadas.

En lo sucesivo, las pilas de sección oblonga, serán objeto de estudio, diseño y análisis y construidas bajo el mismo principio y equipos que el muro Milán, las piezas de cimentación de sección oblonga son ideales para transmitir cargas importantes o dar mayor rigidez lateral por cargas excéntricas o sismos. Los edificios más altos en el mundo se encuentran cimentados con este tipo de estructuras. Una ventaja, entre otras, de este tipo de pilas de cimentación, es la relación área lateral – área transversal. La cual es mayor que con las pilas circulares. Lo que permite desarrollar mayores capacidades de carga a menor rango de desplazamiento vertical (CIMESA¹).

Otras características y beneficios de este tipo de pilas son:

- Capacidad de carga muy elevada (superior a cualquier pilote) debido a su gran sección
- Pueden alcanzar profundidades de 35 m o más
- Apropia para su construcción bajo nivel freático
- Su construcción no genera vibraciones
- Puede absorber grandes cargas sin la necesidad de poseer cabezales (columna directamente sobre la pila)
- Se emplea maquinaria excavadora (no perforadora)
- Se adaptan a la mayoría de suelos

Se recomienda usar pilas oblongas en terrenos con estratos a gran profundidad, o en terrenos con problemas de nivel freático, así como en construcciones de gran escala. En este trabajo se aplicarán en el diseño de una rascacielos. Además es ideal para la construcción de sistemas de contención de tipo muro colados.

¹ Cimentaciones Mexicanas S.A.

I.II.III Muros

Los muros de contención son estructuras que proporcionan soporte lateral a una masa de suelo y deben su estabilidad principalmente a su propio peso y al peso del suelo que esté situado directamente arriba de su base. Los muros de contención constituyen partes propias de muchas cimentaciones. Los tipos más comunes en uso son: el de gravedad, semigravedad, voladizo, de contrafuertes y muros criba.

Los muros de gravedad dependen para su estabilidad completamente del peso de la mampostería o concreto y del suelo que se apoye en ellos. Sólo llevan refuerzo los muros de concreto, en los que se coloca una cantidad nominal de acero cerca de los paramentos expuestos para evitar el agrietamiento con los gradientes de temperatura.

Los muros de semigravedad, son más esbeltos comparados con los de gravedad y requieren, en consecuencia, de mayor refuerzo; este refuerzo consiste en varillas verticales colocadas a lo largo del paramento interior y otras que continúen dentro de las zapatas. Adicionalmente llevan acero por temperatura a proximidad del paramento expuesto.

Los muros voladizos, están compuesto de tableros y una base formada por una losa de concreto; ambos son relativamente delgados y están completamente reforzados para resistir los momentos y fuerzas cortantes a las que están sometidos.

Los muros contrafuerte, están conformados por una losa delgada exterior, generalmente vertical, apoyada a intervalos en la cara interior en losas verticales o contrafuertes que cortan en ángulo recto la losa exterior. Tanto la losa exterior como los contrafuertes están conectados a la losa de la base y el espacio que queda arriba de la base y entre los contrafuertes se rellena de suelo. Todas las losas deben estar completamente reforzadas.

Los muros criba se diferencian de los cuatro anteriores por no ser monolíticos; están formados por unidades estructurales individuales, unidas en el lugar formando una serie de cajas huecas, conocidas como cribas. Éstas se llenan de suelo y su estabilidad depende no solamente del peso de las unidades y su relleno, sino también de la resistencia del suelo usado para el mismo. Las unidades pueden ser de concreto reforzado, acero estructural o madera.

Como complemento estructural de los muros, un sistema de anclaje o incluso de estribos, pueden ser necesarios para la estabilidad de una cimentación.

En conclusión, obtener una visión general de la gama de sistemas de cimentación nos permite tener un mejor criterio en la selección de la cimentación más apta para un proyecto en especial. Asimismo, apelando a la capacidad ingenieril, esta clasificación de elementos no es más que una guía que marca sólo tendencias geométricas, estructurales y mecánicas; pues la creación de nuevos elementos, materiales y propuestas concretas en general que innoven la ingeniería de cimentaciones enriquecen a la comunidad geotécnica para concebir estructuras más sólidas y seguras, en las zonas con mayor riesgo.

II. Exploración y Análisis del Suelo

En este capítulo se describe la exploración y muestreo que se efectuada en el predio del proyecto: por lo tanto, las justificaciones del tipo de prueba y la selección del lugar del muestreo son puntos a abordar en dicho segmento. En consecuencia, el análisis de los resultados será primordial para la continuación del proyecto.

II.I Estudios Preliminares

La descripción del proyecto consiste en la segunda fase de la construcción de un Proyecto Inmobiliario de Usos Múltiples, ubicado en Av. Real de Mayorazgo No 130 en la colonia Xoco, Delegación Benito Juárez, Distrito Federal (Figura II.I).



Figura II. I Localización del Sitio del Proyecto

El rascacielos de 267 m de altura que albergará 60 niveles, se desplanta con otros 4 inmuebles de menor altura sobre una serie de 6 sótanos; de los cuales el más profundo se localiza a -23.2m. Tomando en cuenta esta situación debemos considerar la obra en general para determinar las características del suelo y no sólo enfocar nuestro estudio al predio exclusivo de la torre.

Para llevar a cabo los estudios preliminares, es indispensable realizar la consulta de mapas geológicos. En este caso se consultaron los mapas geológicos de la Cuenca del Valle México y zonas colindantes (CFE¹, Mooser, 1996), el mapa geológico-tectónico de la Cuenca de México del Instituto de Geología así también como la Zonificación Geotécnica del Distrito Federal (RCDF².2004).

Con base en esta información recopilada previamente, se resume a continuación un diagnóstico del terreno basándose únicamente de una búsqueda bibliográfica especializada:

El terreno tiene una topografía regular con tendencia a una planicie, fisiográficamente se localiza en una zona neovolcánica en el campo volcánico Sierra Las Cruces de acuerdo al cartógrafo Erwin Raisz. El predio se sitúa dentro de la Zona Geotécnica II de transición baja, esta zona se caracteriza por la presencia de potentes abanicos aluviales y depósitos lacustres a los que subyacen paquetes tobáceos que corresponden a la formación Tarango, constituidos por tobas limo-arenosas y areno-gravosas compactas, duras de color café rojizo y estratos de pómez, compactos de color crema claro, las cuales fueron explotadas como minas subterráneas tiempo atrás y son muy susceptibles a la erosión eólica y fluvial.

¹ Comisión Federal de Electricidad

² Reglamento de Construcción del Distrito Federal

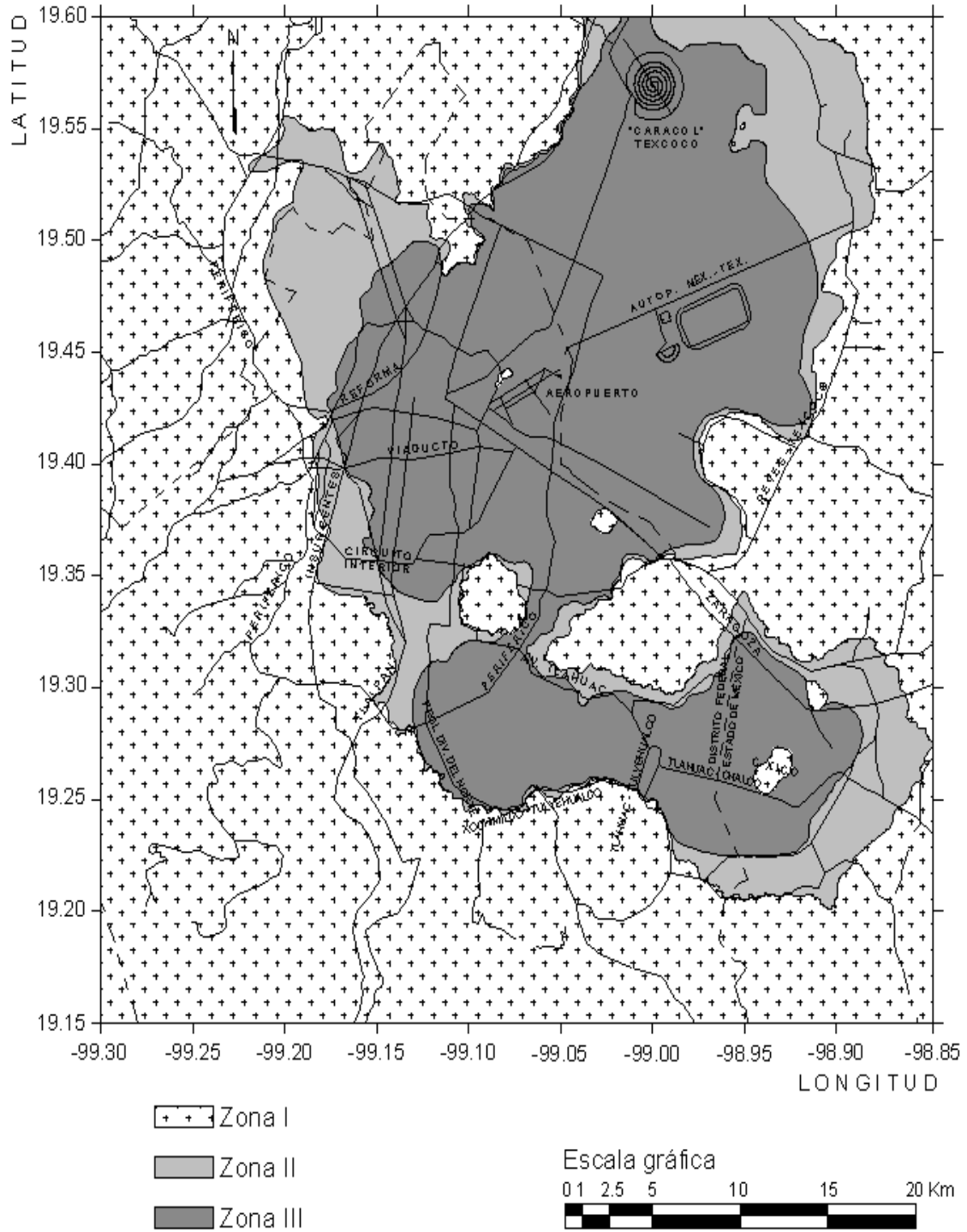


Figura II. II Zonificación Sísmica de la Ciudad de México

Desde un aspecto sísmico, se localizó el área de estudio en el mapa de periodos dominantes del suelo T_s , que forma parte de las normas técnicas complementarias para diseño por sismo del RCDF. La zona se ubicó entre la frontera de zona de lomas y la curva $T_s=1$ s, por lo tanto se evalúa que el valor de T_s deberá estar en un intervalo de 0,5 s a 1,0 s.

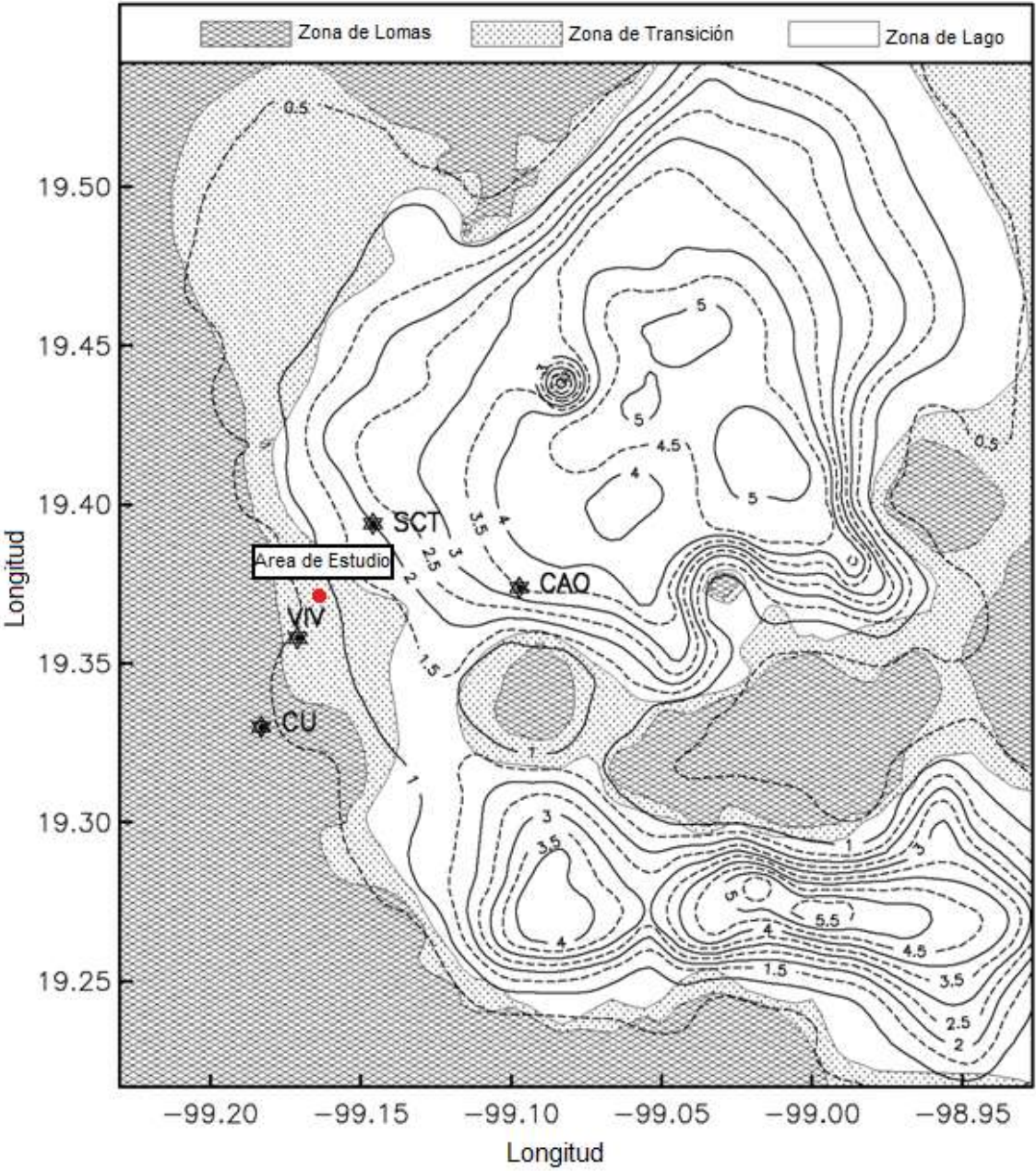


Figura II. III Contornos de los periodos dominantes del terreno. Se indican curvas desde $T_s=1.0$ s hasta 5.0s con incrementos de 0.5s

Una vez especificado el contexto del proyecto, se planeó el estudio y se realizó un muestreo de la zona para determinar las características estratigráficas y las propiedades mecánicas de los estratos del subsuelo del predio; posteriormente se estableció la capacidad de carga de diseño, la profundidad de desplante y los posibles procedimientos constructivos que se pueden emplear para la excavación profunda de los sótanos y ante todo la protección y seguridad de la obra y colindancias.

A continuación se enuncian los trabajos de exploración y muestreo del subsuelo, efectuados y las pruebas de laboratorio realizadas en las muestras obtenidas con el fin de determinar las propiedades índice y las propiedades mecánicas de los materiales del subsuelo a fin de fijar las recomendaciones del procedimiento constructivo de las excavaciones y del diseño de las estructuras de contención que más se adapten.

II.II Estudios Geotécnicos

II.II.I Localización de Sondeos

Cuatro sondeos mixtos de muestreo continuo se realizaron en el predio, nombrados SM-1 a SM-4. Los primeros dos sondeos, se efectuaron a de 50 m de profundidad, el tercero y cuarto se hicieron a 45 m. Se combinó la obtención de muestras representativas alteradas a través del método de penetración estándar. Dentro de las herramientas utilizadas se recurrió a un barril rotatorio NX con broca de barril con incrustaciones de diamante industrial en su extremo, para el caso en el que los materiales presenten rechazo o el índice de resistencia a la penetración estándar sea mayor a los 50 golpes que estipula la prueba para avances menores a 5 cm.

En suma se efectuaron 4 sondeos mixtos selectivos: SMS-1 a SMS-4, de la misma manera que los sondeos mixtos de muestreo continuo, los primeros dos se hicieron a una profundidad de 50 m y los dos últimos a 45 m. No obstante el muestro comenzó a partir de los 35 m de profundidad, perforando con una broca tricónica de 2 15/16” de la superficie hasta los 35 m, a partir de dicha profundidad hasta la profundidad de exploración programada se recurrió al barril rotario NX descrito anteriormente y se combinó la obtención de muestras representativas alteradas mediante el procedimiento de penetración estándar.

II.II.II Prueba de Penetración Estándar, SPT

En los párrafos siguientes se describe la prueba de penetración estándar como método de muestreo. Esta prueba consiste en un penetrómetro que se enrosca al extremo de una tubería de perforación y se penetra a través de golpes, dados por un martinete de 63.4 kg que cae desde una distancia de 76 cm, contando el número de golpes necesario para lograr una penetración de 30 cm intermedios (Figura II.IV). El martinete es hueco y guiado por la misma tubería de perforación, se eleva por un cable que pasa por la polea de un trípode y se deja caer desde la altura requerida contra el ensanchamiento de la misma tubería de perforación hecho al efecto. En cada avance de 60 cm se debe retirar el penetrómetro, removiendo el suelo de su interior, el cual constituye la muestra. En caso que los materiales en los que se realiza la prueba tengan una resistencia mayor a 50 golpes para penetrar 30 cm, se suspende la prueba al alcanzar 50 golpes y se reporta los centímetros penetrados. Si la prueba no resulta debido a la presencia de boleos o materiales similares, el avance de 60 cm se puede hacer utilizando un barril rotatorio NX, ya descrito.

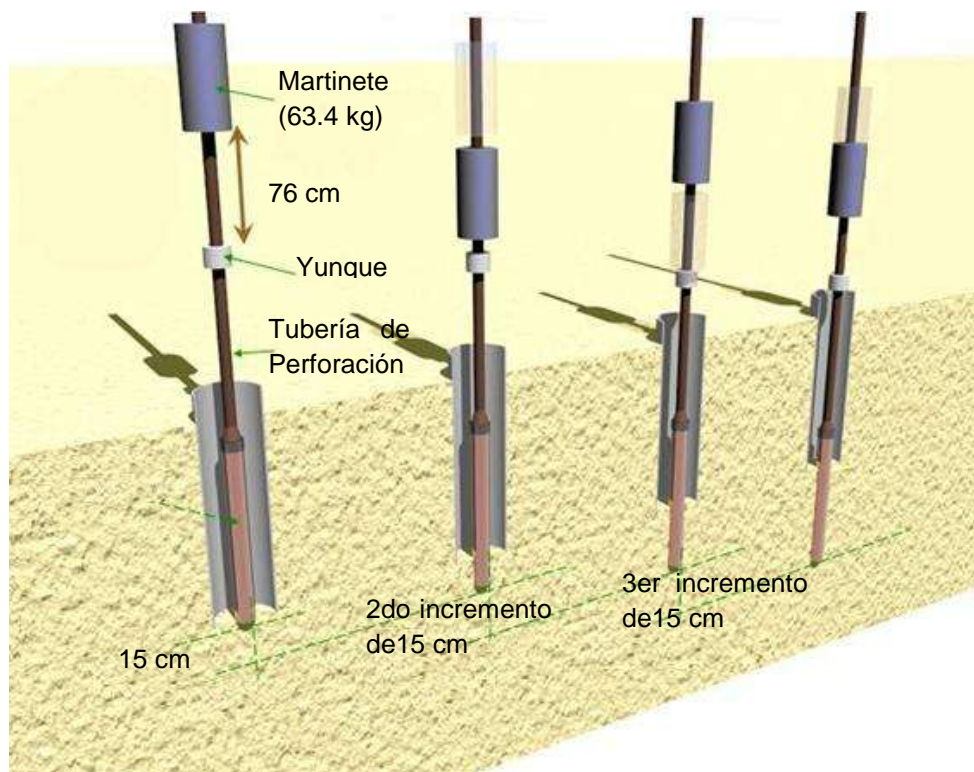


Figura II. IV Prueba SPT, Standard Penetration Test, Prueba de Penetración Estándar

Existen diversas correlaciones entre el resultado del ensayo SPT y las características del terreno (compacidad, resistencia y deformabilidad), e incluso con dimensiones de la cimentación requerida para un valor del asiento que se considera admisible.

Sin embargo, las principales correlaciones que ligan el golpeo SPT con las características del terreno, lo hacen respecto a los parámetros ángulo de rozamiento interno e índice de densidad en las arenas. En los terrenos cohesivos, aun cuando no son tan aceptadas, existen correlaciones respecto a la resistencia al corte sin drenaje. En algunas ocasiones, el valor del golpeo SPT debe ser afectado por unos factores correctores para tener en cuenta la profundidad a la que se realiza el ensayo, y la influencia de la ubicación de dicho ensayo sobre la capa freática.

1. Densidad Relativa

Densidad Relativa, Terzaghi y Peck (1948) publicaron la primera correlación entre NSPT y la Densidad Relativa ($D_R\%$), válida para arenas cuarzosas (ver Cuadro II.I). En base a los valores de la $D_R\%$, Terzaghi y Peck establecieron lo que hoy es un clásico sistema de clasificación de las arenas según su compacidad. El índice SPT está relacionado con la compacidad de las arenas. Terzaghi y Peck propusieron la siguiente relación.

Cuadro II. I Relaciones N y Compacidad de los Suelos

N SPT	Compacidad
5-10	Floja
11-30	Media
31-50	Densa
>50	Muy
0-4	Muy

2. Angulo de Fricción Interna

Los datos que se obtienen del ensayo SPT permiten estimar el ángulo de rozamiento interno de los materiales granulares, bien indirectamente, deducido de los valores estimado de la densidad relativa, bien directamente a partir del valor NSPT (tendencia actual). En la Figura II.V siguiente se presentan conjuntamente los ábacos propuestos por Meyerhof (1956) y Peck et al. (1974).

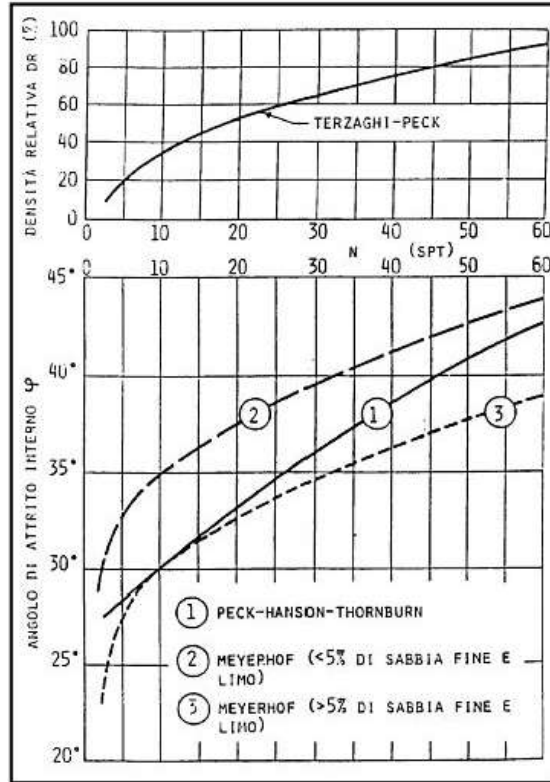


Figura II. V Gráfica para Determinar el ángulo de fricción Interna

II.II.III Prueba Cross Hole

A partir de la exploración geofísica, basada principalmente en la medición de la variación de la velocidad de propagación de ondas sísmicas o de la resistividad eléctrica de los suelos y por medio de su interpretación y correlación se deducen las características estratigráficas tales como la profundidad del nivel freático, posibles tipos y propiedades de suelos. Con estos estudios se complementa la información requerida para el diseño y se disminuye el número de sondeos.

El ensaye de Cross Hole (Figura II.VI), es uno de los métodos geofísicos más completos y tiene como objetivos principales calcular el módulo de elasticidad (E) y el módulo de rigidez al cortante (G), de cada uno de los estratos más representativos identificados hasta la profundidad máxima de dicho ensaye. Así mismo, se pueden obtener las mediciones de vibración ambiental (VA).

Por ello, se realizaron pruebas Cross Hole a cada metro, dentro de dos perforaciones con broca tricónica de 4" de diámetro a 45.0 m de profundidad, con una separación entre ellas de 3.6 m, además por un tubo de PVC hidráulico de

3" acoplados con los pozos agregando una mezcla bentonita y cemento entre la pared de la perforación y el ademe de PCV.

La metodología de Cross Hole consiste específicamente en determinar la velocidad de ondas compresionales P y de corte S, para calcular la relación de Poisson y por ende, los módulos E y G. Para la correcta aplicación de esta técnica se requieren al menos 2 pozos ademados con las características descritas anteriormente; estas especificaciones deben seguirse durante todos los estratos de interés donde se requiera obtener información; se sugiere además, que los ademes estén bien embebidos al menos a 5 m del basamento para la que las lecturas sean más confiables. La mediciones se toman desde el nivel 0 y con incrementos de 1 m de profundidad.

El equipo técnico para la buena ejecución del ensaye, es una fuente de excitación sísmica con un sistema de inicio de grabación integrado, un sensor receptor de ondas sísmicas comúnmente llamado geófono y un sismógrafo que no es más que un sistema de grabación de los registros. Es importante que el comienzo del registro y el momento en el que se genera la onda coincidan.

Se procede entonces a instalar la fuente de excitación en un pozo a una profundidad determinada, en el otro pozo se coloca el sensor receptor a la misma profundidad que se colocó la fuente de excitación en el primer pozo. Durante el ensaye la fuente genera una onda, ésta se propaga si no encuentra ninguna discontinuidad lateral y llega hasta el receptor para que la onda sísmica se transformada a una señal eléctrica y el sismógrafo la registra.

De cada registro sísmico obtenido en campo se obtiene el tiempo que tarda cada onda en llegar al receptor, este dato es la diferencia de tiempos entre $t_0 = 0$ s y t_1 que es el tomado al instante de que la onda llega al receptor, su precisión es en milisegundos. Las ondas P y S no viajan a la misma velocidad pues son ondas que se comportan de distinta manera, por lo tanto se tienen dos tiempos t_P y t_S , se toman sus respectivas lecturas y se calcula la velocidad de onda longitudinal y transversal de la manera más simple $V = \frac{d}{t}$, donde d es la distancia entre los pozos, estas velocidades son las que se utilizan para obtener los módulos de Poisson y de Elasticidad.

Para la obtención tridimensional de las lecturas, cada sensor de los instrumentos fue orientado para capturar los registros de velocidad y aceleración en las componentes longitudinal, transversal y vertical:

- Componente x: dirección Este- Oeste
- Componente y: dirección Norte-Sur

- Componente z: dirección Vertical

A pesar de la gran precisión que le otorgan los instrumentos utilizados, la aplicación de este método está limitada a suelos, pues se debe considerar la horizontalidad y continuidad de los estratos que lo conforman.

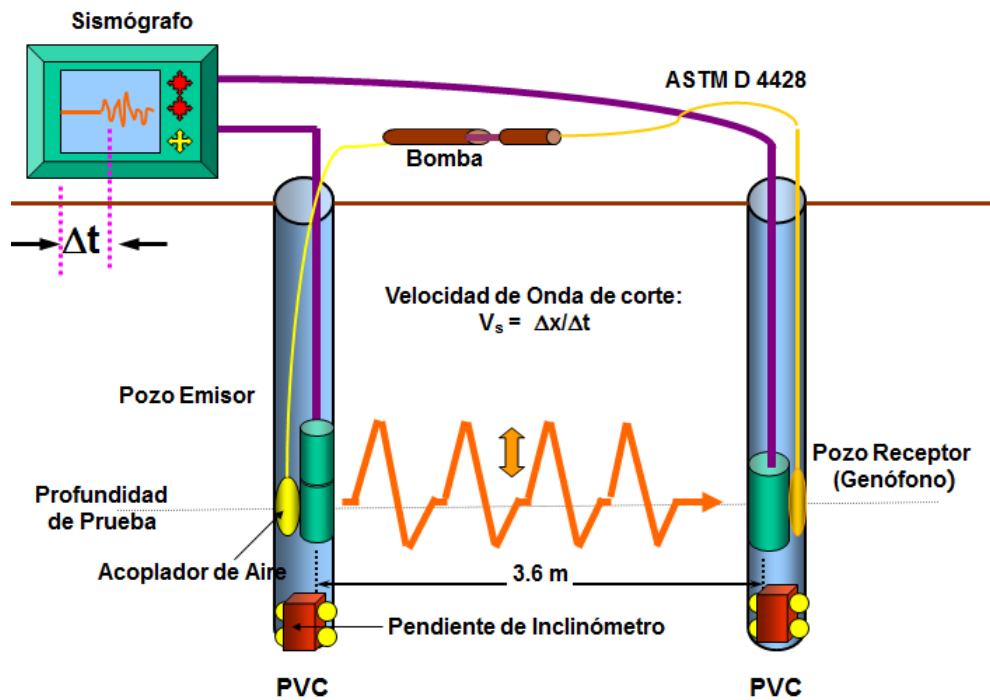


Figura II. VI Prueba Cross Hole

II.III Estudios y Pruebas de Laboratorio

Una etapa fundamental para la elaboración de un proyecto es la elaboración de estudios previos que para determinar todas las características mecánicas y físicas del terreno. Como se describió anteriormente los muestreos que se realizaron en el predio del proyecto y su buena ejecución es importante, debido a que errores en esta etapa conlleva a arrastrarlos errores hasta la etapa de construcción con posibles consecuencias graves.

En lo sucesivo se describe, como se manejaron las muestras, obtenidas en campo, en el laboratorio y en qué consistieron estas pruebas; finalmente se interpretan los resultados como culminación de esta primera fase de Exploración y Análisis de suelo.

La primera prueba de laboratorio que se debe hacer es clasificar de forma visual y al tacto para tener una noción inicial para predecir *grosso modo* los resultados esperados. Este primer contacto con las muestras nos ayuda a determinar si el suelo es altamente orgánico, si es de partículas gruesas o finas, etcétera.

En seguida se procede a determinar su granulometría, en cualquier masa de suelos, los tamaños de los granos varían en gran medida, para una clasificación correcta se debe conocer la distribución granulométrica del mismo. Para el caso de los suelos de grano grueso se determina a través de un análisis granulométrico con mallas, para los suelos de grano fino se apoya uno de un análisis con un hidrómetro.

II.III.I Análisis Granulométrico

El análisis granulométrico o por cribado, es una forma mecánica de analizar el suelo, consiste en agitar una muestra de suelo a través de una serie de mallas que tienen aperturas que van disminuyendo gradualmente, por facilidad cada malla estándar tiene un número que hace referencia al tamaño de apertura de la misma.

La muestra que se hará pasar por las mallas, debe haber sido secada al horno y haberse asegurado que no haya grumos para que cada partícula quede atrapada en su respectiva malla, la agitación puede ser manual o mediante un vibrador expreso para la prueba. Después se determina la masa de suelo retenido en cada malla. Para suelos con alta cohesión se puede mezclar con agua y se lava a través de las mallas. Por cada malla, se recolecta la masa retenida por separado y

se seca al horno, posteriormente se reporta la masa retenida definitiva, estos resultados expresan el porcentaje del peso de la muestra que pasó dicha malla.

El método de análisis hidrométrico, se basa en la teoría de la sedimentación de granos en el agua. Una muestra de suelos se diluye en agua, las partículas comienzan a sedimentarse proporcionalmente a su tamaño, peso y forma. Éstas se sedimentan a distintas velocidades. Se considera que todas las partículas son esféricas y su velocidad se rige por la ley de Stokes:

$$v = \frac{\rho_s - \rho_w}{18} \times D^2$$

La curva de distribución granulométrica es el resultado del análisis mecánico ya sea por cribado o por el método hidrométrico, esta gráfica por lo general se traza sobre una escala semilogarítmica. Para un fácil manejo de la información, los diámetros de las partículas se grafican en escala logarítmica y el porcentaje de finos en escala aritmética.

De la curva de distribución granulométrica se obtienen los porcentajes de grava, arena, limo y arcilla presentes en la muestra analizada. La grava, arena, limo y arcilla son los elementos principales para describir los suelos; ya que, la mayor parte de los suelos se componen de una mezcla de dos o más de estos elementos pudiendo contener adicionalmente material orgánico. Esta clasificación depende del tamaño de la partículas, las gravas con un límite de tamaño de 4.75 mm, las arenas deben de estar en un intervalo de 0.075 mm a 4.75 mm y las arcillas y los limos con un diámetro de partícula menor a 0.075 mm. Los limos y arcillas pueden tener el mismo tamaño de partícula, su diferencia reposa en sus características mecánicas. Las arcillas suelen tener una alta plasticidad y son cohesivas por el contrario los limos tienen baja o nula plasticidad y cohesión.

Adicionalmente existen tres parámetros que se obtienen de las curvas granulométricas y son útiles para clasificar los suelos granulares:

El primero es el diámetro efectivo D_{10} , que se reduce al tamaño del diámetro en la curva de distribución de las partículas correspondientes al 10% de finos.

El segundo es el coeficiente de uniformidad C_U , se expresa como el cociente del diámetro correspondiente al 60% de finos en la curva de distribución D_{60} y el diámetro efectivo.

$$C_U = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

El tercer parámetro es el coeficiente de curvatura C_z , y se define de la siguiente manera:

$$C_z = \frac{D_{30}^2}{D_{60} \times D_{10}}$$

donde,

D_{30} es el diámetro correspondiente al 30% de finos.

Finalmente de la curva de distribución granulométrica se obtienen los rangos de los tamaños de las partículas presentes en una muestra y la distribución de los diferentes tamaños de partículas. Para este último dato se han clasificado cuatro tipos de distribución:

Los suelos *bien graduados* son aquellos que contienen una buena proporción de partículas de todos los tamaños variando de finas a gruesas.

Los suelos *uniformes* o *mal graduados* tienen la característica que la casi totalidad de las partículas son aproximadamente del mismo tamaño.

Los suelos de granulometría *discontinua* son de una mezcla de partículas de tamaño grueso uniforme y de partículas finas uniformes, faltando partículas de tamaño intermedio de ahí su nombre de suelos discontinuos.

II.III.II Propiedades Índice de los Suelos

Una vez obtenida la granulometría del suelo, se determina la consistencia del suelo cuando la presencia de finos es significativa. Atterberg (1911) implementó un método para describir la consistencia de los suelos de grano fino con contenidos de agua variable. Posteriormente, esta prueba fue estandarizada por el Casagrande (1948) la cual es un referente indispensable para conocer las propiedades mecánicas de un suelo de grano fino.

De manera general, se observa que a menor contenido de agua, el suelo se comporta como un sólido frágil y a mayor contenido, el suelo tiende a fluir como un líquido. Por lo tanto, entre estos dos estados se han determinado etapas de transición para conjuntar 4 estados del suelo (sólido, semisólido, plástico y líquido) y 3 estados de transición (límite de contracción, límite plástico, límite líquido).

El límite de contracción es el contenido porcentual de agua en el punto de transición de estado sólido a semisólido. El límite plástico es el contenido de agua porcentual en el punto de transición de estado semisólido a plástico y el límite líquido es el contenido de agua en la transición del estado plástico a líquido. Estos límites, se les conoce en el contexto ingenieril como los límites de Atterberg. (Das, 2012)

Los estados límite o de transición son los puntos límite donde el suelo de grano fino cambia su naturaleza mecánica. Estos parámetros fueron determinados para las muestras de los sondeos recolectados en el predio estudiado. Los cuales se utilizarán en el diseño de la cimentación.

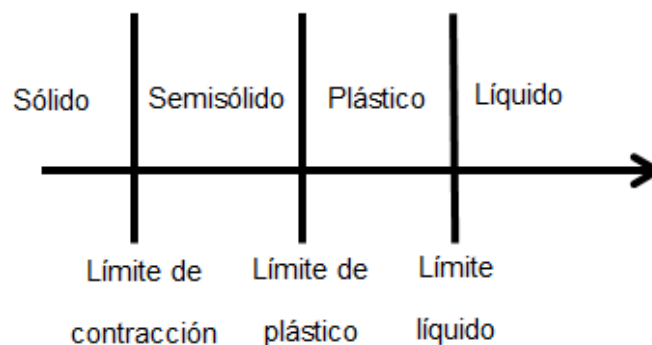


Figura II. VII Estados del Suelo y los Estados de Transición

II.III.II.I Límite Líquido

La prueba para obtener el límite líquido consiste en una copa de bronce y una base de hule duro (Copa de Casagrande). Por medio de una leva impulsada por una manivela, se deja caer la copa a una distancia estandarizada de 10 mm sobre la base. Previamente la preparación de la muestra se realiza de manera cuidadosa, la pasta se coloca en la copa, se hace una ranura en el centro de la pasta del suelo utilizando una herramienta de corte estándar (ver Figura II.VIII).

El contenido de agua, en porcentaje, necesario para cerrar una distancia de 12.7 mm a lo largo del fondo de la ranura a los 25 golpes se define como el límite líquido (ver Figura II.IX). Este procedimiento está descrito en la Prueba D-4318 de la ASTM¹.

¹ ASTM, American Society for Testing and Materials

Al formalizar esta prueba, Casagrande (1948) enunció que cada golpe en una copa estandarizada corresponde a 1 g/cm^2 de resistencia al cortante del suelo, en consecuencia si se requieren 25 golpes para encontrar el límite líquido, la resistencia al cortante de un suelo de grano fino en el límite líquido es de 25 g/cm^2

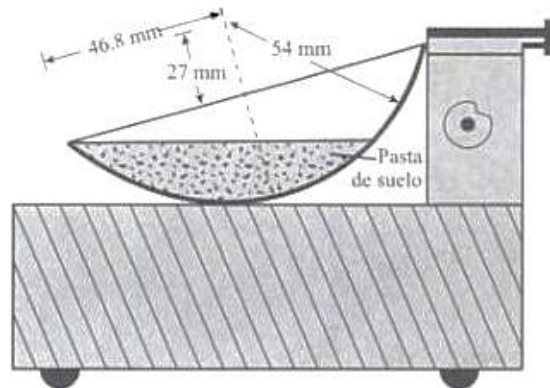


Figura II. VIII Copa Casagrande

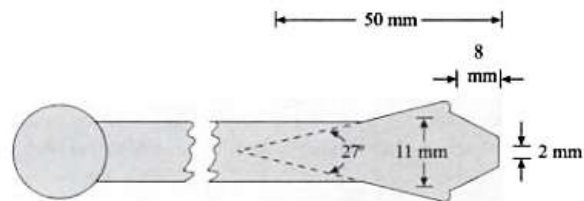


Figura II. IX Herramienta de Corte estándar

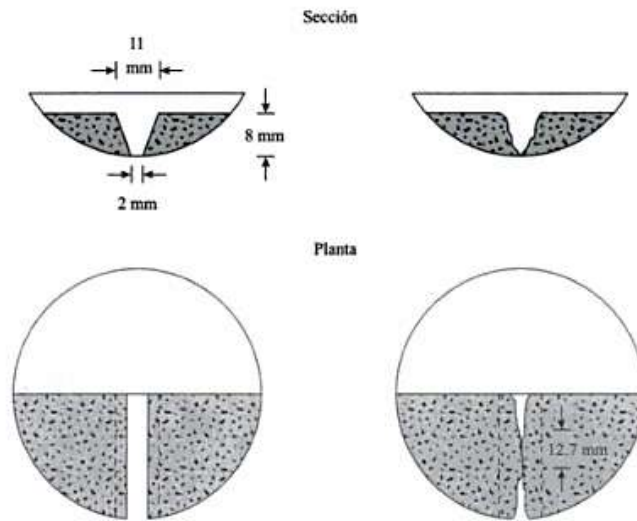


Figura II. X Pasta del Suelo antes y después de la prueba

II.III.II.2 Límite Plástico

El límite plástico, se obtiene de manera más simple y se establece como el contenido de agua, en porcentaje, en el cual una masa de suelo de forma elipsoidal al formar rollitos de 3.2 mm de diámetro sobre una superficie de vidrio, se desmorona. El límite plástico es el límite inferior de la etapa plástica del suelo. El procedimiento para la obtención del límite plástico se enuncia en la prueba D-4318 de la ASTM.

Asimismo se desprende otro parámetro, el índice de plasticidad PI que es la diferencia entre el límite líquido LL y el límite plástico PL de la muestra.

$$PI = LL - PL$$

El límite de contracción, se define como el contenido porcentual de agua, bajo el cual el cambio de volumen de la masa de la muestra del suelo cesa, la prueba D-427 de la ASTM describe paso a paso su ejecución.

II.III.III Clasificación de los Suelos

La clasificación de un suelo va más allá de una simple descripción física o de asignar un suelo a cierto grupo o subgrupo. La comunidad geotécnica ha

desarrollado un sistema basado en el comportamiento ingenieril y en las características generales de los suelos. En la actualidad se reconocen dos sistemas de clasificación: el AASHTO¹ y el SUCS². Sin embargo nos limitaremos al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, que es el sistema de referencia en México y en la industria geotécnica.

La esencia del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos fue desarrollada por el Dr. Casagrande más tarde con la cooperación de la Oficina de Restauración de los Estados Unidos el sistema fue establecido y es conocido bajo la prueba D-2487 de la ASTM.

El SUCS cuenta con un diagrama de flujo que con los parámetros obtenidos en las pruebas de laboratorio nos facilita identificar qué tipo de suelo poseemos.

Existen dos grandes ramas en esta clasificación:

Los suelos de grano grueso, compuestos por gravas y arenas es decir menos de la mitad de la muestra no pasa la malla No 200 que divide a los granos gruesos de los finos. Se denomina con la letra G aquellos que contenga principalmente grava o sean gravosos y con una S aquellos que tengan arena más de un 50% o sean arenosos.

Los suelos de grano fino, tienen más de 50% partículas con un tamaño inferior a la malla No 200, la letra M se refiere a los limos inorgánicos, la C para las arcillas inorgánicas y la O para los limos y arcillas orgánicas. Para casos especiales el símbolo Pt se usa para turbas, lodos o suelos altamente orgánicos.

Si se trata de un suelo *bien graduado* se le identifica con una W y si es un suelo *mal graduado* con una P. Ahora si tiene una baja plasticidad, límite líquido menor a 50, se le coloca una letra L, en caso contrario la letra H significa que se trata de un suelo con alta plasticidad, límite líquido mayor a 50.

La información necesaria para clasificar un suelo por el SUCS es la siguiente:

- Porcentaje de grava, fracción que logra pasar la malla de 76.2 mm y es retenida en la malla No 4 con una abertura de 4.75 mm.
- Porcentaje de arena, fracción que pasa la malla No 4 y es retenida en la malla No 200 con una abertura de 0.075 mm.
- Porcentaje de arcillas y limos, fracción de finos que pasan la malla No 200.
- Coeficiente de uniformidad y coeficiente de curvatura

¹ American Association of State Highway and Transportation Officials, Asociación Americana de Funcionarios de Carreteras Estatales y Transporte.

² Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, propuesto por el Dr. A. Casagrande en 1942 y más tarde revisado por el United States Bureau of Reclamation y el US Army Corps of Engineers.

- Límite líquido e índice de plasticidad de la porción del suelo que pasa la malla No 40 con una abertura de 0.425 mm.

Finalmente con estos parámetros se procede a clasificar el suelo:

1. Se determina el porcentaje F que pasa la malla No 200.
 - a) Si $F < 50\%$, es un suelo tipo grava o arenoso si F es igual al porcentaje de granos que pasan la malla No 200, ir a paso 2.
 - b) Si $F \geq 50\%$ es un suelo de grano fino, ir a paso 3.
2. Suelos de grano grueso, $100-F$, es la fracción porcentual gruesa. Ahora se identifica el porcentaje de la muestra que se encuentra entre las mallas No 4 y No 200 a ese porcentaje se le llamará F_1 .
 - a) Si $F_1 < (100-F)/2$ es un suelo donde la grava predomina ante el arena, es un suelo tipo G, para completar los detalle de su clasificación ver el Cuadro II.I para conocer el símbolo de grupo, ver la Figura II.X para hallar el nombre del grupo propio del suelo.
 - b) Si $F_1 \geq (100-F)/2$ es un suelo arenoso, se debe consultar el Cuadro II.II y Figura II.X para localizar el símbolo del grupo y en la Figura II.XI se obtiene el nombre de grupo del suelo.
3. Para los suelos de grano fino, en el Cuadro II.III y Figura II.X se obtiene el símbolo de grupo, en el caso de suelos inorgánicos la Figura II.XII proporciona el nombre del grupo. Finalmente si es un suelo orgánico en la Figura II.XIII se hallará el nombre del grupo.

Cuadro II. II Sistema Unificado de Clasificación, símbolos de grupo para suelos tipo grava

Símbolo del Grupo	Criterios
GW	Menos de 5% pasa la malla No 200; $C_u = D_{60}/D_{10}$ mayor que o igual que 4; $C_z = (D_{30})^2 / (D_{10} \times D_{60})$ entre 1 y 3
GP	Menos de 5% pasa la malla No 200; no cumple ambos criterios para GW
GM	Más de 12% pasa la malla No 200; los límites de Atterberg se grafican debajo de la línea A o en índice de plasticidad menor que 4
GC	Más de 12% pasa la malla No 200; los límites de Atterberg se grafican debajo de la línea A o en índice de plasticidad menor que 7
GC-GM	Más de 12% pasa la malla No 200; los límites de Atterberg caen en el área sombreada marcada CL-ML
GW-GM	El porcentaje que pasa la malla No 200 está entre 5 y 12; cumple los criterios para GW y GM
GW-GC	El porcentaje que pasa la malla No 200 está entre 5 y 12; cumple los criterios para GW y GC
GP-GM	El porcentaje que pasa la malla No 200 está entre 5 y 12; cumple los criterios para GP y GM
GP-GC	El porcentaje que pasa la malla No 200 está entre 5 y 12; cumple los criterios para GP y GC

Cuadro II. III Sistema Unificado de Clasificación, símbolos de grupo para suelos arenosos

Símbolo del Grupo	Criterios
SW	Menos de 5% pasa la malla No 200; $C_u = D_{60}/D_{10}$ mayor que o igual que 6; $C_z = (D_{30})^2 / (D_{10} \times D_{60})$ entre 1 y 3
SP	Menos de 5% pasa la malla No 200; no cumple ambos criterios para SW
SM	Más de 12% pasa la malla No 200; los límites de Atterberg se grafican debajo de la línea A o en índice de plasticidad menor que 4
SC	Más de 12% pasa la malla No 200; los límites de Atterberg se grafican debajo de la línea A o en índice de plasticidad menor que 7
SC-SM	Más de 12% pasa la malla No 200; los límites de Atterberg caen en el área sombreada marcada CL-ML
SW-SM	El porcentaje que pasa la malla No 200 está entre 5 y 12; cumple los criterios para SW y SM
SW-SC	El porcentaje que pasa la malla No 200 está entre 5 y 12; cumple los criterios para SW y SC
SP-SM	El porcentaje que pasa la malla No 200 está entre 5 y 12; cumple los criterios para SP y SM
SP-SC	El porcentaje que pasa la malla No 200 está entre 5 y 12; cumple los criterios para SP y SC

Cuadro II. IV Sistema Unificado de Clasificación, símbolos de grupo para suelos limosos y arcillosos

Símbolo del Grupo	Criterios
CL	Inorgánico; $LL < 50$; $PI > 7$; se grafica sobre o arriba de la línea A (zona CL)
ML	Inorgánico; $LL < 50$; $PI < 4$; o se grafica debajo de la línea A (zona ML)
OL	Orgánico; (LL-seco en horno)/(LL-sin secar); < 0.75 ; $LL < 50$ (zona OL)
CH	Inorgánico; $LL \geq 50$; PI se grafica sobre o arriba de la línea A (zona CH)
MH	Inorgánico; $LL \geq 50$; PI se grafica debajo de la línea A (zona MH)
OH	Orgánico; (LL-seco en horno)/(LL-sin secar); < 0.75 ; $LL \geq 50$ (zona OH)
CL-ML	Inorgánico; se grafica en la zona sombreada en la Figura II.X
PT	Turba, lodos y otros suelos altamente orgánicos

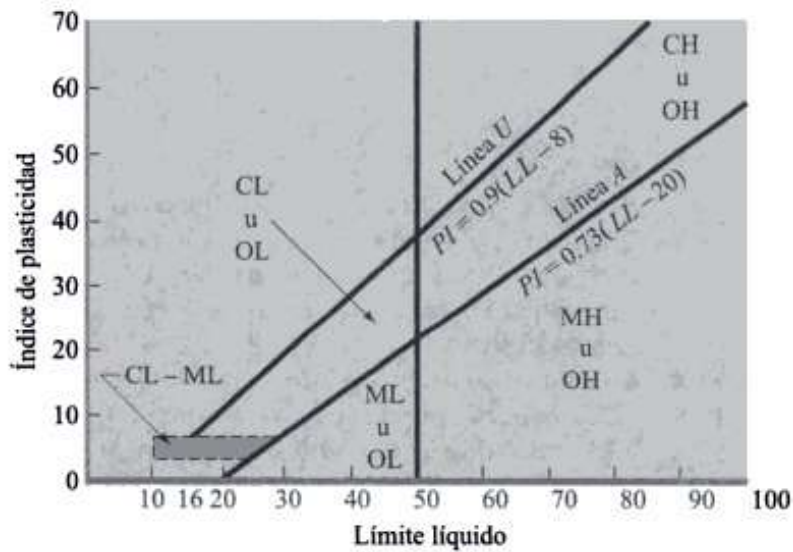


Figura II. XI Carta de Plasticidad

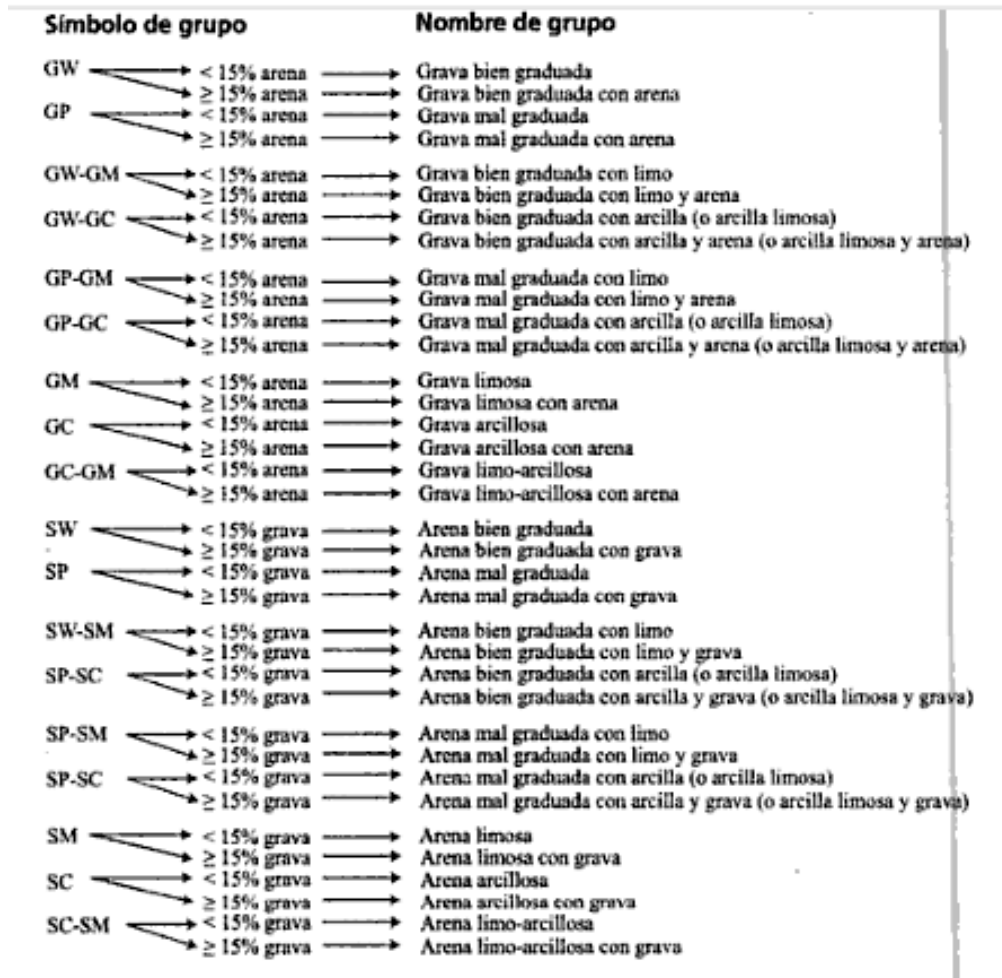


Figura II. XII Diagrama de Flujo para nombres de grupo de suelos tipo grava y arenosos

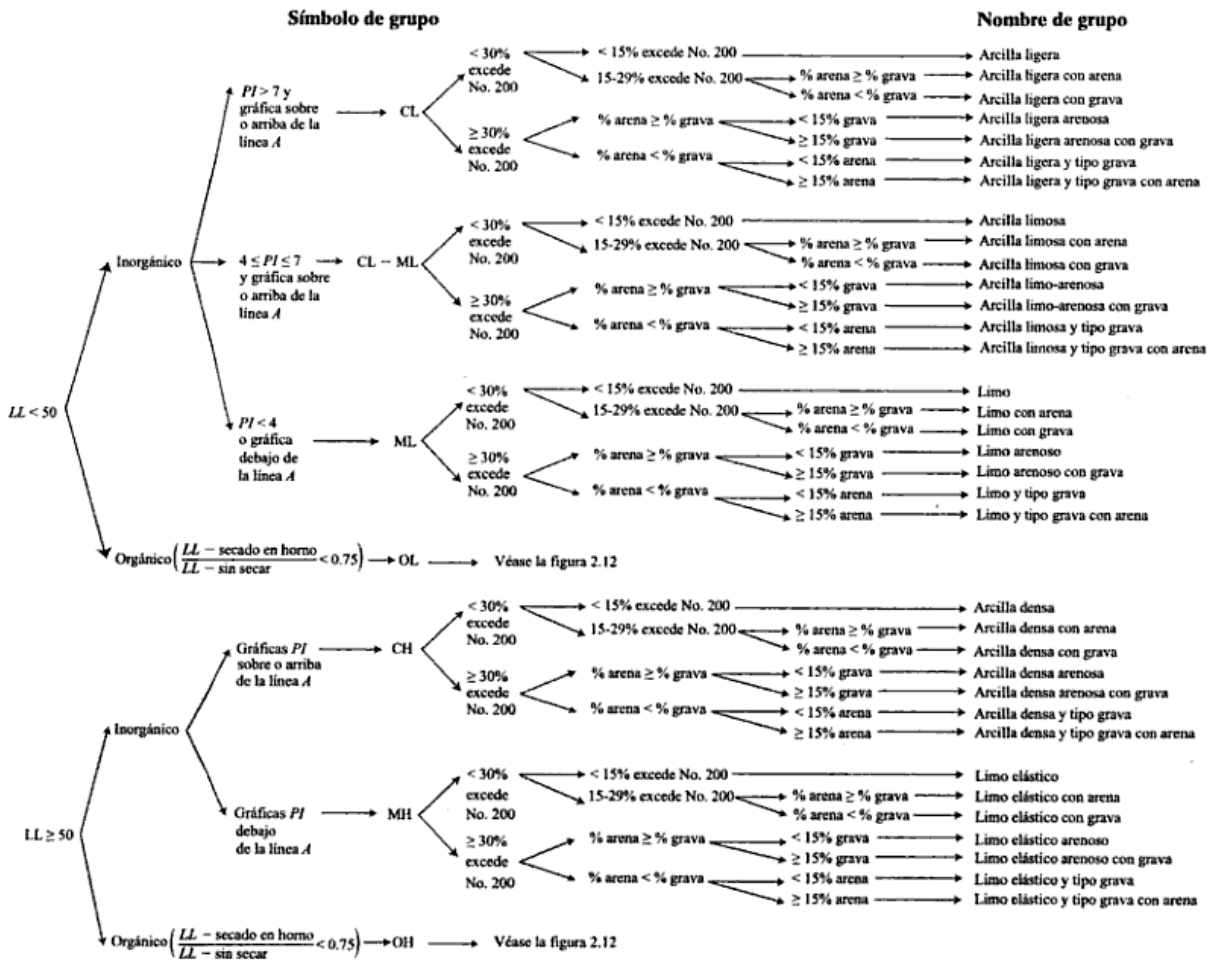


Figura II. XIII Diagrama de flujo para nombres de grupo de suelos limosos, inorgánicos y arcillosos de acuerdo con la ASTM

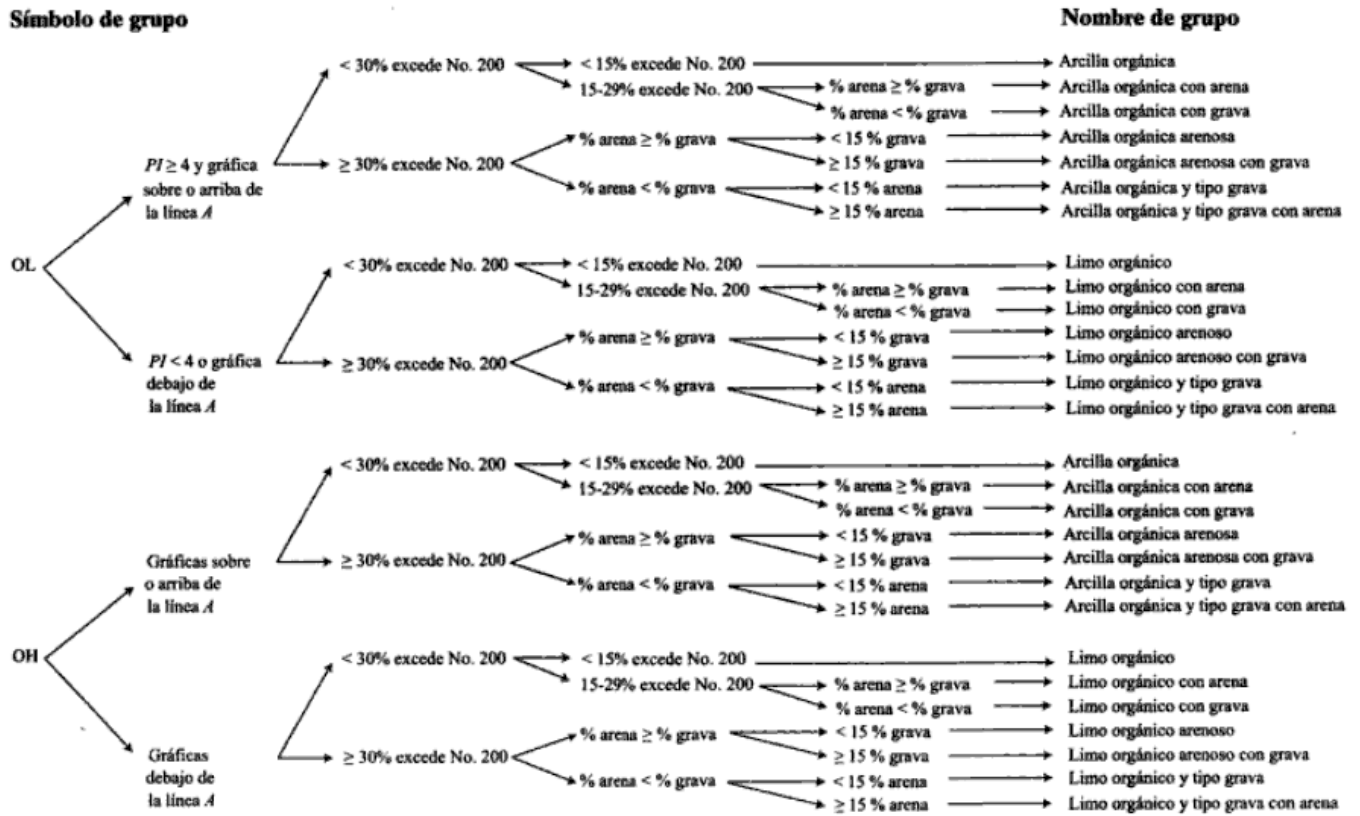


Figura II. XIV Diagrama de flujo para nombres de grupo de suelos limosos, orgánicos y arcillosos de acuerdo con la ASTM

II.III.IV Prueba Triaxial

Por último, existe una prueba mecánica para determinar el comportamiento al corte así como el esfuerzo-deformación de los suelos. Se trata de la prueba triaxial, que consiste en sujetar un probeta cilíndrica a una presión hidrostática de confinamiento y además a una presión axial que puede variarse independientemente de la presión de confinamiento.

La superficie cilíndrica de la muestra se cubre con una membrana de hule unida herméticamente a un pedestal en el extremo inferior y a una tapa en el superior. El conjunto está contenido en una cámara que puede llenarse de agua a la presión deseada, esta presión actúa lateralmente en la superficie cilíndrica de la muestra a través de la membrana de hule y verticalmente a través de la tapa superior. La carga axial adicional se aplica por medio de un pistón que pasa a través de la parte superior de la cámara. Se colocan piedras porosas en los extremos superior e inferior de la muestra, mismas que se conectan al exterior de la cámara con tuberías. Por medio de las conexiones se puede medir la presión del agua contenida en los poros de la muestra. Al aplicar las cargas, se mide la deformación vertical de la muestra con un micrómetro.

La prueba por lo general se efectúa manteniendo constante la presión de confinamiento y aumentando la presión vertical. Puesto que el agua no aplica esfuerzos cortantes en la periferia de la muestra, las presiones que se ejercen en los planos verticales de la muestra con esfuerzos principales. Gracias a la simetría todas estas presiones son iguales y se designan como σ_3 . El esfuerzo vertical sobre los planos horizontales es también un esfuerzo principal que se designa como σ_1 . El esfuerzo σ_1 puede también considerarse como $\sigma_3 + \Delta\sigma$, donde $\Delta\sigma$ es el diferencial del esfuerzo. Con esta prueba se tiene una curva esfuerzo deformación que relaciona la diferencia de esfuerzo $\Delta\sigma$ y la deformación axial unitaria ϵ .

En cualquier etapa de la prueba, dado que se conoce σ_1 y σ_3 puede calcularse el esfuerzo normal σ y el esfuerzo cortante t sobre cualquier plano que forme un ángulo α con el plano sobre el cual actúa el esfuerzo principal mayor, de acuerdo con los principios de equilibrio, se tiene:

$$\sigma = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \cos 2\alpha$$

$$t = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \sen 2\alpha$$

Estas ecuaciones representan puntos en un círculo en un sistema de coordenadas rectangular, en el que el eje horizontal sea el de los esfuerzos principales y el eje vertical es el de los esfuerzos cortantes, llamándose círculo de esfuerzos. De este círculo se obtienen los parámetros como la cohesión y el ángulo de fricción interna por medio de un diagrama de ruptura de Mohr.

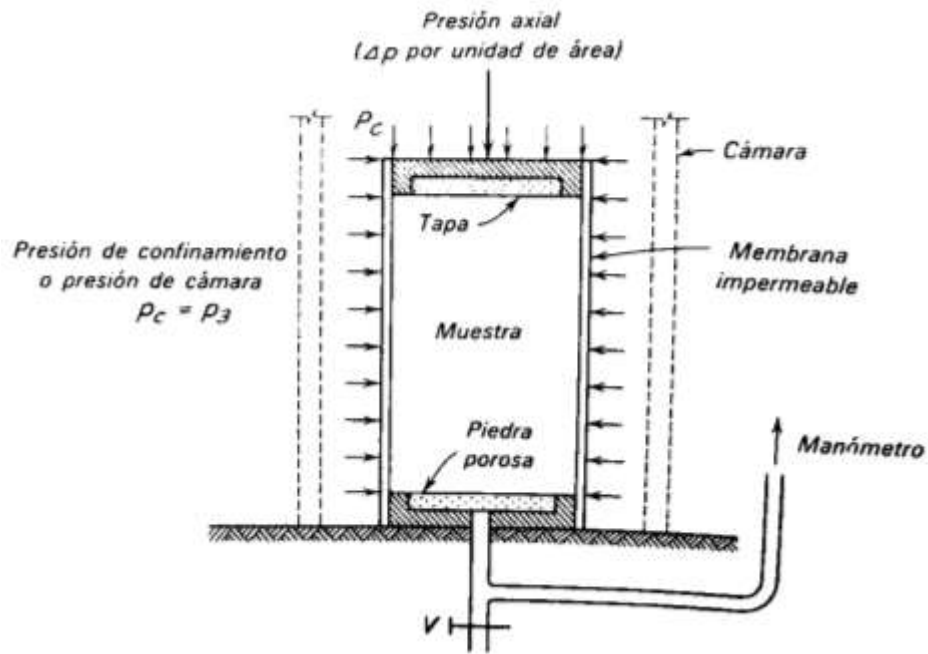


Figura II. XV Detalle de la Cámara de Compresión Axial

II.III.V Análisis y Resultados de la Pruebas y Sondeos

Las muestras obtenidas en los sondeos mixtos SM-1, SM-2, SM-3 y SM-4, los sondeos mixtos de muestreo selectivo SMS-1, SMS-2, SMS-3 y SMS-4 fueron debidamente protegidas bajo las normas y especificaciones que se establecen en los manuales de la ASTM. Se llevaron al laboratorio para aplicarles las pruebas físicas y mecánicas que se comentaron en este capítulo. Para establecer sus características físicas, clasificación SUCS, resistencia al esfuerzo cortante y deformabilidad se realizaron las siguientes pruebas:

- Clasificación visual y al tacto
- Contenido de Agua
- Límites de consistencia
- Granulometría
- Pruebas Triaxiales a ciertas muestras

El análisis y la interpretación de los resultados obtenidos, una vez hechas las pruebas, se describen a continuación. Los resultados de las pruebas de límites de consistencia, granulometría y de la exploración SPT se encuentran en el ANEXO I de este trabajo. Las pruebas de laboratorio estuvieron a cargo del Ing. Juan Carlos Estrada especialista en Mecánica de Suelos y Procedimiento Geotécnicos de Construcción.

Tomando como base el marco teórico y la descripción práctica de los conceptos mencionados, el predio del proyecto se localiza en la Zona II o de Transición, de acuerdo con la zonificación de los materiales del subsuelo contemplada en el RCDF, de la investigación preliminar se encontró que hasta 16 m de profundidad se encuentran lacustres constituidos por capas interestratificadas de arcilla arenosa poco limosa, arena arcillosa y arcilla poco arenosa de consistencia media a dura, de 16 m a 22 m de profundidad predominan los depósitos aluviales formados por capas de arcilla arenosa y arena arcillosa con gravas como consecuencia de la formación de Tarango constituida por depósitos volcánicos de tipo piroclástico, en el intervalo de 22 m y 33 m de profundidad corresponden a una toba, areno-limosa arcillosa a poco arcillosa con una consistencia dura a muy dura, con un intercale entre 27 m y 29 m de una capa de materiales pumíticos areno-limosos poco arcillosos a arcillosos, finalmente entre 33 m y 50 m de profundidad se hallan depósitos de lahar formados por gravas con proporción variable empacadas en arena limosa poco arcillosa.

Las características estratigráficas y físicas generales de los materiales del subsuelo producto de los sondeos, presentan la siguiente secuencia respecto al nivel del brocal de los sondeos:

0.00 – 1.20 m de profundidad, Arcilla arenosa, café grisáceo, con contenido de agua w de 30 % de consistencia muy firme, con índice de resistencia a la penetración estándar de 15 a 27 golpes. Con variación granulométrica de 0% de gravas, 20 % de arena, 80% de finos, y con un límite líquido de 31% y límite plástico de 20 % del grupo SC de acuerdo con el SUCS

1.20 – 8.00 m de profundidad, Arcilla arenosa a poco arenosa, café grisáceo oscura y gris oscura, con w de 30% a 75% de consistencia muy blanda a muy firme, con índice de resistencia a la penetración estándar del peso de la herramienta a 18 golpes. Con variación granulométrica de 0% de gravas, 3% de arena y 97% de finos, con un límite líquido de 35 a 74% y un límite plástico de 27 a 34%, clasificándose en el grupo CH. Con una cohesión de 6 ton/m^2 y un ángulo de fricción interna de 15° , determinados en función de la correlación con el índice de resistencia a la penetración estándar y con las propiedades índice de los materiales.

8.00 – 10.20 m de profundidad, Arcilla arenosa poco limosa, café grisáceo y gris oscura, con w de 30% de consistencia muy firme a muy dura, presentó un índice de resistencia a la penetración estándar N de 20 a más de 50 golpes. La variación granulométrica es de 0% gravas, 36 a 63% de arena y 37 a 61% de finos, el límite líquido varía de 35% a 49% y el límite plástico de 20 a un 31%. Se clasifica como un suelo del grupo CL. Su cohesión es de 18 ton/m^2 y tiene un ángulo de fricción interna Φ de 20° .

10.20 – 16.00 m de profundidad, Arcilla poco arenosa, gris oscura, con un w que varía de 60% a 240%, de consistencia blanda a muy dura, su índice N de 4 a 15 golpes. La granulometría está dada por 0% de gravas, 6 a 20% de arena y 80 a 94% de finos. La prueba de límites dio como resultado un LL de 144% a 396% y un PL de 55 a 60%, pertenece entonces al grupo CH. La cohesión de este suelo es de 6 ton/m^2 y se determinó a compresión axial no confinada, se reportó un peso volumétrico de 1.15 ton/m^3 , una densidad de sólidos de 2.14, una relación de vacíos e de 6.27 y un grado de saturación S_r de 99.7%. La cohesión que se reportó fue de 5 ton/m^2 y un Φ de 15° .

16.00 – 18.50 m de profundidad, Arcilla, gris oscura, con w de 25%, de consistencia muy dura, N de más de 50 golpes, La variación granulométrica de 10% de gravas, 46 de arena y 44% de finos. El LL resultó de 30% y el PL de 16%.

De acuerdo al SUCS es un suelo del grupo CL. La cohesión es de 25 ton/m^2 y un Φ de 20° .

18.50 – 20.0 m de profundidad. Arcilla poco arenosa, café grisácea claro, con $w = 120\%$ de consistencia dura, su índice N fue de 46 a más de 50 golpes. La variación granulométrica es de 0% de gravas, 16% de arena y 84% de finos. Con un límite líquido de 121% y plástico de 58%. Es un suelo del grupo CH. La cohesión es de 10 ton/m^2 y Φ de 15° .

20.00 – 22.00 m de profundidad. Arcilla arenosa, gris oscuro, con un contenido de agua de 90% de consistencia muy dura, el índice N es de más de 50 golpes. La variación granulométrica que se reportó fue de 8% de gravas, 69% de arena y 23% de finos, por tanto es del grupo CH. En función de la correlación de estos parámetros y las propiedades índice se obtuvo una cohesión de 30 ton/m^2 y un ángulo Φ de 36° .

22.00 – 27.00 m de profundidad. Se encontró un cambio de suelo fino a suelo de grano grueso: arena arcillosa poco limosa, café grisácea, $w = 15\%$ de consistencia muy compacta, $N > 50$ golpes. La granulometría fue de 0% gravas, 43 a 65% de arena y los finos en un intervalo de 35 a 57%. El LL fue de 28% y el PL de 11%. Es un suelo del grupo SC. La cohesión es de 25 ton/m^2 y Φ de 35° .

27.00 – 29.00 m de profundidad. Arena pumítica y gravillas pumíticas limo arcillosa, de color café, parcialmente degradada a materiales finos arcillosos con un incremento en el contenido de arcilla a mayor degradación, w oscila de 20 a 60% de consistencia dura a muy dura, N varía de 29 a más de 50 golpes. La proporción granulométrica es de 0% gravas, 36% arena y 64% finos, el LL = 37% y PL = 25%, es un suelo SC de acuerdo al SUCS. Tiene una cohesión de 20 ton/m^2 y un Φ de 25° .

29.00 – 33.00 m de profundidad. Arena arcillosa con poca grava de color gris oscuro, de consistencia muy dura. Presentó una N de más de 50 golpes. Después del análisis por cribado se reportó 12 a 31% de gravas, 46 a 52% de arena y 24 a 45% de finos. Los estados límite reportados fueron para LL de 35% y PL de 17%. Este suelo pertenece al grupo SC-GP conforme al SUCS. El ángulo de fricción interna Φ es de 28° y la cohesión es de 25 ton/m^2 .

33.00 – 38.00 m de profundidad. Gravas empacadas en arena limosa poco arcillosa, color gris oscuro, con un w de 13 a 18% y de consistencia muy compacta. N registró más de 50 golpes. La distribución granulométrica es de 33 a 60% de gravas, 27 a 46% de arena y de 10 a 17% de finos. El límite líquido que se registró fue de 26% y el límite plástico fue de 16%, este suelo es de; grupo CL-ML de acuerdo al SUCS. La cohesión es de 8 ton/m^2 y el ángulo Φ de 42° .

38.00 – 41.00 m de profundidad. Arena limosa poco arcillosa con gravas a pocas gravas de color gris oscuro, los contenidos de agua varían de 20% hasta el doble, de consistencia muy compacta y con un índice de resistencia a la penetración estándar mayor a 50 golpes. Se tienen de 5 a 20% de gravas, 47 hasta 80% de arena y 13 a 25% de finos, es un suelo del grupo SM-GP conforme al SUCS. Se determinó una cohesión de 8 ton/m² y un Φ de 40°.

41.00 – 48.00 m de profundidad, Se encontraron gravas empacadas en arena limosa poco arcillosa, de color gris oscuro, con un w de 15 a 25% de consistencia muy compacta, la prueba SPT nos dio una resistencia a la penetración mayor a los 50 golpes. Después del cribado de la muestra se tuvo que de 43 a 70% son gravas, de 26 a 50% son arenas y de 10 a 25% son finos. El LL fluctúa de 25% a 36% y el PL de 14 a 24%. Es un suelo del grupo CL-ML en la fracción fina y del grupo GW en la muestra integral. La cohesión es de 8 ton/m² y Φ de 42°.

48.00 – 50.00 m de profundidad. En este último tramo se halló arena limosa poco arcillosa con gravas de color gris oscuro, con un contenido de agua de 15 a 30% de consistencia muy compacta, el índice de penetración excedió los 50 golpes. La muestra presentó un 20 a 25% de gravas, 50 a 70% de arena y un 20 a 305 de finos, el LL varió de 26 a 31% y el PL de 19 a 20%. La fracción fina se clasificó como un suelo CL-ML y toda la muestra como del grupo GP-SM. La cohesión fue de 8 ton/m² y el ángulo de fricción interna de 40°.

Además gracias a los muestreos que se realizaron, se observó que el nivel freático está a 7.0 m de profundidad con respecto al nivel natural de la superficie del predio, éste nivel corresponde a la fecha en la que se realizó la exploración y fue determinado gracias a los resultados del piezómetro instalado a 26 m de profundidad, en una capa de arena limosa poco arcillosa localizada entre 26 y 28 m de profundidad, el abatimiento piezométrico total se presenta a partir de 21 m de profundidad.

Esta información fue el resultado de la exploración física y de las pruebas de laboratorio. Ahora bien del muestreo geofísico se mencionó que se realizó la prueba de Cross Hole la cual se explicó su principio teórico, esta prueba fue realizada por la empresa FYRAIC Ingenieros Consultores y reportó los siguientes resultados.

A partir de la interpretación de los sismógrafos analizados y de los valores de peso volumétrico estimados así como de la correlación con el corte geotécnico obtenido en el sitio, fue posible cuantificar los espesores, velocidades de propagación y módulos elásticos dinámicos de cada uno de los estratos que conforman el

subsuelo de sitio estudiado. El Cuadro II.IV que a continuación se presenta integra las velocidades con los materiales que constituyen el suelo del predio estudiado.

Cuadro II. V Resultados obtenidos mediante la prueba de Cross Hole

Descripción Estratigráfica	Prof. (m)	Velocidades de Onda		Peso Vol. (t/m ³)	Relación de Poisson	Módulos dinámicos	
		V _p (m/s)	V _s (m/s)			G (kg/cm ²)	E (kg/cm ²)
Costra Superficial	1	928	178	1.75	0.48	564	1,670
	2	914	159	1.75	0.48	451	1,340
Arcillas Lacustres	3	748	125	1.55	0.49	246	733
	4	1440	128	1.55	0.49	258	773
	5	1406	106	1.55	0.49	178	534
	6	1353	144	1.55	0.49	328	979
	7	1379	115	1.55	0.49	208	622
Arena	8	1353	255	1.85	0.48	1,224	3,627
Arcillas Lacustres	9	1434	102	1.55	0.49	165	494
	10	1353	67	1.55	0.49	70	210
	11	1379	99	1.55	0.49	155	463
	12	1379	105	1.55	0.49	175	523
	13	1379	105	1.55	0.49	176	526
	14	1406	86	1.55	0.49	117	350
	15	1353	126	1.55	0.49	250	747
Arenas Volcánicas	16	1328	267	1.7	0.48	1,232	3,645
	17	1406	411	1.85	0.45	3,192	9,278
	18	1379	411	1.85	0.45	3,192	9,265
Tobas Arenosas y Areno gravosas muy duras	19	1379	505	2	0.42	5,197	14,788
	20	1406	606	2	0.39	7,488	20,757
	21	1773	748	2	0.39	11,420	31,786
	22	1773	789	2	0.38	12,707	34,980
	23	1800	811	2	0.37	13,403	36,797
	24	1915	872	2	0.37	15,491	42,423
	25	1532	647	2	0.39	8,547	23,782
	26	1532	678	2	0.38	9,371	25,830
	27	1915	835	2	0.38	14,224	39,329
	28	1469	514	2	0.43	5,392	15,424
	29	1748	758	2	0.38	11,711	32,419
	30	1885	887	2	0.36	16,029	43,532
	31	1915	872	2	0.37	15,491	42,423
	32	1885	768	2	0.4	12,012	33,648
	33	1915	872	2	0.37	15,491	42,423
	34	1885	789	2	0.39	12,707	35,417
	35	1915	845	2	0.38	14,560	40,157
36	1989	900	2	0.37	16,514	45,289	
37	1989	928	2	0.36	17,551	47,771	
38	1915	859	2	0.37	15,050	41,357	
39	1885	859	2	0.37	15,050	41,202	

Descripción Estratigráfica	Prof. (m)	Velocidades de Onda		Peso Vol. (t/m ³)	Relación de Poisson	Módulos dinámicos	
		V _p (m/s)	V _s (m/s)			G (kg/cm ²)	E (kg/cm ²)
Tobas Arenosas y Areno gravosas muy duras	40	1915	867	2	0.37	15,342	42,063
	41	1935	809	2	0.39	13,343	37,204
	42	1935	828	2	0.39	13,963	38,766
	43	1935	847	2	0.38	14,628	40,419

De acuerdo con los resultados de Cross Hole, hasta los 15 m de profundidad se localizan materiales con velocidades al cortante que varían entre 67 m/s y 178 m/s que se pueden correlacionar con depósitos de arcilla y a la costra superficial, sin embargo a la profundidad de 8 m se presentaron velocidades de corte de 225 m/s que se asocia a un estrato de arena muy compacta.

Por otra parte conforme al registro de la perforación y descripción de la columna litoestratigráfica del pozo en cuestión se encontraron materiales areno gravosos rígidos pues las velocidades de corte variaron de 267 m/s a 928 m/s.

En conclusión, los conceptos enunciados al principio de este capítulo son fundamentales para la buena comprensión de la exploración del sitio, recolección de muestras para la realización de las diferentes pruebas y finalmente el análisis de los resultados obtenidos. Por consiguiente se han obtenido todos los elementos para proceder al diseño de la cimentación del proyecto del rascacielos. Los parámetros obtenidos en esta etapa del proyecto y tomando en cuenta las cargas que debe soportar la cimentación, nos permitirán definir el tipo de cimentación propicia, encontrar la profundidad de desplante adecuada así como la geometría y dimensionamiento de los elementos.

III. Análisis y Diseño de Pilas

En este tercer capítulo se tomará como base teórica y de criterios los dos capítulos anteriores, además se incorporará la teoría desarrollada a lo largo de la historia de la Ingeniería de Cimentaciones, tomando en cuenta las recomendaciones y criterios adquiridos en las reuniones, congresos y simposios de las diferentes organizaciones de Mecánica de Suelos; en particular, de la SMMS hoy en día el SMIG. Los grandes constructores e ingenieros establecidos en México y en particular, en el Distrito Federal han compartido sus experiencias y conocimientos en este rubro. De igual forma, el diseño de este proyecto se rige bajo el RCDF y de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones. Es esencial que además de cumplir con los criterios de la comunidad geotécnica, cumpla con los requerimientos legales que nos amparen de cualquier responsabilidad jurídica y que ante toda circunstancia nuestra premisa sea la de dar a la superestructura la cimentación más segura y económicamente viable.

Las pilas de cimentación deben ser diseñadas para soportar con seguridad las cargas de compresión, tensión, cargas laterales o combinaciones de tales cargas. Cada una de estas cargas puede ser permanente, transitoria, cíclica o dinámica. Los suelos circundantes de las pilas proveen la resistencia básica a estas cargas por medio del rodamiento del extremo, la fricción del eje y la presión lateral. En ocasiones el suelo envolvente en sí puede imponer una carga descendente en la pila en forma de carga arrastre hacia abajo o como una carga de fricción negativa. Esto sucede cuando el suelo circundante experimenta asentamientos debido a la consolidación bajo el peso de un relleno o sobrecarga.

El diseño global de una pila de cimentación debe reflejar tanto el diseño estructural de la pila como el diseño geotécnico de la misma. Este último incluye consideraciones tales como requisitos de instalación, el efecto del método de instalación en la resistencia del suelo y la capacidad de pila, los efectos del grupo de carga y el rendimiento general, tanto a corto como a largo plazo, de toda la cimentación. El proceso de diseño de una pila de cimentación generalmente consiste en una serie de pasos más o menos discernibles, algunos de ellos pueden ser combinados u omitidos:

- Diseño Preliminar
- Investigación de la Cimentación
- Análisis
- Diseño final

- Verificación del diseño

El diseño preliminar, consiste en una selección inicial de una o más tipos de pilas potenciales con diferentes dimensiones con base en los datos de suelos y cargas obtenidos antes de la investigación. En la práctica real el diseño preliminar y la investigación se llevan a cabo simultáneamente. Un diseño preliminar es esencial para planear una buena investigación sobre cimentación. Los muestreos y las pruebas tanto *in situ* tanto como en el laboratorio y las profundidades de las mismas dependen del tamaño y tipo de estructura previsto de la profundidad y disposición de las pilas. La información previa como experiencias de proyectos pasados, información geológica, como se hizo en el capítulo 2, es información de gran valor para el diseño de pilas.

La investigación sobre la cimentación tiene como propósito general definir los puntos abordados en el capítulo precedente: la estratigrafía general del predio, la variación de la estratigrafía en sus tres dimensiones, localizar el nivel freático, así como conocer las propiedades específicas del suelo (densidad relativa, compresibilidad, resistencia al cortante entre otros parámetros).

La estratigrafía y el nivel freático del agua son los dos parámetros necesarios para seleccionar el tipo de pilas o las cargas de diseños que se deben emplearse para estimar la longitud de la pilas. Las propiedades del suelo y los parámetros que hemos obtenidos de los muestreos y pruebas de laboratorio se utilizan en el análisis.

La información de suelos se obtuvo mediante sondeos. Así mismo, sondeos geofísicos (Cross Hole) debe complementarse con los sondeos físicos para mejorar su confiabilidad. En los sondeos, se debe prever la recuperación de muestras adecuadas de suelo y roca, especialmente dentro y por debajo de las capas de carga, y de ensayos *in situ*, si se utilizan, deben ser conducidos a profundidades comparables. Esto es necesario, a fin de permitir una evaluación adecuada de la capacidad de carga, de las posibles propiedades de deformación y del cambio de volumen de los estratos superficiales y de los suelos subyacentes. También se debe prestar atención a las características de los suelos por encima de los estratos de carga, entre ellos la existencia de obstrucciones como mantos acuíferos o cavidades en el suelo. Los suelos que pueden levantarse cuando se desplazan, los suelos que pueden consolidarse y producir fricción negativa y otra serie de factores pueden influir en la instalación y desempeño de la pila.

El número de sondeos que realizados dependió de la superestructura, del área disponible para colocar las pilas, de las condiciones en las diferentes profundidades del suelo y del tipo o tipos de pilas que se tienen contempladas. Si

los sondeos preliminares hubiesen revelado condiciones muy variables del subsuelo los distanciamientos hubiesen sido mínimos y un proyecto de mejoramiento de suelo podría haber sido puesto en cuestión.

Por último algunos puntos importantes que no deben haber sido ignorarse al momento de la etapa de investigación son los siguientes:

- Construcciones previas en el sitio o en los terrenos adyacentes incluyendo el tipo de cimentación y su desempeño
- Tipo y condiciones de las superestructuras en colindancia así como el tipo de cimentación
- Planos de construcción de las propiedades aledañas, tipo de excavación utilizada de ser posible
- Existencia de substancias perjudiciales o condiciones que podrían afectar a largo plazo el desempeño de las pilas
- Historia geológica del sitio, información sobre cavidades en el suelo o canales, actividad sísmica etc.

III.1 Estado Límite de Falla

III.1.1 Estado límite de falla para pilas circulares y pilas oblongas

Para que la cimentación sea estable bajo las condiciones de carga a la que estará sujeta de acuerdo con el RCDF en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones, en su apartado 3.6 de Cimentaciones con pilotes de punta o pilas sobre el estado límite de falla, debe satisfacer la siguiente desigualdad (Ec. 3.11 del RCDF)

$$Q F_c < R F_R$$

donde,

$Q F_c$ es la carga aplicada a la cimentación afectada por el factor de carga correspondiente, igual a 1.4 para estructuras del grupo B y de 1.5 para estructuras del grupo A;

$R F_R$ es la capacidad de carga de la cimentación afectada por el factor de reducción de la resistencia correspondiente con un valor de 0.35.

En la revisión del estado límite de falla, para determinar la capacidad de carga admisible de las pilas se debe considerar el criterio de Meyerhof, recomendado en las Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de cimentaciones del RCDF, se deben considerar valores conservadores de los parámetros de resistencia de los materiales involucrados, en los criterios de diseño correspondientes a los mecanismos de falla cinemáticamente admisibles, tanto por fricción entre el fuste de las pilas y los materiales en que se empotran las pilas, como de los materiales de apoyo de las puntas de las pilas.

Además, la capacidad de carga admisible determinada se afecta por un factor de reducción de 0.35 y las cargas de la estructura consideradas en condiciones estáticas se afectan por un factor de carga de 1.4. De esta forma, la capacidad de carga admisible determinada de dicha manera tendrá un factor de seguridad contra falla por resistencia de 4.0. Dando por hecho que la resistencia solicitada correspondiente a la resistencia activa del mecanismo de falla, (provocada por las cargas aplicadas a la cimentación debido a la estructura), tengan un margen amplio con respecto a los esfuerzos que produciría la resistencia última de los mecanismos de falla considerados.

En resumen, los esfuerzos que actuarán en los mecanismos de falla de acuerdo a los criterios de diseño previstos, corresponden a esfuerzos de menor magnitud que los esfuerzos que producirían la falla, superando la resistencia última de los materiales del subsuelo.

III.II Capacidad de Carga de Pilas

III.II.I Capacidad de Carga de Pilas Circulares

III.II.I.I Capacidad de carga de las pilas por apoyo de su punta

La capacidad de carga de las pilas se determinó mediante el criterio establecido en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones del RCDF.

Se determinó la capacidad de los depósitos que subyacen a las pilas, considerando que los materiales afectados por la superficie potencial de falla son de tipo friccionante y aplicando el criterio de Meyerhof, dado por la siguiente expresión:

$$Q_a = (P'_v N_q^* F_R + P_v) A_p$$

donde,

Q_a es la capacidad de carga admisible por punta de las pilas, ton;

P'_v es la presión vertical efectiva al nivel de desplante de la pila, ton/m²;

F_R es el factor de resistencia, adimensional e igual a 0.35;

P_v es la presión vertical total debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de las pilas, ton/m²;

A_p es el área transversal de la base de las pilas, m²;

N_q^* es el coeficiente de capacidad de carga, adimensional y que está en función del ángulo de fricción interna del material de apoyo de las pilas Φ y del empotramiento dentro de los materiales resistentes, determinado mediante la siguiente fórmula:

$$N_q = N_{qmin} + \frac{(N_{qmax} - N_{qmin})L_e}{L_{opt}}$$

donde,

N_{qmin} es el coeficiente de capacidad de carga, para el caso en el que la pila quede apoyada sin empotramiento en los materiales resistentes;

L_e es la longitud de empotramiento de la pila dentro de los materiales resistentes, m;

N_{qmax} es el coeficiente de capacidad de carga, para el caso en que la pila tenga como mínimo la longitud óptima L_{opt} dentro de los materiales resistentes, obtenida mediante la siguiente ecuación:

$$L_{opt} = 4 B \tan(45^\circ + \Phi/2)$$

donde,

B es el diámetro de las pilas, m;

Φ es el ángulo de fricción interna del material de apoyo de las pilas, ° grados.

La capacidad de carga de las pilas obtenidas con la precedente fórmula, deberá afectarse por el resultado de la siguiente expresión para suelos friccionantes, para tomar efecto de escala. (Ec. 3.17 del RCDF)

$$F_{re} = \left(\frac{(B + 0.5)}{2B} \right)^n$$

donde,

F_{re} es el factor de capacidad de carga, para tomar en cuenta el efecto de escala;

n es el exponente, con un valor de 0 para un suelo suelto o de 1 para un suelo medianamente denso y de 2 para suelos densos.

De acuerdo a la información obtenida durante el proceso de exploración y análisis del suelo, se estableció que los materiales de apoyo de las pilas desplantadas a 43.5 m de profundidad respecto al nivel 0.00 del proyecto arquitectónico, presentan un ángulo de fricción interna Φ de 42° y una cohesión de 8 ton/m^2 , que fueron obtenidos de la correlación con el índice del material de apoyo; la longitud de empotramiento de las pilas es de 9.5 m dentro de los materiales resistentes de apoyo. Para estas condiciones la capacidad de carga admisible de sección transversal circular por el apoyo de su punta con diámetros de 1.5, 2.0, 2.5 y 3.0 m, apoyadas al nivel de -43.5 m, se presentan en el Cuadro III.I.

III.II.I.II Capacidad de carga de por fricción positiva de las pilas

La capacidad de carga por fricción positiva de una pila se determina de acuerdo a la siguiente ecuación 3.12 del RCDF:

$$Cf = ffr \text{ Al } FR$$

donde,

ffr es la fuerza de fricción, calculada de la manera siguiente:

$$ffr = 0.8 c + k_o p'v \tan\Phi'$$

c es la cohesión del material en el tramo de pila considerado;

k_o es el coeficiente de presión de tierras en reposo;

p'_v es la presión vertical efectiva al nivel medio del tramo considerado;

Φ' es $2/3$ es ángulo de fricción interna del material en el tramo de pila considerado.

donde,

A_l es el área de la pila en el tramo considerado, m^2 ;

FR es el factor de resistencia, adimensional y con un valor igual a 0.7.

Con una cohesión de $8 \text{ ton}/m^2$ y un ángulo de fricción interna de 42° , entre los 34.0 y 43.5 m de profundidad respecto al nivel 0.00, para los materiales en los que se encontrarán empotradas las pilas se determinó la capacidad de carga admisible por fricción positiva para las pilas de sección transversal circular con diámetros de 1.5, 2.0, 2.5, y 3.0 apoyadas en el nivel -43.5 m, que se presenta en el Cuadro III.I.

III.II.I.III Capacidad de carga de las pilas considerando la contribución por punta y por fricción positiva

Para las pilas de sección transversal circular con diámetro de 1.5, 2.0, 2.5, y 3.0 m apoyadas en el nivel -43.5 m. También se consideró en todos los casos en la capacidad de carga de las pilas la contribución de apoyo de su punta, como la fricción positiva que se genera entre la pila y los materiales resistentes en los que se empotra, ver Cuadro III.I.

III.II.I.IV Capacidad de carga admisible válida para diseño de las pilas

Se revisó a su vez que la capacidad estructural de las pilas admita los esfuerzos que se generarán en ellas al dimensionarse para la capacidad de carga de diseño considerando que las pilas se construirán con concreto de resistencia f'_c de $400 \text{ kg}/\text{cm}^2$.

Especialmente en la condición que los esfuerzos se limiten al esfuerzo admisible por aplastamiento del concreto que constituye la pila y que depende directamente del f'_c del concreto, que conforme a las NTC del RCDF, será como máximo igual a $f'_c FR$.

Por lo tanto si $f_c^* = 0.8 f_c'$ y FR es el factor de resistencia por aplastamiento con un valor igual a 0.7. Se tiene que para un concreto de f_c' de 400 kg/cm^2 , el esfuerzo admisible por aplastamiento será de 224 kg/cm^2 .

Luego entonces el valor que sea menor de los esfuerzos de compresión en la pila rige en la capacidad de carga admisible para el dimensionamiento de las pilas, estos esfuerzos son determinados por la capacidad de carga de los materiales del subsuelo o de la capacidad del concreto con que se construya la pila al esfuerzo de aplastamiento.

En el Cuadro III.I se presenta la capacidad de carga admisible en función del diámetro de las pilas apoyadas a 43.5 m de profundidad, construidas en concreto f_c' de 400 kg/cm^2 , así mismo en la Figura III.I se representa la capacidad de carga de las pilas en función de los criterios ya establecidos, considerando la capacidad de carga por punta y por fricción positiva.

En la gráfica de la capacidad de carga de las pilas apoyadas a -43.5m con un diámetro de 1.5 m, rige el esfuerzo de aplastamiento del concreto y para los diámetros mayores rige la capacidad de los materiales de apoyo; determinada mediante el criterio establecido por las NTC.

III.II.I.V Capacidad de carga a la tensión de las pilas

La capacidad de carga a la tensión se obtuvo considerando la contribución a la adherencia entre el suelo y el fuste de la pila debida a la cohesión y al ángulo de fricción interna del material que rodea la pila, y con la aplicación de la siguiente expresión:

$$C_t = (0.8 c + 0.5 f_{fr}) A_l FR + W_p$$

donde,

C_t es la capacidad de carga admisible a la tensión, ton;

c es la cohesión del material a lo largo del fuste de la pila, ton/m^2 ;

A_l es el área lateral de la pila, m^2 ;

FR es el factor de reducción de la resistencia, adimensional y con un valor igual a 0.6;

W_p es el peso de la pila, ton;

ffr es la fuerza de fricción que se genera entre el suelo y la pila debida al ángulo de fricción interna del material, que se determina con la siguiente expresión:

$$f_{fr} = K_o \gamma z \tan \delta$$

donde,

K_o es el coeficiente de presión de tierras en reposo, adimensional y con un valor igual a 0.5;

γ es el peso volumétrico del suelo;

z es la profundidad a la que se determina la fuerza de fricción;

δ es el ángulo de fricción efectiva entre la pila y el suelo, igual a 2/3 de Φ ángulo de fricción interna del suelo.

Bajo los mismos parámetros que se han utilizado, es decir una cohesión de 8 ton/m² y un ángulo de fricción interna de 42° entre los niveles -34.0 y -43.5 m se determinó la capacidad de carga admisible por tensión para las pilas de sección transversal circular en función de los diámetros ya antes mencionados. Ver Cuadro III.I.

Cuadro III. I

Capacidad de Carga en Pilas Circulares Df = 43.40 m							
Φ	42°	Le	9.5	m	$f'c$	400	kg/cm ²
Nq min	125	Fr	0.35		Aplastamiento	224	kg/cm ²
Nq max	500	γ	De estrato	ton/m ³			

Diámetro base	Diámetro Fuste	Profundidad de Desplante	Po	Pt	Lopt	Nqc	Fre	Qa punta	fr (+)	Qa Reglamento	Qa Concreto	Qa Diseño	Qa Tensión	Asentamiento
m	m	m	ton/m ²	ton/m ²	m			ton	ton	ton	ton	ton/m ²	ton/m ²	cm
1.50	1.50	-43.4	36.21	36.21	13.48	389.4	0.44	3904	1184	5088	3958	3958	827	2.15
2.00	2.00	-43.4	36.21	36.21	17.97	313.3	0.39	5072	1579	6651	7037	6651	1138	3.06
2.50	2.50	-43.4	36.21	36.21	22.46	283.6	0.36	6416	1974	8390	10996	8390	1466	2.97
3.00	3.00	-43.4	36.21	36.21	26.95	257.2	0.34	7927	2369	10295	15834	10295	1811	2.98

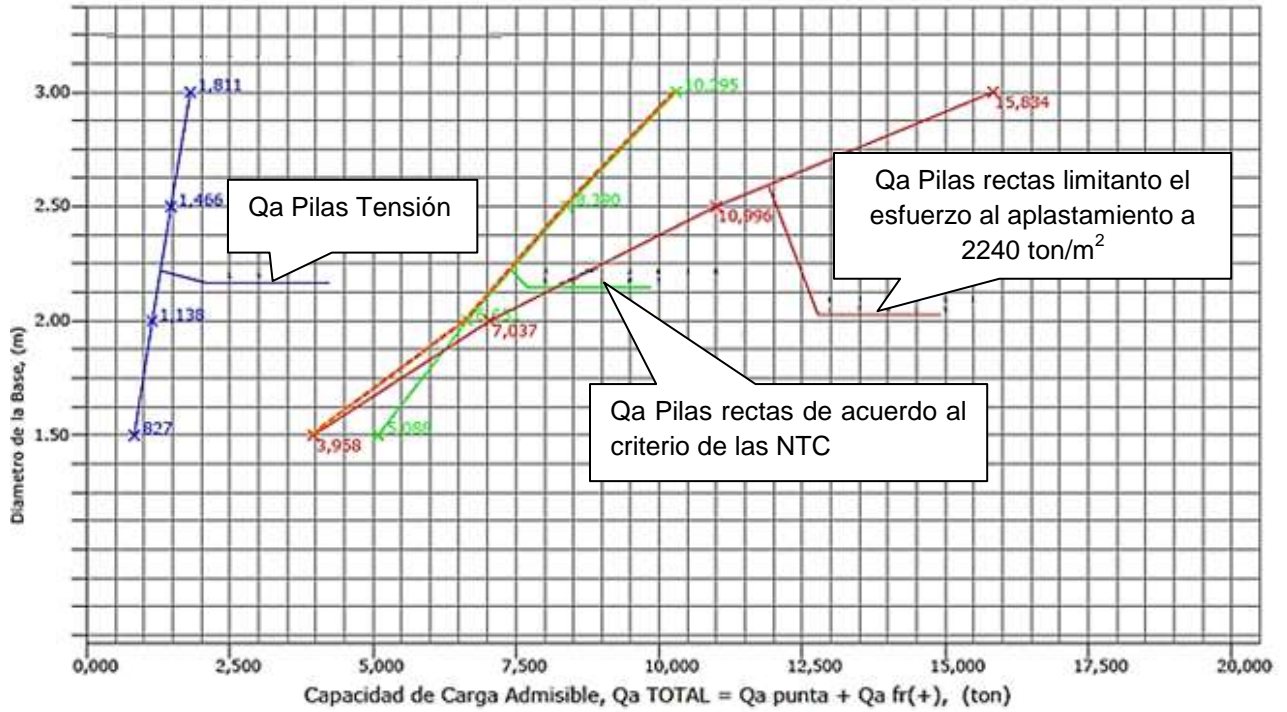


Figura III. I Capacidad de Carga de las pilas en función de los criterios de las NTC para diseño y construcción de cimentaciones del RCDF, Pilas Circulares Df N-43.5

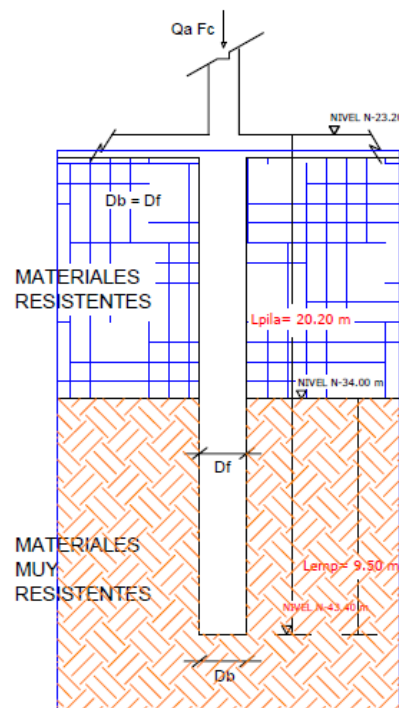


Figura III. II Condición Analizada, Pila Circular y Pila Oblonga

III.II.II Capacidad de Carga de Pilas Oblongas

III.II.II.I Capacidad de carga de las pilas oblongas por apoyo de su punta

La capacidad de carga de las pilas se determinó mediante el criterio establecido en el RCDF que se indica a continuación:

Se determinó la capacidad de los depósitos que subyacen a las pilas, considerando que los materiales afectados por la superficie potencial de falla son predominantemente de tipo friccionante y aplicando el criterio de Meyerhof, dado por la siguiente expresión:

$$Q_a = (P'_V N^*_q F_R + P_V) A_p F_f$$

donde,

N^*_q es el coeficiente de capacidad de carga, adimensional y que está en función del ángulo de fricción interna del material de apoyo de las pilas Φ y del empotramiento dentro de los materiales resistentes, determinado mediante la siguiente fórmula:

$$N_q = N_{qmin} + \frac{(N_{qmax} - N_{qmin})L_e}{L_{opt}}$$

donde,

N_{qmin} es el coeficiente de capacidad de carga, para el caso en el que la pila quede apoyada sin empotramiento en los materiales resistentes;

L_e es la longitud de empotramiento de la pila dentro de los materiales resistentes, m;

N_{qmax} es el coeficiente de capacidad de carga, para el caso en que la pila tenga como mínimo la longitud óptima L_{opt} dentro de los materiales resistentes, obtenida mediante la siguiente ecuación:

$$L_{opt} = 4 B \tan(45^\circ + \Phi/2)$$

B es el diámetro equivalente de las pilas oblongas, correspondiente a una pila circular con área igual a la sección transversal de la pila oblonga, m;

Φ es el ángulo de fricción interna del material de apoyo de las pilas, °
grados;

F_f es el factor de forma adimensional para tomar en cuenta la relación del ancho al largo de la sección transversal, igual a 0.9 para las pilas de 3.0 m de largo y de 0.85 para las pilas de 6.0 m de largo, considerando que el factor de forma es igual a 1 para la sección transversal cuadrada;

Los demás parámetros se definen de la misma manera que para las pilas circulares. Además capacidad de carga de las pilas oblongas también se verán afectadas por un factor para tomar el efecto de escala. (Ec. 3.17 del RCDF).

En los cálculos realizados se consideró que los materiales de apoyo de las pilas oblongas desplantadas a 43.5 m de profundidad, tienen un Φ de 42° obtenido de su correlación con el índice de resistencia a la penetración estándar y de las propiedades índice del material de apoyo y una longitud de empotramiento de 9.5 m dentro de los materiales resistentes de apoyo. Para estas condiciones la capacidad de carga admisible por el apoyo de su punta para las pilas de sección transversal de 1.0 x 3.0, 1.2 x 3.0, 1.0 x 6.0 y 1.2 x 6.0 desplantadas a -43.5 m, se presentan en el Cuadro III.II y Cuadro III.III respectivamente.

III.II.II Capacidad de carga de por fricción positiva de los muros – pila oblonga

Para el cálculo de la carga por fricción positiva de los muros – pila se recurre a la misma fórmula antes descrita:

$$C_f = ffr \text{ Al } FR$$

Se calculó bajo los mismos parámetros y geometrías antes mencionados. Ver Cuadro III.II y Cuadro III.III.

III.II.III Capacidad de carga de los muros–pila oblonga, considerando la contribución por punta y por fricción positiva

Al igual que en los incisos anteriores este cálculo se rige por las fórmulas, criterios y parámetros que para las pilas circulares.

III.II.IV Capacidad de carga admisible válida para diseño de las pilas oblongas

Para el cálculo de la capacidad de carga admisible, se basa con el mismo criterio que para las pilas circulares, se tiene un esfuerzo admisible por aplastamiento de 224 kg/cm^2 , por lo que en la capacidad de carga admisible para el dimensionamiento de las pilas regirá el valor que sea menor de los esfuerzos de compresión en la pila, en función de la capacidad de carga de los materiales del subsuelo o bien de la capacidad del concreto.

En el Cuadro III.II y Cuadro III.III se muestran los resultados para las diferentes geometrías propuestas.

En la Figura III.III y Figura III.IV se presentan las gráficas de capacidad de carga admisible de las pilas en función de los criterios establecidos por las NTC para la capacidad de carga por punta y por fricción positiva. La gráfica que limita la capacidad de carga admisible de las pilas limitando el esfuerzo de aplastamiento de concreto de 2240 ton/m^2 , nos muestra que rige la capacidad de carga admisible de las pilas de sección transversal de 1.0×3.0 , 1.2×3.0 y 1.0×6.0 , es corresponden a limitar el esfuerzo de aplastamiento del concreto a 2240 ton/m^2 , por otra parte para las pilas de sección transversal de 1.2×6.0 , la gráfica muestra que las capacidad de carga admisible de las pilas es regida por la capacidad de los materiales de apoyo de las pilas. Todo esto en función de los criterios establecidos por las NTC para la capacidad por punta y por fricción positiva.

III.II.IV Capacidad de carga a la tensión de las pilas oblongas

La capacidad de carga a la tensión se calcula de la misma manera que para las pilas circulares por lo tanto la expresión para su cálculo es:

$$C_t = (0.8 c + 0.5 f_{fr}) A_l FR + W_p$$

Los valores de los parámetros fueron $\Phi = 42^\circ$ y $c = 8 \text{ ton/m}^2$ a un nivel de -43.5 m .

Ver Cuadros III.II y III.III.

Cuadro III. II

Capacidad de Carga en Pilas Oblongas Df = 43.40 m							
Φ	42°	Le	9.5	m	$f'c$	400	kg/cm ²
Nq min	125	Fr	0.35		Aplastamiento	224	kg/cm ²
Nq max	500	γ	De estrato	ton/m ³			

Dimensiones		Profundidad de Desplante	Po	Pt	Lopt	Nqc	Fre	Qa punta	fr (+)	Qa Reglamiento	Qa Concreto	Qa Diseño	Qa Tensión	Asentamiento
Ancho	Largo													
m	m	m	ton/m ²	ton/m ²	m			ton	ton	ton	ton	ton/m ²	ton/m ²	cm
1.00	3.00	-43.4	36.21	36.21	13.27	393.43	0.48	6487	2011	8498	6720	6720	1247	3.76
1.20	3.00	-43.4	36.21	36.21	15.01	362.38	0.44	6615	2111	8726	8064	8064	1380	4.57

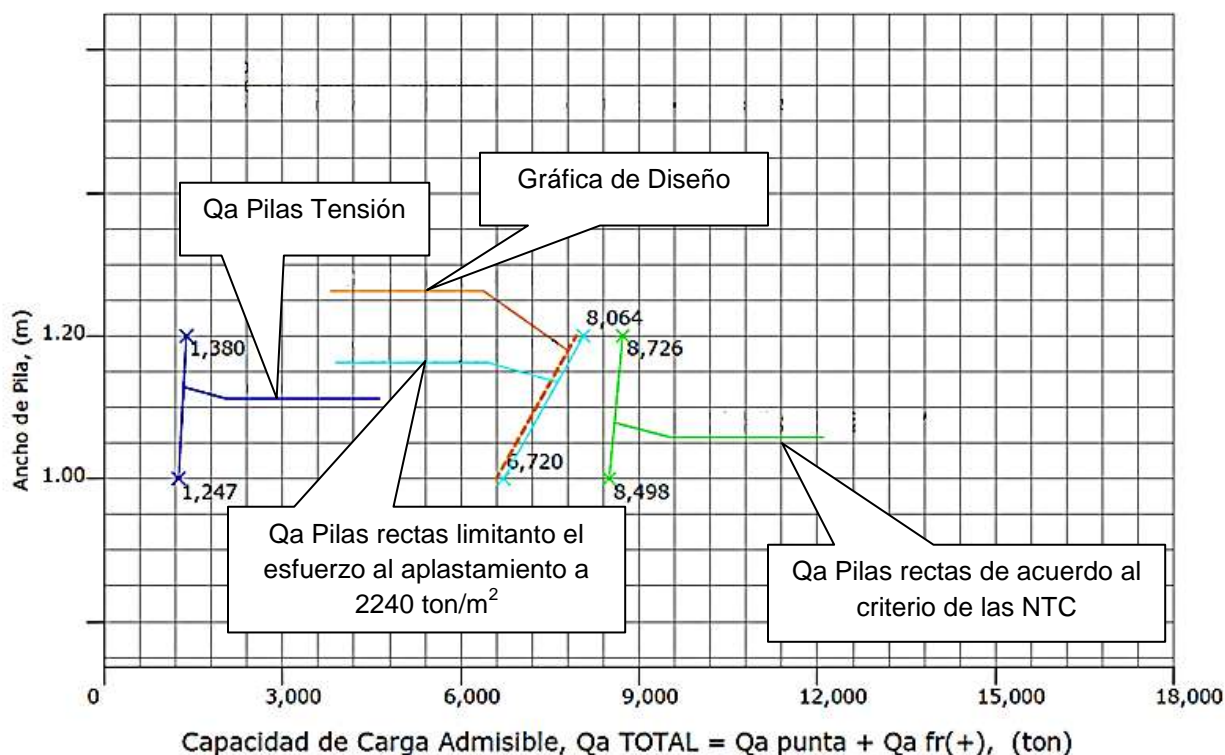


Figura III. III Capacidad de Carga Admisible de las pilas en función de los criterios de las NTC para diseño y construcción de cimentaciones del RCDF, Pilas Oblongas de 1.0 x 3.0, 1.2 x 3.0, Df N-43.5

Cuadro III. III

Capacidad de Carga en Pilas Oblongas Df = 43.40 m							
Φ	42°	Le	9.5	m	$f'c$	400	kg/cm ²
Nq min	125	Fr	0.35		Aplastamiento	224	kg/cm ²
Nq max	500	γ	De estrato	ton/m ³			

Dimensiones		Profundidad de Desplante	Po	Pt	Lopt	Nqc	Fre	Qa punta	fr (+)	Qa Reglamento	Qa Concreto	Qa Diseño	Qa Tensión	Asentamiento
Ancho	Largo													
m	m	m	ton/m ²	ton/m ²	m			ton	ton	ton	ton	ton/m ²	ton/m ²	cm
1.00	6.00	-43.4	36.21	36.21	16.91	335.7	0.46	9969	3519	13488	13440	13440	1842	5.64
1.20	6.00	-43.4	36.21	36.21	18.99	312.58	0.42	10290	3619	13909	16128	13909	2045	5.28

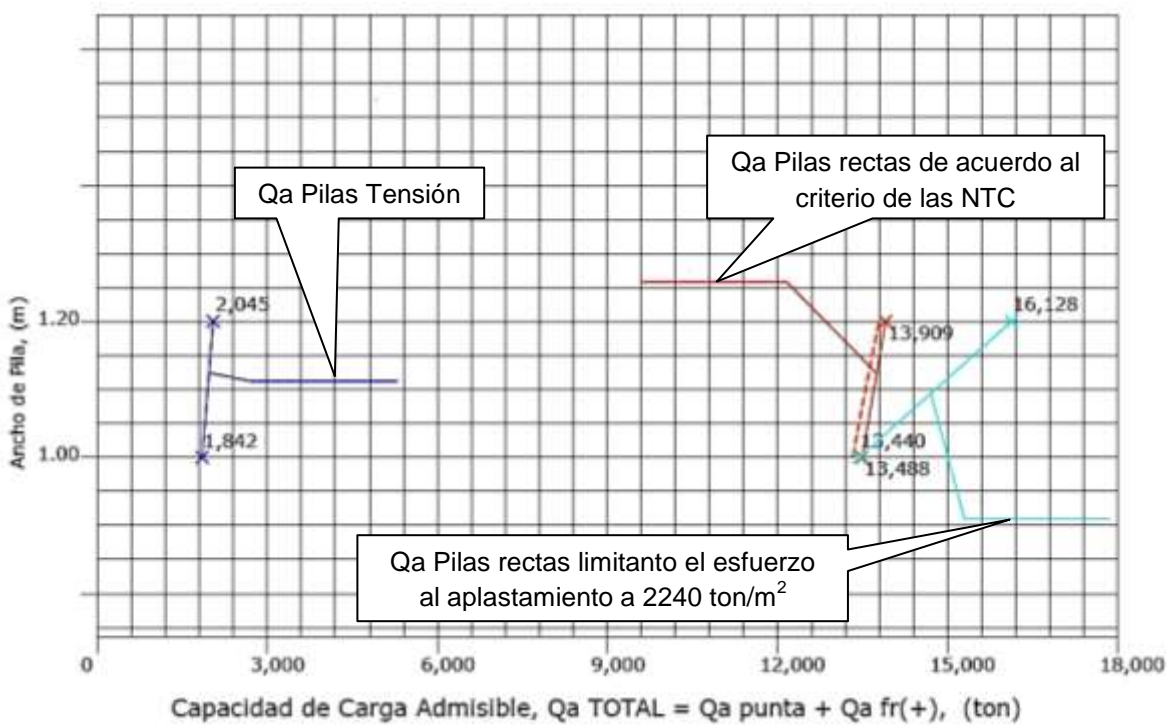


Figura III. IV Capacidad de Carga Admisible de las pilas en función de los criterios de las NTC para diseño y construcción de cimentaciones del RCDF, Pilas Oblongas 1.0 x 6.0, 1.2 x 6.0, Df N-43.5

III.III Estado Límite de Servicio

III.III.I Estado Límite de Servicio para pilas circulares y pilas oblongas

Así como la capacidad de carga admisible de las pilas se determinó con base en el estado límite de falla; el estado límite de servicio determina los asentamientos que presentarán las pilas bajo las cargas de servicio. A continuación se presentarán algunos criterios y comentarios que se emplearon para el estado límite de servicio.

En comparación al estado límite de falla en el que los esfuerzos involucrados en los mecanismos de falla considerados por los criterios de diseño aplicados, debido a las cargas de servicio de la estructura, corresponden a esfuerzos menores a los que dan lugar a la resistencia última de los materiales que encadenan la falla, se tiene que en la evaluación del estado límite de servicio de las pilas empotradas en materiales resistentes, el mecanismo de trabajo del comportamiento de las pilas está regido por la respuesta esfuerzo – deformación de los materiales del subsuelo.

En particular, para que la pila presente un movimiento de deslizamiento vertical y se genere presión sobre la punta de la pila, se requiere que se desarrolle la resistencia última de los materiales en que se empotran las pilas; es decir que se permita el deslizamiento de la pila. Este fenómeno es la consecuencia de deslizamientos del orden de 3.0 mm a 5.0 mm. Por lo tanto para que la pila aplique carga al subsuelo, por medio de su punta se demanda que la capacidad de carga por fricción entre los materiales en donde se encuentra empotrada la pila y su superficie lateral, se alcance la capacidad de carga última.

Gracias a la instrumentación de pilas en otros proyectos, se ha detectado que para que se genere de manera completa el mecanismo de carga por apoyo por la punta de la pila, que se traduce en alcanzar el esfuerzo máximo que da lugar a la falla del material de apoyo por la punta de la pila, se necesita de un desplazamiento de la punta de la pila del orden del 5 al 10% del diámetro de la pila. Por lógica el desplazamiento será menor para materiales rígidos de alta resistencia; no obstante, dado el factor de seguridad de 4 de diseño de la capacidad de carga admisible de falla por punta (tomando en cuenta que la carga de diseño o admisible será tomada en teoría por la resistencia por fricción del fuste de la pila trabajando al límite) sólo se transmitirá a la punta de las pilas la diferencia entre la

capacidad de carga de diseño sin factor de carga y la capacidad última por fricción positiva.

Esto disminuye la deformación de los materiales de apoyo de la punta de las pilas en gran medida y se desarrolla en su mayor parte la capacidad por punta de los materiales de apoyo, puesto que la capacidad restante no solicitada corresponde a la capacidad de reserva o de seguridad contra la falla de los materiales de apoyo de la pila.

Los materiales existentes, en una cimentación mediante pilas, entre los niveles correspondientes a la parte superior de las pilas y su punta (como consecuencia de la rigidización de los materiales del subsuelo por la presencia de las pilas) prácticamente no permiten la deformación de los materiales del subsuelo existentes entre las pilas. Por lo que la carga transmitida al suelo por la fricción positiva que se desarrolla entre los materiales en los que se empotran las pilas y su fuste, se puede considerar que produce un incremento de esfuerzos al subsuelo al nivel de la punta de las pilas; en un área ampliada según la proyección de la envolvente de las pilas al nivel de sus cabezas, por líneas inclinadas a 60° con respecto a la horizontal, tomando en cuenta una presión igual a la carga por fricción positiva del conjunto de pilas uniformemente repartidas en el área ampliada.

Así pues para la evaluación de los asentamientos elásticos debido al incremento de esfuerzos al subsuelo al nivel de las puntas de las pilas, en un área ampliada como se describió al final del párrafo anterior, considerando una presión igual a la carga por fricción positiva del conjunto de pilas uniformemente repartidas en el área extendida se recurrirá al criterio de Steinbrenner ¹ y los módulos de elasticidad obtenidos de correlacionar las propiedades índice de los materiales de interés con las de otros semejantes en los que se han determinado los módulos elásticos por métodos geosísmicos.

De acuerdo con el criterio de Steinbrenner, el asentamiento vertical bajo la esquina de un área rectangular cargada, colocada en la superficie de una capa de espesor D, está dada por la siguiente expresión:

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

¹Steinbrenner estima los asentamientos sin tener en cuenta la modificación en la distribución de las tensiones

donde,

q es la descarga uniforme repartida superficialmente, provocada con la excavación, ton/m²;

B es el ancho del área descargada, m;

F₁ y F₂ son los coeficientes adimensionales que dependen de la relación Z/L y L/B respectivamente;

D es el espesor del estrato considerado, m;

L es la longitud del área descargada, m;

E es el módulo de elasticidad del suelo bajo la zona de excavación, ton/m²;

μ es la relación de Poisson, adimensional;

F_p es el factor de profundidad, considerando que la carga se aplica al nivel de la punta de las pilas, adimensional con un valor igual a 0.75.

Se consideró un módulo de elasticidad de los materiales que subyacen al nivel al que se encuentran las puntas de los pilotes de 25 000 ton/m² y un módulo de Poisson de 0.3 en una profundidad de influencia de 40.0 m. Los asentamientos deben ser determinados al centro y en la esquina del área cargada una vez que ya se tengan las descargas del edificio y edificaciones adyacentes.

Los movimientos verticales que sufra la estructura respecto al terreno circundante serán consecuencia de los hundimientos causados por la deformación de los materiales en que se apoyan las puntas de las pilas, así como de las deformaciones propias de las pilas bajo los esfuerzos transmitidos a ellas.

Los asentamientos elásticos que presentarán las pilas a causa de las cargas verticales a las que estarán sometidas, se calcularon mediante la siguiente ecuación:

$$S = \frac{Q L}{E_c A b} + \frac{m C_s f_p Q (1 - \mu^2)}{E_s \sqrt{A b}}$$

donde,

S es el asentamiento de la pila, m;

L es la longitud de la pila, m;

E_c es el módulo de elasticidad del concreto de la pila, ton/m^2 ;

A_b es el área de la base de la pila, m^2 ;

m es el factor de forma, adimensional y con un valor igual a 0.95 para las pilas de sección transversal circular;

C_s es el factor de rigidez de la subestructura de cimentación, adimensional y con un valor igual a 1;

F_p es el factor de profundidad, adimensional y con valor igual a 0.5 para $D/B > 5$

E_s es el módulo de elasticidad del manto de apoyo, ton/m^2 ;

Q es la carga aplicada al nivel de la base de la pila, considerada como la diferencia entre la carga transmitida a la pila por el elemento de carga con un factor de carga de 1 y la fricción positiva de la pila con un factor de resistencia de 1, ton;

μ es la relación de Poisson .

Con un módulo de elasticidad de los materiales de apoyo de $25\,000\text{ ton/m}^2$ y una relación de Poisson de 0.35 se obtuvieron los asentamientos elásticos, que se presentan en el Cuadro III.I para las pilas de sección transversal circular con diámetros de 1.5, 2.0, 2.5 y 3.0 m apoyadas a -43.5 m, en función del diámetro de la base de las pilas, que se consideran admisibles y en los Cuadros III.II y III.III para las pilas de sección transversal de 1.0 x 3.0, 1.2 x 3.0, 1.0 x 6.0 y 1.2 x 6.0 m desplantadas a 43.5 m de profundidad e igualmente se consideran admisibles.

Estos asentamientos antes determinados no toman en cuenta la rigidez de la subestructura de la cimentación, que en particular si se tendrá en este proyecto de rascacielos una losa de cimentación con un peralte de 2 a 3 m, se considerará que la rigidez de la losa de cimentación dará lugar a un redistribución de esfuerzos que reducirá los hundimientos diferenciales entre pilas, lo cual se determina mediante un análisis de interacción suelo – estructura, que se puede realizar aplicando el método de elemento finito por medio de un software de computadora.

III.IV Procedimiento Constructivo de Pilas

Una pila de cimentación se puede construir de diferentes maneras, pero guarda en esencia algunos lineamientos que todo constructor lleva a cabo, cada método constructivo difiere en múltiples aspectos derivados de la maquinaria que se tenga disponible, de la mano de obra, de las características del terreno, de la programación de la obra, del presupuesto entre otros, pero el más importante a mi consideración es el de la experiencia del constructor que a lo largo de los proyectos construidos optimiza y perfecciona la metodología para materializar una buena cimentación en base a los planos. Es importante considerar que al momento del diseño también se prevea la etapa constructiva pues la construcción y diseño son dos etapas interdependientes que determinan el éxito del proyecto en gran medida.

En las líneas subsecuentes se dan a conocer algunos aspectos sobre el método constructivo que mejor se adecúan al proyecto; recopilados de la empresa constructora CIMESA y de manuales de construcciones tales como el *Manual del Residente de Cimentación Profunda*. (Cámara Nacional de la Industria de la Construcción, 1987). Ciertamente la ingeniería y la tecnología de construcción geotécnica han hecho grandes avances tecnológicos, sin embargo los ejes de las recomendaciones y metodologías se conservan.

El equipo de perforación debe emplear brocas helicoidales y botes con elementos de ataque adecuados, de acuerdo al tipo de materiales que serán perforados. Previo a la perforación, se debe ubicar mediante una brigada topográfica la ubicación exacta y precisa del eje de las pilas, con ayuda de cuatro referencias que deben ubicarse ortogonalmente a 3.00 m del eje de la pila. La tolerancia que se admite es del 10% del diámetro de la pila.

Así mismo la tolerancia en la verticalidad será de 2% de la longitud de la pila por lo que se debe verificar la verticalidad del equipo de perforación para que la perforación se haga de forma apropiada. Por último se debe construir un brocal para garantizar la seguridad del personal y la calidad de la pila antes de comenzar la perforación.

Después de haber efectuado la exploración del subsuelo, se contempló que las perforaciones para colocar las pilas estarán bajo el nivel freático y que los materiales son primordialmente arcillo areno limosos de compacidad media a compacta. Por consiguiente para la estabilización de las paredes se aplicará lodo bentonítico previamente mezclado en planta y se irá vertiendo a la perforación a

medida que ésta se profundice. Esta mezcla tiene una proporción de 0.10:100 (bentonita/agua) que se traduce a 100 kg de bentonita por 1.0 m³ de agua.

Para iniciar la perforación, se usará primero una broca helicoidal o en su caso un bote de perforación, el diámetro debe ser igual al diámetro del fuste de la pila, ésta herramienta se ocupa para la condición en que las paredes de la perforación permanezcan estables en casi contrario se hace una perforación con un diámetro mayor a 0.2 m al diámetro del fuste de la pila y se instala un ademe metálico, éste será de un diámetro interior igual al diámetro del fuste de la pila, su longitud puede variar en función de la profundidad hasta que el suelo envolvente vuelva a ser estable y no requiera ademe.

Para alcanzar una mayor eficiencia de ataque en los materiales resistentes, el equipo de perforación debe tener la capacidad de aplicar presión por medio del barretón. Se puede requerir de botes de perforación o de brocas helicoidales con alabes y elementos de ataque aptos.

Se determina la profundidad a la que se encuentran los materiales resistentes dentro de los cuales se empotrará la pila, a través de la identificación de los materiales extraídos por la broca de perforación y con ayuda de la observación del trabajo del equipo de perforación.

Cuando se llegue a la perforación de profundidad de desplante de la pila contemplando la longitud de empotramiento prevista, se hace la limpieza del fondo de la excavación, de todo el material suelto. Para esta actividad de usa un bote desazolvador con un diámetro igual al de la perforación y se introducirá hasta que quede completamente limpio, para cotejar este objetivo se emplea una sonda para verificar que los materiales de azolve han sido retirados.

Es muy importante que no transcurra un tiempo mayor a dos horas entre el término de las perforaciones y el inicio del colado de las pilas. En caso contrario se tendrá que volver a desazolvar esta vez mezclando simultáneamente el lodo bentonítico para poner en suspensión los materiales arenosos que se puedan sedimentar. Para mantener en suspensión las arenas que son susceptibles de sedimentar por chifloneo, una vez ya introducido el armado a la perforación donde se colocara la pila, se inyectará aire a presión desde el fondo de la perforación, una sonda es la que verificará esta restricción. Si llegase a haber un espesor de azolves de más de 50 cm, el colado de la pila debe ser cancelado.

Ipso facto de haber hecho la limpieza del fondo de la perforación, se baja el armado y se procede a la instalación de un tubo tremie y se coloca la pila, es decir las ollas de concreto deben estar listas para el colado.

El armado de la pila debe colocarse una hora antes del colado, previendo la instalación de sus separadores para asegurar el centrado de la pila, una vez más se verifica con una sonda que no haya más de 0.40 m de azolve, sino se debe repetir el desazolve.

Luego de la colocación del acero, se comienza el colado con ayuda de un tubo tremie para no contaminar ni segregar el concreto. Cuando se inicie el colado el extremo del tubo deberá estar a 0.50 m sobre el fondo de la perforación.

Antes de iniciar el colado, se debe desplazar el lodo del interior del tubo tremie, para este efecto se utiliza una cámara de balón, inflada a un diámetro tenuemente mayor al diámetro del tubo, esta cámara es empujada por el peso del concreto al momento del bombeo y desplaza el lodo al interior del tubo para impedir que se mezclen.

Una premisa simple pero no por menos importante, es que el colado de una pila no debe detenerse por lapsos mayores a una hora, sin importar la causa.

A medida que avance el colado de la pila, el extremo del tubo se ascenderá gradualmente, el tubo debe siempre estar sumergido en el concreto durante toda la operación, se recomienda que mínimo un metro de longitud del tubo deba estar dentro del concreto. Sólo hasta el término del colado podrá extraerse el tubo.

Se recomienda llevar un registro del volumen del concreto vertido en la perforación y se cotejará con la cubicación de la misma, al término de cada vaciado de olla se medirá la altura alcanzada con la ayuda de una sonda.

El colado concluirá hasta que el concreto no contaminado llegue al nivel inferior de las contratraves es decir un metro abajo del nivel superior del concreto. Se debe dejar en la parte superior una longitud extra de concreto igual al 90% del diámetro de la pila para que al momento de desplantar la cimentación se haga sobre concreto sano, por lo general este intervalo de concreto acarrea las impurezas durante el colado. Este concreto puede ser retirado con un equipo neumático como máximo 0.20 m arriba de la cota de desplante de cimentación, los 0.20 m restantes se deben extraer de forma manual con extremo cuidado para no causar fisuras ni grietas en el concreto que albergará la cimentación.

El concreto, como ya se ha dicho anteriormente debe ser de un f'c mínimo de 400 kg/cm² y con un revenimiento de 18 cm.

El lodo bentonítico que llena las perforaciones, es desplazado por el colado, por lo tanto el lodo que va siendo expulsado deber ser bombeado a un tanque almacenador, para después retirarlo de la obra.

Si se requirió de un ademe para la perforación, éste debe ser extraído inmediatamente al término del colado. Cuando el colado llegue a un nivel mínimo de 2.0 m sobre el extremo inferior del ademe, en función del tiempo, se recomienda retirar tramos del orden de 0.2 m del ademe para impedir que éste se pegue y la extracción se facilite al final del colado.

Es sustancial llevar un registro de la localización de las pilas, las dimensiones de las perforaciones, las profundidades en las que se instalan los ademes, las fechas de inicio y término de la perforación, el volumen de concreto vaciado a la perforación, la profundidad y los espesores de los materiales atravesados, de las características del material de apoyo y de las incidencias que se presenten en el proceso de construcción.

III.V Diseño Estructural de Pilas

Para el dimensionamiento de las pilas debe considerarse la carga que resulte mayor de las siguientes condiciones:

Condiciones estáticas: Que contempla la combinación de la carga permanente más la carga viva máxima, afectadas por un factor de carga de 1.4

Condiciones dinámicas: Toma en cuenta la combinación de las cargas permanentes más la carga viva instantánea y la acción accidental más crítica (este incremento de esfuerzo es provocado por el momento de volteo debido al sismo), afectadas por un factor de carga de 1.1.

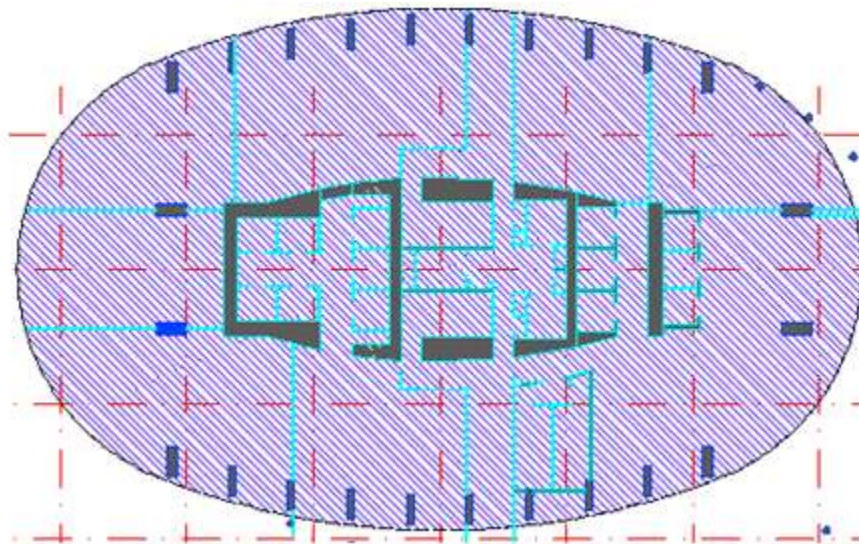


Figura III. V Distribución General de Pilas

IV. Análisis y Diseño de Muros

IV.I Ademes

Para la excavación de los 6 niveles de sótanos se optó por construirse a base de muros tipo Milán, colados in situ, una de sus características principales es que el muro Milán es definitivo y por lo tanto es un muro estructural que trabajará de forma permanente. Se resolvió que los muros Milán en el proceso constructivo de la excavación estarán estabilizados por cinco líneas de anclas de fricción postensadas, con las cotas y características que se estipularán en el apartado IV.III de este capítulo. La peculiaridad de este muro es que es un muro definitivo por lo que para su diseño debe tomarse en cuenta que tendrá que soportar los empujes del suelo durante toda la vida útil del proyecto.

Este muro debido a las características del terreno y de los parámetros de los materiales debe tener 0.60 m de espesor, y debe tomarse en cuenta que para su construcción se recurrirá a tableros de 6.00 m de longitud, la pata con una longitud de 7.00 m, para su construcción se ejecutará en base a las preparaciones necesarias para integrarlo a la estructura sin olvidar colocar juntas impermeables que protejan la obra del agua.

Para la proyección del muro Milán, es necesario calcular la estabilidad de las zanjas que alojarán los tableros de muro Milán ademadas con bentonita que se resume a un flujo estabilizador. Durante la construcción se realiza una zanja estabilizada con lodos bentoníticos pero si no se toman las precauciones necesarias podría presentarse una falla de tipo general que conlleva al colapso de un gran prisma de suelo y que puede afectar a la zanja en toda su profundidad.

Se determina así el factor de seguridad contra falla general de una zanja estabilizada con lodo bentonítico, la expresión del factor de seguridad del prisma de falla potencial, se expresa a continuación:

$$FS = \left[\frac{C_u}{D(\gamma - \beta^2 \gamma_f)} \right] \left[2 + 0.94 \frac{D}{L} \right]$$

donde,

γ es el peso volumétrico del suelo, con un valor igual a 1.30 ton/m³;

γ_f es el peso volumétrico del lodo, con un valor igual a 1.06 ton/m³;

C_u es la resistencia no drenada del suelo, con un valor igual a 5 ton/m²;

D es la profundidad de la zanja, con un valor igual a 28.00 m;

L es la longitud de la zanja, con un valor igual a 6.00 m;

B es la relación geométrica igual a $1 - P/D$, adimensional;

P es la profundidad del nivel del lodo, igual a 0.80 m.

Realizando la sustitución, nos resulta un factor de seguridad de 3.81 y es mayor al mínimo admisible de 1.5. Por lo que se admite el resultado.

IV.II Empuje sobre Muros

La estabilidad de taludes se debe revisar siempre, antes de proponer la solución ingenieril sin importar cuál sea. No es congruente implementar algún sistema de retención cuando tal vez ni se requiera, además conocer que tan estable será nuestro talud, nos permite tener un mejor criterio de la selección de medidas a tomar para estabilizarlo.

Para la ejecución de este proyecto, que consta de 6 niveles de sótano, se debe revisar si es factible realizar la excavación con taludes verticales pues en un caso favorable se optimizarían los tiempos de ejecución y recursos económicos. Para ello se debe satisfacer la siguiente desigualdad:

$$\gamma H + FC q < U_q N_o c FR$$

donde,

FC es el factor de carga, adimensional y con un valor igual a 1.2;

γ es el peso volumétrico del material, con un valor igual a 1.4 ton/m³;

H es la altura máxima de la excavación, con un valor igual a 22 m;

q es la sobre carga, con un valor igual a 2.0 ton/m²;

U_q es un factor de reducción debido a la sobre carga que se deriva de la relación $q/\gamma H$, adimensional y con un valor igual a 0.775;

N_o es el número de estabilidad que depende del ángulo del talud, adimensional y con un valor igual a 5.3;

c es la cohesión más baja en la altura de la excavación, con un valor igual a 5 ton/m²;

FR es el factor de reducción de resistencia, adimensional y con un valor igual a 0.7; por lo tanto:

$$\gamma H + FC q = 49.74 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \not\leq U_q N_o c FR = 14.55 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

No cumple con la desigualdad, y debido a que la excavación se hará a partir de 6.2 m de profundidad bajo el nivel de aguas freáticas y que los taludes serán verticales se opta por la construcción de un muro Milán, sujeto con anclas de fricción postensadas.

Para el diseño de muros, es esencial considerar el empuje que ejerce el suelo sobre ellos, pues es la primera premisa predominante. Antes de realizar cualquier cálculo, un ingeniero debe pensar sobre los efectos y condiciones del subsuelo para que en un diagrama de fuerzas, se pueda revisar su estabilidad y ningún elemento que influya a un mal diseño, impere.

Para este y demás proyectos se deben conocer y tener en cuenta las características estratigráficas y físicas de los materiales del subsuelo, así como los empujes que actuarán a largo plazo sobre los muros perimetrales de los 6 sótanos. Se puede consultar manuales y normas complementarias, en este caso el Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE. Por tanto las condiciones que a continuación se describen son aquellas que marcan la pauta para el estudio del empuje sobre muros.

- La presión que ejerce la masa de suelo en condiciones de reposo, obtenida, como el producto acumulado del peso volumétrico total para profundidades sobre el nivel freático, y bajo éste, el peso volumétrico sumergido, por los espesores en los que se considera el mismo valor, afectados por el coeficiente de presión de tierras en reposo, igual a 0.6 para los materiales entre 0.0 y 16.0 m de profundidad, y de 0.3 m para los materiales entre 16 y 23 m de profundidad.
- La acción de una sobrecarga uniformemente repartida, de 2.0 ton/m² actuando en un área contigua al muro, obteniéndose los esfuerzos inducidos bajo un punto en la parte media lateral del área.
- La presión hidráulica que ejerce el agua obtenida como el producto de su peso volumétrico por la profundidad, considerando su variación debido a los abatimientos piezométricos.
- Para tomar en cuenta las sollicitaciones sísmicas, se determinó una componente horizontal expresada como el producto del peso de la masa de

suelo potencialmente deslizante por un coeficiente sísmico de 0.32 pues en este proyecto se encuentra en una zona de transición.

Para cada una de éstas condiciones se debe calcular cada uno de los efectos, superponiéndolos posteriormente para obtener un envolvente de los empujes horizontales totales que son considerados al momento de su diseño o revisión, ésta envolvente es simplificada a una distribución equivalente propuesta por Peck, que consiste igualar el volumen de esfuerzo a un envolvente trapezoidal con base mayor o igual al 75% de la profundidad de excavación y se resume a la siguiente expresión:

$$h = \frac{2 A}{B + b}$$

donde,

h es la presión horizontal máxima;

A es el volumen de esfuerzos considerando la superposición de las presiones debidas al suelo, a la sobre carga y al sismo;

B es la profundidad máxima de excavación;

b es igual a 0.75 B.

SOBRECARGA 1.50 ton/m²

$\frac{C}{\phi}$

(ton/m²) (°) (ton/m³)

0.00 0 1.50

6.00 15 1.60

8.00 15 1.50

18.00 20 1.60

12.00 15 1.40

25.00 20 1.60

10.00 15 1.50

12.00 36 1.80

18.00 35 1.70

15.00 28 1.60

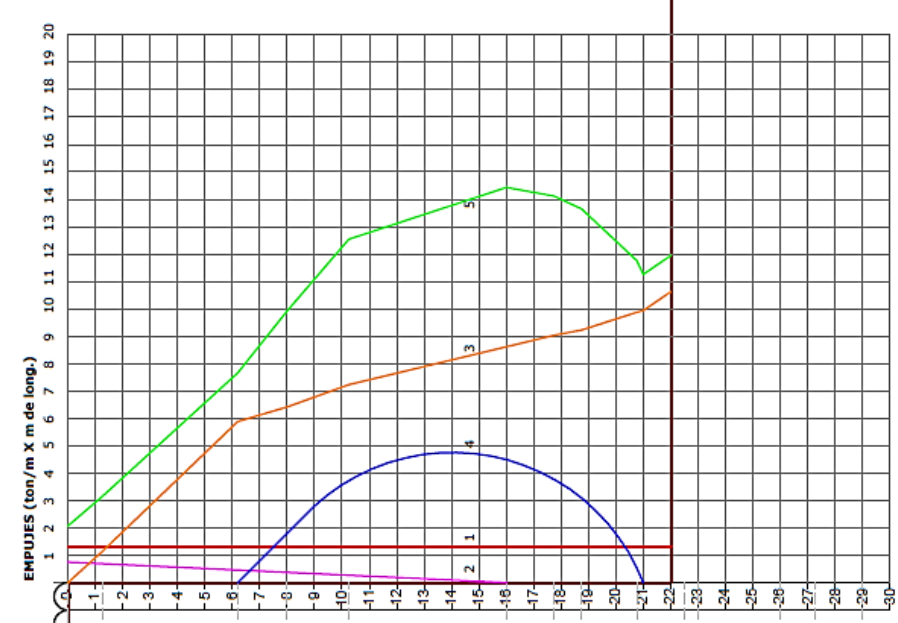
18.00 35 1.70

18.00 35 1.70

20.00 20 1.60

25.00 20 1.70

N-6.20 N.A.F.



1: EMPUJE DEBIDO A SISMO
 2: EMPUJE DEBIDO A SOBRECARGA
 3: EMPUJE DEBIDO AL SUELO
 4: EMPUJE DEBIDO AL AGUA
 5: EMPUJE TOTAL

IV.III Anclaje

Debido a la inestabilidad de los taludes, de la implementación de un muro Milán perimetral y ante todo de los empujes que se ejercen sobre éste último, se deben colocar anclas para retenerlo.

Los anclajes en suelos son inyectados, empotrados en el suelo, en los que por medio de un elemento de tracción de acero denominado tensor y un cuerpo de inyección delimitado por la perforación que lo aloja, el cual está formado por un cilindro de lechada de cemento que se inyecta a la perforación), se transmite al suelo la fuerza aplicada al muro Milán por el tensado del ancla. En la zona no inyectada, el tensor es lubricado, por lo que permite al anclaje mantener la libertad de movimiento. En la parte exterior el anclaje tiene lugar por medio de cuñas de apriete y un disco de anclaje que sujeta a los torones, éste último se apoya sobre una placa de acero.

El ancla transfiere su carga al suelo a través de la resistencia friccionante entre la interfase ancla – suelo conforme a los criterios establecidos por Broms (1968) y Lettlejohn (1970), y formularon la siguiente ecuación para estimar la carga por fricción:

$$P = (c' + P_i \tan \Phi') D L \Pi FR \cos \alpha$$

donde,

P es la capacidad de ancla, ton;

c' es el 80% de la cohesión del material en que se instala el ancla;

P_i es la presión de inyección de la lechada, con un valor igual a 6 kg/cm²;

D es el diámetro del cuerpo del ancla, con un valor igual a 0.1 m;

L es la longitud del ancla, m;

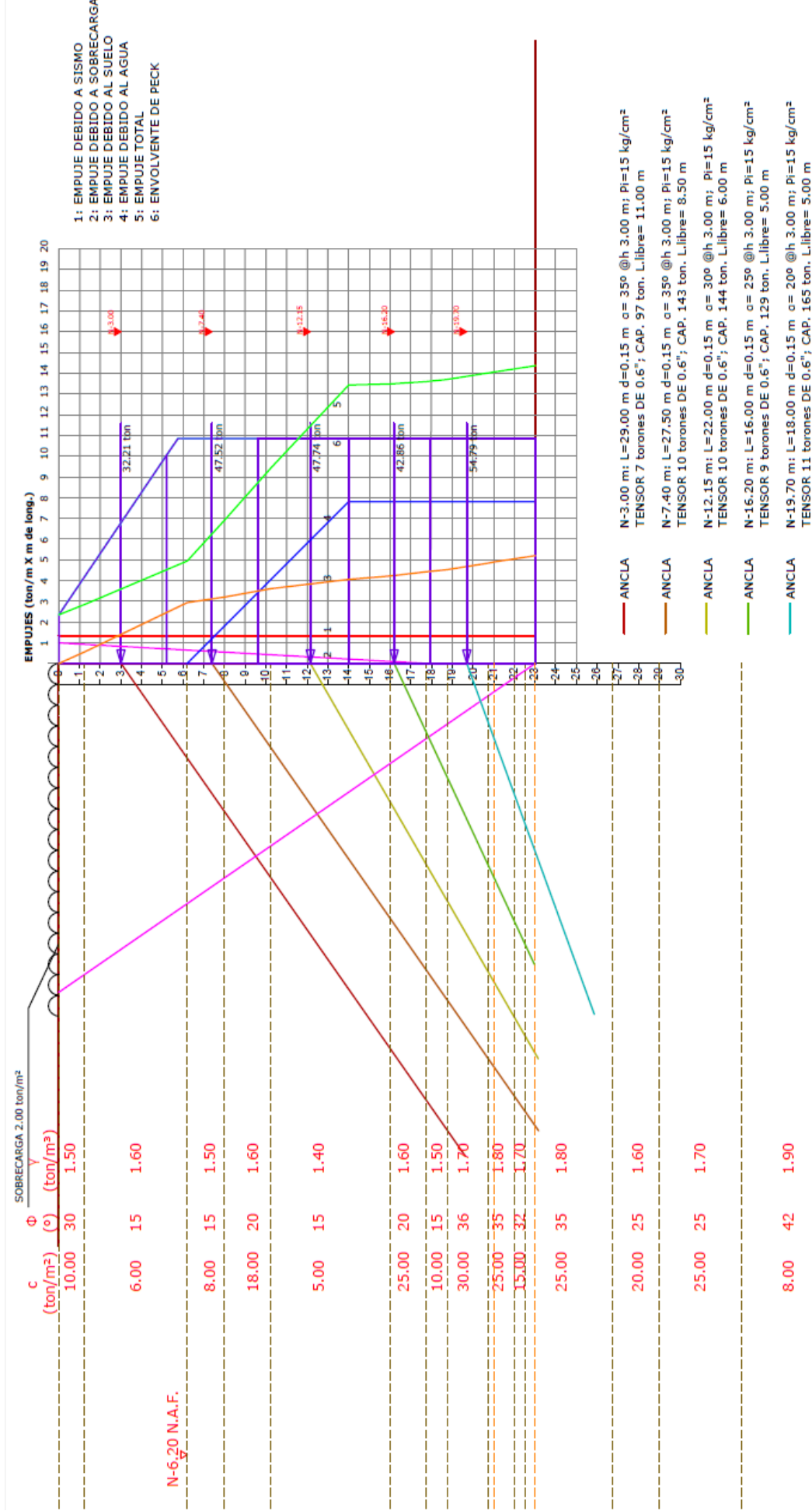
Φ' es 2/3 del ángulo de fricción interna del suelo en la que se instalará el ancla;

FR es el factor de reducción, adimensional con un valor igual a 0.7;

A es el ángulo que forma el eje del ancla con la horizontal.

Así pues, con ayuda de este criterio se obtuvieron las capacidades longitud y distribución de las anclas a lo largo del perímetro del muro Milán, mediante

iteraciones y función objetivo que optimizarán el ancla. Para el análisis de la determinación de la capacidad de fricción de las anclas se consideró una presión de inyección de 6 kg/cm^2 aun cuando la presión de inyección de la construcción de las anclas sea de 15 kg/cm^2 , esto se debe a que en los muestreos se encontraron suelos con contenidos arcillosos mayores de 20% este tipo de suelo tiene un comportamiento plástico y a mediano plazo presenta deformaciones que disminuyen la presión sobre el cuerpo del ancla y por lo tanto de la tensión de anclaje.



Las recomendaciones para la distribución y las características de las anclas que estabilizarán el muro Milán, conforme a la excavación de los sótanos que contempla el proyecto, se tienen así cinco niveles de anclas de fricción postensadas, con la distribución, los niveles y las características que se indican enseguida:

Las anclas del primer nivel a -3.00 m, tienen un diámetro de 0.15 m, una longitud de 29.5 m, un tensor constituido por 7 torones de 6", una capacidad de tensión admisible de 97 ton, con una presión de inyección de 15 kg/cm² y una inclinación respecto a la horizontal del 35°.

Las anclas del segundo nivel a -7.40 m, tienen un diámetro de 0.15 m, una longitud de 29 m, un tensor constituido por 10 torones de 0.6", una capacidad de tensión admisible de 143 ton, con una presión de inyección de 15 kg/cm² y una inclinación respecto a la horizontal de 35°.

Las anclas del tercer nivel a -12.15 m, tienen un diámetro de 0.15 m, una longitud de 20 m, un tensor constituido por 10 torones de 0.6", una capacidad de tensión admisible de 144 ton, con una presión de inyección de 15 kg/cm² y una inclinación respecto a la horizontal de 30°.

Las anclas del cuarto nivel a -16.20 m, tienen un diámetro de 0.15 m, una longitud de 19.5 m, un tensor constituido por 10 torones de 0.6", una capacidad de tensión admisible de 144 ton, con una presión de inyección de 15 kg/cm² y una inclinación respecto a la horizontal de 25°.

Finalmente las anclas del quinto nivel a -19.70 m, tienen un diámetro de 0.15 m, una longitud de 18.5 m, un tensor constituido por 10 torones de 6", una capacidad de tensión admisible de 150 ton, con una presión de inyección de 15 kg/cm² y una inclinación de 20°.

El método constructivo de un ancla de fricción postensada se divide principalmente en cinco partes: elaboración del ancla, perforación del barreno, colocación del ancla, inyección de lechada y tensado del ancla. Cada etapa de este proceso es determinante para la seguridad de la obra, pues contrarrestan los empujes sobre el muro Milán, un ancla mal colocada provocaría un derrumbe del muro y por lo tanto un caído del material que se está reteniendo y en dado caso podría encadenar un efecto en cadena lo cual sería catastrófico en pérdidas humanas y económicas.

El diseño de las anclas cuando se suele ser conservador en el diseño se le da un factor de seguridad de tal manera que en dado caso que falle un ancla, el ancla

contigua soporte su carga propia más el 50% de la que falló. Si se aplicara esto para todas las anclas el costo de la obra se elevaría y el cliente no lo pagaría.

Por ello, el proceso de construcción de un ancla que a continuación describiré, debe llevarse con el más estricto cuidado ya que no hay derecho a fallar. Este aspecto es lo que le da la calidad a la empresa constructora en este caso CIMESA.

Para la elaboración de la anclas se deben de respetar la longitudes, diámetro, características del tensor y de la capacidad de trabajo que se describieron anteriormente. Algunos aspectos importantes que se deben cuidar en su elaboración son los siguientes:

- La longitud libre o de tensado se protege de la corrosión con grasa grafitada y un tubo envolvente para el conjunto de torones, para la zona de anclaje el recubrimiento de la lechada de cemento es más que suficiente. El extremo exterior del anclaje se protege contra la corrosión con pintura epóxica y se mantienen los tramos de torón que sobresalen del muro hasta que los elementos estructurales tomen los empujes del suelo, pudiéndose en dado caso destensar las anclas y retirar el mecanismo de atraque.
- Las anclas deben tener espaciadores a cada 2 m con el propósito de ayudar a asegurar que la lechada de cemento cubra cada uno de los torones de forma independiente con dos propósitos: protegerlos contra la corrosión y para desarrollar una adecuada resistencia en la unión entre ellos y la lechada de inyección.
- Se deben colocar centradores a cada 2 m sobre el haz de torones ensamblados, para mantener el espacio requerido entre el tensor y la pared de la perforación, así se asegura un espesor adecuado de lechada de cemento rodeando al cuerpo del tensor del orden de 1.2 cm.
- La separación entre la longitud libre y longitud del bulbo, debe estar lo mejor sellada posible, se utilizan dos abrazaderas a presión y se les coloca en el interior del tubo espuma para impermeabilizar esa zona.
- Por último el conducto de inyección de PVC, a lo largo de la longitud de bulbo, se perforan a cada metro con el fin de que ahí salga la lechada a presión, esos orificios se recubren con una sección de manguera de hule denominados manguitos, la función de este aditamento es que funcione como una válvula: permita la salida de la lechada pero que no entre, así el tubo de inyección no se tapa y si se llegase a requerir una reinyección de lechada ésta se pueda hacer sin problemas.



Figura IV. III Área de elaboración de Anclas



Figura IV. IV Perforación de la conducción de PVC a punto de ser recubierta por un manguito



Figura IV. V Sello impermeable entre la Longitud Libre y la Longitud de Bulbo de un ancla

La perforación de los barrenos debe hacerse con la longitud e inclinación especificada, con una perforadora rotatoria con broca tipo trepano, el diámetro real

de la perforación será de 0.15 m, para el desalojo del material de corte dentro de la perforación se utilizará recirculación de agua con el fin de ahorrar este recurso.

Cuando se alcance la longitud de proyecto se verificará que el barreno no se haya bloqueado. En el caso de que se presenten caídos se debe introducir nuevamente la tubería de la perforación y se aplica una lechada de agua – cemento con el fin de estabilizar las paredes del barreno y se reperfora. La perforación debe estar limpia, para poder introducir hasta el fondo del barreno una manguera para llenar a gravedad la perforación con una lechada de cemento que constituye el cuerpo del ancla, se inyecta la lechada hasta que desborde del barreno, así se asegura que todo el barreno está lleno y que no ha quedado agua, empleada por la perforadora, dentro.



Figura IV. VI Inicio de un barreno para un ancla en el 2do nivel



Figura IV. VII Inyección de la primera lechada de cemento para estabilizar el barreno

Inmediatamente después de culminar con la lechada, se coloca el ancla introduciendo primero el tensor o longitud de bulbo, para este fin en la parte inicial del ancla se coloca una punta de bala con el propósito de que al meter el ancla al barreno, las puntas de los torones no se atoren en la perforación ni generen caídos en la instalación. El tensor se fija al suelo luego de transcurrir 18 horas como mínimo pues se hará mediante una inyección a presión de lechada de cemento.



Figura IV. VIII Colocación manual de un ancla



Figura IV. IX Punta de bala de un ancla para facilitar su colocación

Antes de comenzar la inyección de lechada a presión, se debe tener preparada la lechada compuesta por agua – cemento en proporción 1:2 en peso respectivamente, es decir 100 l de agua por 200 kg de cemento, a esta dosificación por unidad se le denomina bacha. El agua debe estar limpia y se asegura que quede mezclada perfectamente con el cemento hasta obtener un mezcla homogénea, posteriormente se traspasa la lechada al depósito de bomba

de inyección de propulsión o neumática capaz de aplicar las presiones que requiere el proyecto. La presión en este caso es de 15 kg/cm^2 .

Para este efecto se inserta en la conducción de PVC una tubería metálica para lo cual se adapta la manguera de la bomba al tubo de inyección, iniciando la inyección desde el fondo de la perforación, se acciona la válvula de salida de la bomba para iniciar la inyección verificando que el manómetro marque la presión demandada. Se realiza esta operación por intervalos de 1 m, retirando la tubería de inyección. Al finalizar la inyección a presión se lava con agua limpia el tubo de PVC para una posible reinyección si es que no se llega al alcance de la carga la carga de tensado del proyecto.

Debido a las características granulométricas de los materiales que alojan a los tensores, el volumen de inyección no es posible precisarlo, por lo que si se detecta una fuga en función del volumen calculado, se suspende la inyección y se reinicia 18 horas después, hasta que la lechada retorne.

Un aspecto importante es la prueba de control de calidad de la lechada de inyección, por lo cual es necesario verificar la resistencia de la lechada empleada de al menos un ancla de cada a 10 inyectadas. Se hacen tres probetas, las cuales son probadas al día 1, 3 y 7. Cada muestra debe estar perfectamente identificada y para ser aprobada la compresión al día 7 no debe ser menor a 100 kg/cm^2 , si es necesario se podrá modificar la relación agua cemento con tal de cumplir esta premisa.



Figura IV. X Muestras de lechada en paquetes de 3, para ser ensayadas al día 1, 3 y 7

El tensado del ancla, se realiza con ayuda de un gato hidráulico diseñado para este fin, esta etapa puede iniciarse únicamente después de haber transcurrido 72 horas de la inyección. Las anclas se sujetan al muro por medio de un *queso de bloqueo* hecho de acero de 16 cm de diámetro apoyado sobre una placa cuadrada de acero de 0.25 m de lado por 1" de espesor. En el que los torones atraviesan el queso en cada uno de los orificios correspondientes, se coloca a cada torón su cuña respectiva, y se aplica el tensado por incrementos graduales y finalmente se fijan los torones al queso por medio de las cuñas.

Durante el tensado el elemento de tracción de acero debe deformarse sin restricciones entre la longitud de anclaje y la cabeza de anclaje dentro de la longitud libre del tensor. Al finalizar el tensado se cortan las puntas sobrantes del torón a una distancia de 1.0 m con el fin de poder retensar si fuera necesario.

Durante la aplicación de la carga de tensión que se aplica a cada una de las anclas se realiza bajo el siguiente esquema:

- Primero se aplica la tensión en incrementos de 25% de la tensión de proyecto hasta alcanzar el 110% de la de tensión de diseño.
- Después de descarga el ancla en su totalidad al cabo de 5 minutos.
- Posteriormente se vuelven a tensar las anclas en incrementos del 25% de la tensión de proyecto hasta alcanzar el 100% y se sujetan al muro.
- Finalmente se inyecta la parte no activa a través de la preparación previa dejada para tal efecto.



Figura IV. XI Colocación del gato hidráulico para el inicio del tensado, previamente se colocó el queso de bloqueo



Figura IV. XII Montaje Final del gato hidráulico, el queso de arrastre colocado al último



Figura IV. XIII Inicio del tensado del ancla, y arranque de la prueba simultánea de tensado para conocer las diferentes deformaciones a las diferentes cargas aplicadas, la deformación por ciclo de carga no debe exceder a 1 mm



Figura IV. XIV Vista Final del tensado de un ancla: silleta, queso de bloqueo y cuñas de bloqueo tensando el ancla por medio de los torones.

IV.IV Diseño Estructural de Muros

Los muros Milán deben diseñarse para soportar los empujes horizontales de la masa del suelo, funcionando inicialmente como ademe temporal, después deben hacerlo como parte estructural del cajón que aloja los niveles de estacionamiento, en las condiciones que el suelo impone a corto y largo plazo, así como en condiciones sísmicas. Para lo cual el muro Milán se diseña como un elemento estructural definitivo, dejando cubierto el armado con placas de poliuretano, el acero que será descubierto una vez realizada la excavación y mediante el que se le dará continuidad a la estructura.

El método convencional para determinar el empotramiento de un muro de contención es por análisis del estado límite sobre la base del comportamiento del suelo rígida de plástico. La profundidad de empotramiento se determina aplicando un coeficiente de reducción de la presión pasiva de la tierra de entre 1,5 y 2,0.

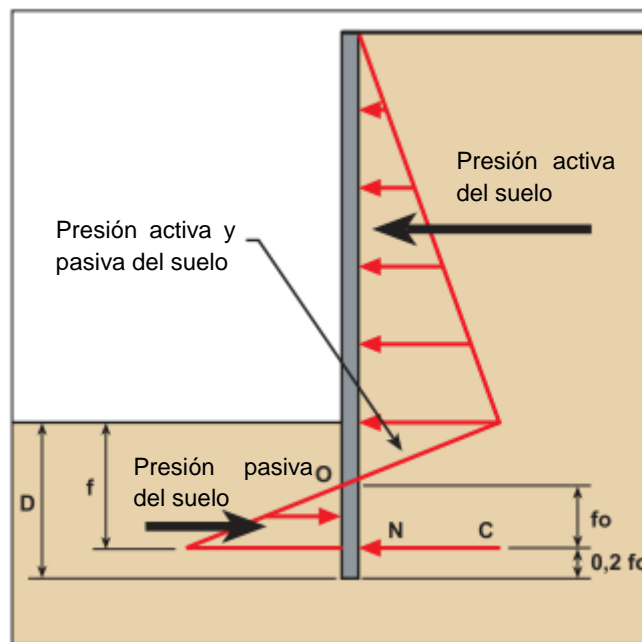


Figura IV. XV

Para que el muro sea estable, se necesita generar un empuje C . Las tensiones que actúan sobre el muro en el punto N son las presiones activas sobre la cara retenida y las presiones pasivas en el frente de excavación, cada una con el factor de seguridad requerido. El equilibrio de las cargas horizontales y momentos determinará los valores desconocidos:

- El empuje contrario, C
- La longitud ON (f_0)

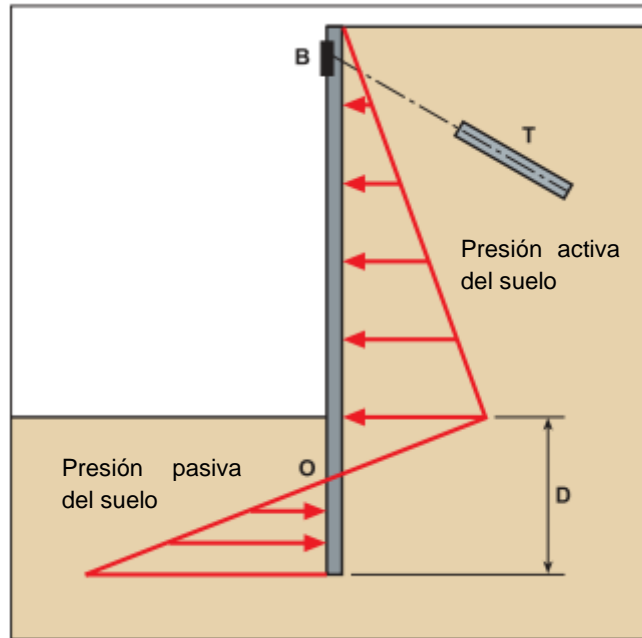


Figura IV. XVI

La profundidad de empotramiento, D , se obtiene tomando momentos respecto punto B (punto de aplicación de la carga de soporte) con un adecuado factor de seguridad sobre la presión pasiva.

El equilibrio de fuerzas externas que actúan sobre la pared se puede utilizar para calcular la tensión, T , para un ancla de tierra (el cálculo se realiza sin reducción de la presión pasiva).

Una vez que la profundidad de anclaje del muro se ha determinado, la interacción suelo-estructura puede ser analizado con el fin de:

- Determinar las tensiones en la pared y sus soportes
- Estimar la magnitud de la desviación de la pared

Y por lo tanto es posible:

- Determinar el espesor de la pared y calcular el refuerzo
- Establecer las cargas de apoyo

La práctica normal para estos análisis es en los casos relativamente sencillos, modelando el suelo como una serie de resortes elasto-plásticos

En una configuración geométrica más compleja, por ejemplo, como estructuras construidas en laderas o donde hay una interacción con las estructuras vecinas como es el caso de nuestro proyecto, se utiliza un análisis de elementos finitos.

Para el caso de las anclas la estabilidad global del sistema se debe comprobar (paredes, apoyos y alrededores), especialmente en el caso de:

- Paredes construidas en las laderas
- Cargas considerables ejerciendo presión detrás del muro

A continuación se presenta un diagrama de fuerzas, que refleja la esencia mecánica del principio de un ancla.

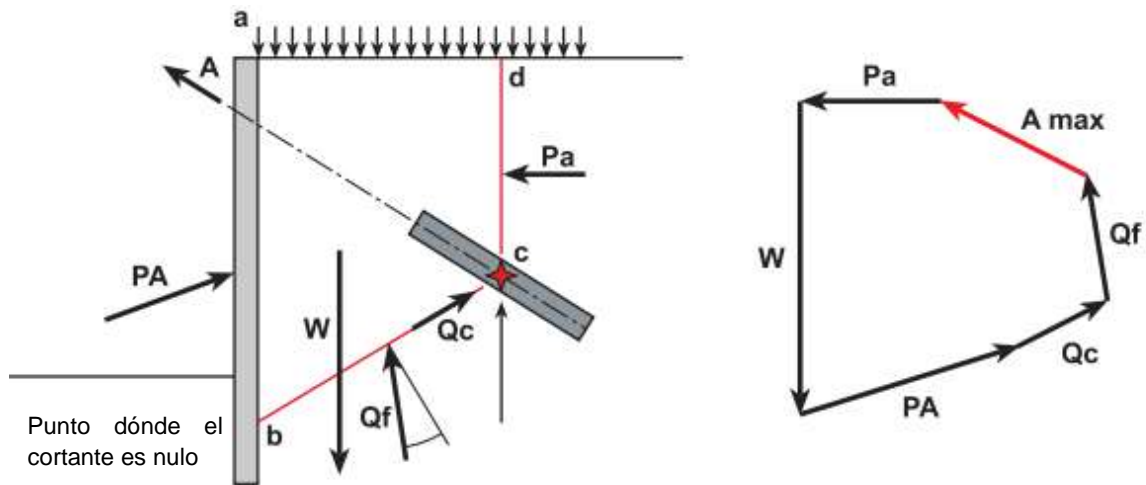


Figura IV. XVII

donde,

A es la reacción de anclaje;

A_{max} es la carga máxima de anclaje compatible con la masa de suelo en equilibrio, se calcula gráficamente;

PA es la reacción de la pared sobre [a, b];

Pa es el empuje sobre la tierra [c d];

W es el peso de la masa de suelo (abcd);

Qf es la reacción en [b c] debido a la fricción;

F es el coeficiente de seguridad = $A_{m\acute{a}x} / A$, usualmente con un valor de 1.5;

Qc es la reacción en [b c] debido a la cohesión.

Finalmente, para el acero de refuerzo

Para el diseño del acero de refuerzo de un Muro Milán se debe incluir:

- Barras estructurales: Barras verticales principales, posiblemente con más refuerzo, para resistir los momentos de flexión, barras horizontales para resistir la fuerza de cortante
- Barras de arranque o acopladores para atar a la estructura final
- Bloques de acero para la colocación de anclas y facilitar su localización y perforación
- Barras necesarias para la instalación: barras de elevación, barras de suspensión y barras de refuerzo.

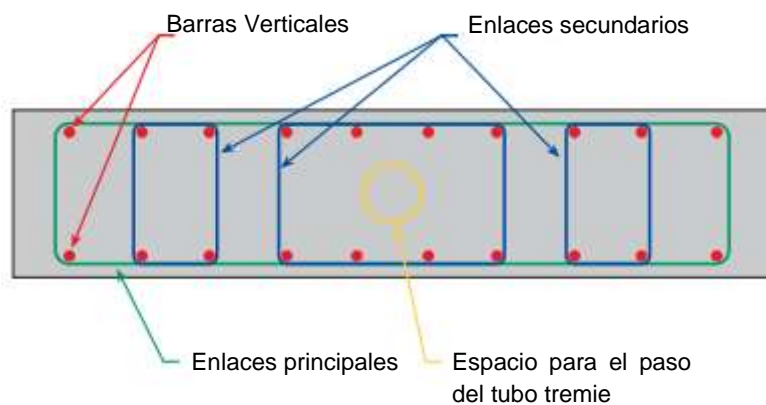


Figura IV. XVIII Distribución usual del acero de refuerzo



Figura IV. XIX Izaje de Acero de refuerzo para Muro Milán

V. Excavación y Proceso Constructivo

V.I Expansiones Elásticas

Para la evaluación de las expansiones elásticas máximas que se presentarán al efectuar la excavación necesaria para alojar los sótanos, se emplea el criterio de Steinbrenner, al igual que para calcular los asentamientos verticales (capítulo III), y los módulos de elasticidad obtenidos de correlacionar las propiedades índice de los materiales de interés con las de otros semejantes en los que se han determinado los módulos elásticos por métodos geosísmicos.

Según Steinbrenner, el desplazamiento vertical bajo la esquina de un área rectangular descargada, colocada en la superficie de una capa de espesor D, se da con la siguiente expresión:

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

En este caso donde intervienen diferentes estratos, se tiene que para un sistema de capas o estratos se generaliza a la siguiente expresión:

$$H = H_{D1}(E_1, u_1) + [H_{D2}(E_2, u_2) - H_{D1}(E_2, u_2)] + \dots + [H_{Dn}(E_n, u_n) - H_{Dn-1}(E_n, u_n)]$$

Los módulos de elasticidad y la relación de Poisson que se utilizaron para los cálculos son los siguientes:

Cuadro V. I

Profundidad m	Módulo de Elasticidad Ton/m ²	Relación de Poisson
23.00 – 33.00	8 000	0.35
33.00 – 60.00	18 000	0.35

Por consecuente las expansiones que se tendrán al centro son de 8.2 cm y en las esquinas de 2.1 cm, se prevén estas expansiones para el caso en el que se excave toda el área donde se ocuparán los sótanos lo cual resulta admisible como expansión.

V.II Falla de Fondo

En este proyecto se revisó la falla de fondo por cortante para asegurar la estabilidad de la excavación, la falla de fondo se revisa por la siguiente ecuación:

$$Pv + q FC < c Nc FR$$

donde,

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

FC es el factor de carga adimensional e igual a 1.2;

q es la sobrecarga superficial, 2 ton/m²;

c es la cohesión del material que subyace a la excavación, 40 ton/m²;

Nc es el coeficiente de capacidad de carga;

FR es el factor de resistencia, adimensional y con un valor igual a 0.7.

Como la excavación para los cajones tendrá una profundidad máxima de 23.0 m la desigualdad se resume a lo siguiente:

$$Pv + q FC = 38.05 \text{ ton/m}^2 < c Nc FR = 183.06 \text{ ton/m}^2$$

Se puede concluir entonces que durante los trabajos de excavación no se presentará la falla de fondo.

V.III Abatimiento Nivel freático

Como se ha descrito anteriormente la excavación quedará confinada por muros tipo Milán, el nivel freático se determinó que está a -6.00 m respecto al nivel del proyecto arquitectónico. Se prevé que el agua freática que se infiltrará hacia las excavaciones será mínima. Para evitar tales infiltraciones entre tableros se instalan juntas impermeables entre ellos, las cuales están descritas en el capítulo IV.

Siempre que se diseña una excavación profunda en la cual el nivel freático está de por medio, para asegurar a los trabajadores y a la construcción, se deben prever pozos de bombeo para abatir el nivel freático y permitan trabajar en un suelo seco y estable, en consecuencia se podrán hacer taludes más pronunciados que optimizarían la excavación.

Se trazaron así los pozos de bombeo, en un una retícula de 25.00 m de lado, siendo un total de 60 pozos distribuidos estratégicamente en toda el área del predio, los pozos son perforaciones de 0.30 m de diámetro y de -20.00 m de profundidad respecto al nivel arquitectónico 0.00 m, los pozos están ademados por un tubo ranurado de PVC de 0.20 m de diámetro, confinado entre su pared exterior y la perforación con grava bien graduada de 1/2" de tamaño máximo. Conforme la excavación vaya avanzando, bajo el nivel -6.00 m se instalará una bomba de tipo sumergible en las zonas que se requiera abatir el nivel para mantener el agua siempre por debajo de los niveles de trabajo. Para este proyecto se contará solamente con 16 bombas sumergibles, pues sólo se activarán en las zonas y por tiempos que necesite la obra, no se tienen las 60 bombas ni trabajando las 24 horas ya que no lo demanda el proyecto, la buena planeación de la excavación nos ayuda a reducir costos en este rubro sobre todo en el aspecto energético que se traduce a un gran ahorro económico.

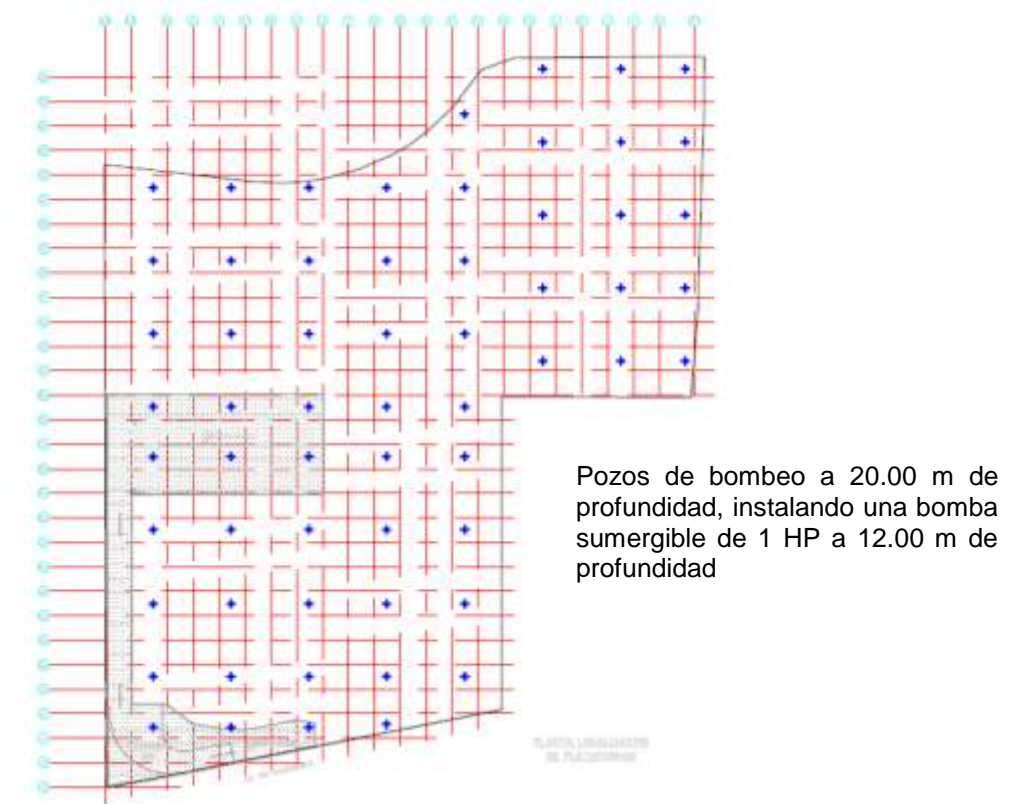


Figura V. I Localización de los 60 Pozos de absorción

La construcción de los pozos para abatir el nivel freático tendrán las dimensiones anteriormente especificadas a excepción de la profundidad que realidad se perforará hasta llegar a los -24.00 m de profundidad. Su construcción se divide en 4 etapas:

- Perforación
- Colocación de ademe
- Colocación de filtro
- Colocación de Bombas

Los pozos son perforados con un equipo de perforación rotatorio que emplee en el avance de perforación brocas de tipo tricónica, estabilizando la perforación con agua con un polímero que incremente su viscosidad. Las perforaciones deben de estar libre de azolves y limpias, esta inspección se hace utilizando una sonda.

Es importante que antes de ademar la perforación, es necesario mantener la perforación llena de agua hasta rebosar, así se evita que las paredes se cierren, el ademe es un tubo de PVC ranurado y se coloca una malla de plástico alrededor para impedir el paso de partículas gruesas que pudieran bloquear las ranuras del ademe.

Para dar libre paso del agua al interior del ademe, el tubo se ranura en huecos de 0.30 m de longitud por 3 mm de ancho. El porcentaje de área de filtración del tubo debe estar en un intervalo del 3 al 5% de su área perimetral. Alrededor del ademe se coloca un filtro de arena gruesa y grava fina, estos materiales son cribados y lavados para eliminar todos los materiales finos que contengan y que puedan obstruir el filtro durante su funcionamiento.

Finalmente para el uso de las bombas, se tiene como premisa que el nivel piezométrico debe estar abatido mínimo 1 m bajo el fondo de la excavación. Por lo general el bombeo inicia una semana antes de empezar la excavación bajo el nivel freático y se suspende cuando ya no resulte necesario lo que querrá decir que el agua confinada por los muros Milán ya se ha extraído.



Figura V. II Bomba de absorción de 1 HP



Figura V. III Ademe de un pozo de absorción, se observan las ranuras y la malla de protección



Figura V. IV Detalle de un pozo de absorción recubierto con grava



Figura V. V Sondeo de un pozo

V.IV Proceso Constructivo

El procedimiento constructivo para la excavación que alojará los sótanos de estacionamiento, se determinó teniendo en cuenta la geometría de la excavación, principalmente por la profundidad de -23 m que implica las estratigrafía y características del subsuelo, en particular la resistencia media a alta de los materiales del subsuelo. Recordando que el nivel freático según los estudios de campo se encuentra a partir de los 6.2 m de profundidad, correspondiente a un manto freático colgado, considerando que de acuerdo al piezómetro instalado a partir de 21 m de profundidad la presiones hidráulicas del agua del subsuelo se encuentran totalmente abatidas.

Al analizar las diferentes técnicas constructivas que podían aplicarse a este proyecto, el método constructivo más adecuado para la excavación, que alojará los sótanos, es mediante una ataguía constituida por muros colados in situ tipo Milán, diseñados para que formen parte de la estructura definitiva, con sección transversal de 0.6 x 6 m y 30 m de longitud, instalados previamente a la realización de la excavación general que alojará los sótanos, en una zanja excavada con almeja hidráulica guiada por un brocal.

Para evitar que el agua freática se infiltre en la excavación entre cada tablero se instalan juntas de tipo water – stop. Una vez completada la instalación de la ataguía en todo el perímetro por excavar, construirá una trabe perimetral cabecera o trabe de coronamiento que una a todos los tableros. Los muros Milán son retenidos por los cinco niveles de anclas de fricción postensadas con las características antes mencionadas.

La construcción del muro Milán es un proceso de extremo cuidado, pues no se tiene una visión directa debido a lo angosto y gran profundidad del muro. El ciclo de construcción de este tipo de muros se fracciona en 6 etapas: La colocación de brocales, la excavación de zanjas, la inyección del fluido de estabilización de las zanjas, la colocación de las juntas de colado, la colocación del acero de refuerzo y finalmente el colado. A continuación se describen cada uno de estos aspectos:

- Brocales

Previamente al inicio de la excavación, se instalan referencias topográficas en el perímetro del área que cubrirá la excavación, estas referencias forman líneas de colimación que permiten medir posible desplazamiento laterales, o verticales de las colindancias y poder justificar cambios al procedimiento constructivo en base a esta información.

Los brocales se construyen porque tienen la función de retener los rellenos sueltos superficiales y así evitar problemas con la estabilidad de los suelos superficiales, además sirven de guía a las herramientas de excavación de los muros Milán. Para cumplir adecuadamente con esta segunda función debe dejarse un espacio libre de 0.65 m para un muro de 0.60 m, como es el caso, y su alineamiento debe ajustarse al trazo.

La construcción de los brocales inicia excavando primero la parte superior de las zanjas donde se van a alojar los muros hasta una profundidad variable de acuerdo con el espesor de los rellenos siempre y cuando no sea menor de 1.5 m. Los brocales geoméricamente son piezas en forma de ángulo recto, colados en el lugar y cuentan con acero refuerzo de acuerdo a las necesidades del proyecto. La parte horizontal de los brocales están formados por pequeñas losas sobre las cuales rodarán las máquinas de excavación.

El ancho mínimo de las ramas horizontales es de 0.5 m pero esta medida es modificable a criterio de la supervisión que deberá hacer una evaluación de las condiciones que presente el terreno de apoyo, todo esto con el objetivo que el brocal quede bien apoyado sin peligro de volcarse durante el proceso de excavación.

Así pues se colocan los brocales se despejan las zanjas para después colocar las compuertas de madera o de acero para aislar los tramos de zanjas guía que corresponden a la longitud del tablero del muro que se va a construir. Cada tramo aislado por las compuertas se llena con lodo bentonítico hasta alcanzar un nivel de 0.80 m abajo del borde superior del brocal, el lodo debe mantenerse en este nivel durante todo el procesos de excavación y colados posteriores.



Figura V. VI Acero de refuerzo colocado en la zanja del muro Milán, guiado por el brocal

- Zanjas

Una vez los brocales contruidos, se inicia la construcción del muro Milán excavando la zanja con una almeja hidráulica guiada, la excavación deberá estabilizarse con lodo bentonítico con densidad acorde a las condiciones de esfuerzo que se generen al abrirse la zanja con cierta longitud y profundidad. Se aísla el tramo de zanja que se va a construir y se hace la excavación hasta el nivel de desplante de los muros. A medida que avance la excavación debe vaciarse lodo bentonítico. El lodo debe satisfacer las especificaciones que se describirán en el punto de fluido estabilizador.

La almeja guiada, como herramienta de excavación ofrece una amplia garantía en la verticalidad, alineamiento e integridad de las paredes de la zanja y permite alcanzar sin problemas la profundidad media del muro indicada en el proyecto. Es de suma importancia la buena selección del equipo se empleará pues equipo como los de cucharón de almeja libre u otra herramienta con las mismas características no garantizan la verticalidad de los muros y aumentan las posibilidades de derrumbes en la excavación.

El profesionalismo y experiencia del operador de la maquinaria es fundamental en esta etapa pues debe deslizar con cuidado la almeja sin movimientos bruscos ni golpes, debe hincarla sin dejarla caer de choque o que caiga libremente contra el lodo o las paredes de las zanjas para evitar desprendimientos o caídos.



Figura V. VII Almeja hidráulica, de gran potencia y permite grandes avances en la excavación del muro



Figura V. VIII Almeja mecánica autoguiada por cables, funciona de la misma manera que una almeja hidráulica pero su potencia es limitada



Figura V. IX Detalle de excavación de una Almeja como herramienta de excavación

Las excavaciones de las zanjas se hacen de forma alternada, no se excavan tableros contiguos de forma simultánea, la zanja se abre con la almeja que se coloca en tres posiciones para abarcar una longitud horizontal de excavación de 6.00 m. La longitud de la zanja queda delimitada por la del muro más el ancho de las juntas temporales de colado. Finalmente no se excava ningún tablero hasta que el concreto del contiguo haya alcanzado su fraguado inicial.

- Inyección del fluido de estabilización de las zanjas

Es necesario llevar un control de las propiedades del lodo de perforación, este control consiste en aplicar las pruebas necesarias para corroborar que las propiedades cumplan con los límites especificados. Se deben hacer mínimo 2 pruebas de lodo por cada tablero: una al vaciar el lodo a la zanja antes del comienzo de la excavación y otro antes de la colocación del acero de refuerzo. Si las pruebas no cumplen con los requisitos, entonces el lodo se recircula nuevamente desde la zanja hasta la batería de los hidrociclones desarenadores

Las propiedades de los lodos estabilizadores deben mantenerse en los siguientes intervalos durante todo el proceso:

- Densidad: 1.03 – 1.07
- Velocidad de Marsh: 28 a 45 segundos
- Contenido de arena < 10%

Como especificación adicional, todo lodo de primer uso que se emplee en las zanjas, debe haber estado 12 horas como mínimo en reposo.

Bajo ninguna circunstancia se puede abatir el nivel del lodo antes de lo indicado, ya que se producirían succiones y gradientes en algún manto freático que pudiera existir, en consecuencia favorecería la desintegración y derrumbe de las paredes. Un mismo lodo puede utilizarse las veces que conserve sus características controladas por el laboratorio central en caso contrario se desecha.

Para ello se prevén las instalaciones de preparación y regeneración de lodos y la capacidad de almacenamiento suficiente para abastecer a la obra, con una amplitud del 50% en exceso del volumen de las zanjas a rellenar en un día y para absorber el consumo adicional que se presente por fugas o pérdidas de lodo a través de las fisuras y grietas en arcillas o en los poros de los materiales más permeables.

Cualquier fuga en los lodos debe ser notificada y ningún colado puede llevarse a cabo hasta que la grieta haya sido sellada. El tiempo máximo entre el final de la excavación y el inicio de colado no debe ser mayor a 24 horas, y en particular no deben transcurrir más de 6 horas entre el alcance máximo de la profundidad de excavación y el inicio del colado. Teniendo en cuenta la curvatura de la almeja, a la profundidad de la excavación se le suman 0.20 m.

Al finalizar la excavación, se inicia la limpieza del azolve del fondo con ayuda de un tubo eyector que se pasa por todo el piso de la zanja o esta limpieza puede hacerse con la misma almeja.

- Colocación de las juntas de colado

Una vez que se ha concluido la excavación y se ha verificado la profundidad de la zanja y las propiedades del lodo se procede a introducir las juntas metálicas y el acero de refuerzo. Estas juntas son metálicas para lograr el machimbrado entre los tableros, específicamente están constituidas por perfiles metálicos suficientemente rígidos para soportar los esfuerzos a los que son sometidos durante su extracción, geométricamente tienen el ancho igual al muro Milán.

Una de sus funciones es que sirve de respaldo y rigidizador a la parte de la junta que deja una huella en el concreto del tablero, esta parte es trapezoidal y tiene un pequeño canal para alojar una banda de PVC usada como sello entre dos tableros.



Figura V. X Carcasa metálica con una lámina interna de sellado Water-Stop. Se colocan en los extremos de los paneles primarios y son retiradas después de cavar lateralmente las placas secundarias adyacentes.

Estas juntas se utilizan en tablero alternados y se instalan inmediatamente después de terminar la excavación y antes de que se coloque el acero de refuerzo. La extracción de las mismas se hace al término del colado, es importante determinar el momento en que es conveniente retirarlas en función del fraguado del concreto, ya que pueden quedarse atrapadas si el concreto se endurece o en caso contrario el concreto puede fluir hacia el hueco que deja la junta cuando se levanta.

Como detalle adicional pero esencial en la ejecución del muro, debe aplicarse una película de gras o de un decofrante constituido de resina epóxica o poliéster de 1 mm de espesor para facilitar la extracción posterior.



Figura V. XI Junta CWS, junta entre un panel secundario y primario en este caso con una junta Water-Stop de por medio

- Colocación del acero de refuerzo

Al término de haber instalado las juntas se procede a introducir la parrilla de armado dentro de la zanja adernada con lodo. Las parrillas deben ir contraventeadas con rigidizadores, y se descienden por su propio peso por medio de una grúa, se deben tomar las medidas necesarias para controlar la verticalidad, el alineamiento y la profundidad.



Figura V. XII Izaje de las parrillas de acero de refuerzo para Muro Milán

Para el manejo y colocación del acero de refuerzo, la maniobra de izaje es muy importante en el proceso de construcción del muro Milán y debe evitarse la deformación de la parrilla, para lo cual se cuenta con un balancín que sujete al armado en varios puntos a la vez.

Con este aditamento será introducido el armado en la zanja cuidando que no quede asentado en el fondo de ella, por lo que debe mantenerse suspendido en el nivel correcto. La parrilla de acero se ancla al brocal colocando barras transversales apoyadas en orejas de acero previamente colocadas en el brocal para evitar el efecto de flotación del acero.

No deben transcurrir más de 4 horas entre el momento de introducción de la parrilla en la zanja y el colado de la misma, si se excede de este lapso de tiempo favorece a la formación del cake y se reduce la adherencia concreto – acero, por ello el colado del muro debe iniciarse inmediatamente después de introducida la parrilla del armado, ya que no se aconseja sacar y nuevamente meter la parrilla de la zanja pues en cada operación se producen caídos que afectan la estabilidad de la misma.

Para garantizar el recubrimiento de los muros, las parrillas de armado se habilitan con roles de concreto de 5” de diámetro que son fijados al acero principal de la parrilla por medio de varillas de 3/4 “ localizadas en ambas caras de la parrilla y tres niveles equidistantes en el sentido vertical. Cada una de las varillas lleva cuatro roles también equidistantes en el sentido horizontal.

Igualmente es necesario dejar dentro de la parrilla, espacios libres de 0.60 x 0.60 m con varillas de guía para el paso del tubo tremie. Se evita el paso del concreto en la zona de unión posterior con la losa de fondo, con una caja de 1.25 m de altura por 0.15 de espesor con espuma de plástico amarrada con malla dentro de la caja a lo largo de la parrilla. En el descenso debe cuidarse que la caja no se deforme con el objetivo de no perder la posición y el anclaje previsto.

- Colado del muro Milán

Al término de la colocación, centrado y nivelado de la parrilla de acero, se introducen por tramos las trompas de colado, para los tableros de 6 m de longitud se cuelan con dos trompas de colado ubicadas a los cuartos de la longitud del tablero. Los coples de unión de cada tramo de las trompas son perfectamente herméticos para impedir que la succión de la columna de concreto chupe aire o lodo del exterior al descender.

Cada tramo tiene como máximo 2 m de largo y tiene un diámetro mínimo de 0.30. El tramo que sobresale en la superficie se conecta a un embudo o una tolva. La boca de esta tolva se coloca a una altura de tal manera que se puede descargar directamente el concreto desde las ollas revolvedoras. Todo el conjunto se sube o

baja durante el colado por lo tanto debe contarse con el equipo necesario para realizar los movimientos.

El extremo inferior de la boca de descarga o trompa, debe de estar apoyado en el fondo de la zanja antes de iniciar el colado. Al introducir las trompas de colado se coloca entre la tolva y tubo un tapón constituido por un balón de látex, el cual desciende por el peso del concreto vaciado, evitando así la segregación y contaminación del concreto. De esta manera se evita la descarga de concreto con mucha energía que genere la mezcla del concreto con el lodo.

Por último para iniciar el flujo de concreto, la trompa debe levantarse a una distancia de 0.30 m del fondo de la zanja. La fluidez del concreto debe tener un revenimiento de 20 a 22 cm para asegurar una buena fluidez y que sin necesidad de vibrarlo penetre y se distribuya uniformemente por todo el tablero.

El impulso que lleva la primera mezcla al salir por la boza de descarga producirá un efecto de arranque en el fondo del tablero y lo deja limpio del lodo. Llevando a cabo correctamente el procedimiento de colado, el lodo no se mezcla con el concreto y el lodo siempre estará por delante hasta rebosar a un colector por el cual será succionado por una bomba.

Algunos puntos importantes que se deben cuidar en el proceso de colado son los siguientes:

- Tener un lodo bajo control que cumpla con todas las características especificadas
- Asegurarse de la fluidez del concreto con un revenimiento de 20 a 22 cm
- Mantener la trompa ahogada en el concreto, no menos de 1.50 m durante el colado y asegurarse de que los coples de unión de los tramos de la trompa sean herméticos
- No interrumpir el colado por más de 15 minutos para asegurar su continuidad
- Evitar todo movimiento brusco de la trompa, vibrado y picado, pues propicia la mezcla del concreto y lodo, pues resultan oquedades y zonas contaminadas de muy baja resistencia en el muro
- Llevar un control del control del volumen que entra en el tablero y el volumen de lodo que se desplaza y compararlo con los volúmenes calculados de acuerdo a la geometría del tablero. Si se presentan irregularidades puede que haya fugas o que el lodo y el concreto se estén mezclando
- Los aditivos son a consideración y criterio de la dirección de la obra

El concreto de los muros debe llegar a un nivel 0.30 m arriba del nivel superior indicado del proyecto, pues el volumen que se considera contaminado por el lodo y no contribuyen al trabajo estructural del cajón.

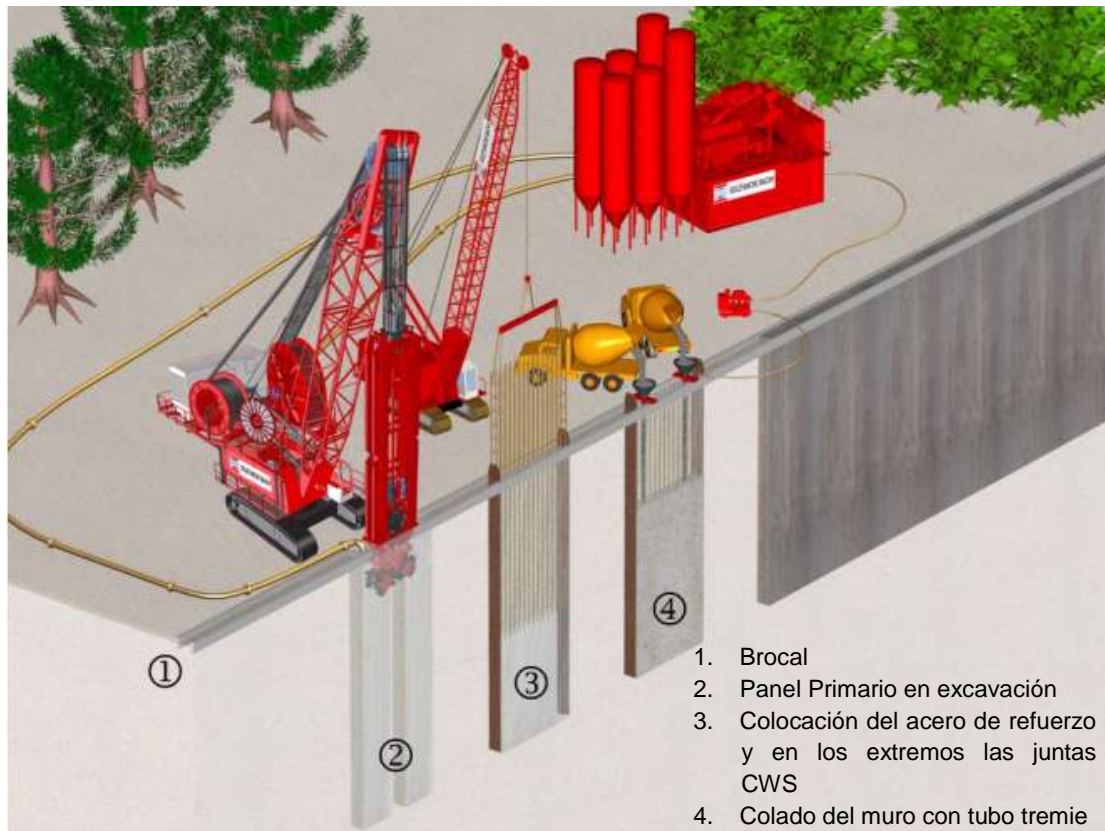


Figura V. XIII Esquema resumen del Proceso de construcción del Muro Milán

VI. Conclusiones y Recomendaciones

La realización de un proyecto de ingeniería de cimentaciones, independientemente de su magnitud, debe llevarse a cabo de principio a fin con gran rigor. La premisa número uno es la seguridad de las personas que emplearán la estructura, por lo tanto el diseño y ejecución de la cimentación deben desplantarse desde el estrato que sea suficientemente competente para soportar las cargas que le vayan a ser transmitidas.

En el caso de este rascacielos, las condiciones del suelo superficial no fueron apropiadas para permitir el uso de una cimentación poco profunda, por ello se buscó estratos de apoyo más resistentes a profundidades de más de 40 m. Cabe destacar que este tipo de infraestructura requiere de una gran inversión de recursos pero son muy redituables económicamente, socialmente y ambientalmente, además de favorecer el desarrollo de una gran urbe como lo es la Ciudad de México.

Técnicamente, las pruebas y sondeos realizados son las bases del proyecto, la correcta ejecución e interpretación permiten darle continuidad al proyecto con mayor seguridad. Los cálculos de diseño y análisis yacen a partir de las características físicas del subsuelo pero ante todo se basan en la experiencia, observación y entendimiento de los fenómenos mecánicos del suelo.

Diseñar bajo los lineamientos de seguridad que marca el Reglamento de Construcción del Distrito Federal, es esencial para la factibilidad del proyecto. Si los modelos teóricos o prácticos nos dictan un resultado, quien rige ante cualquier circunstancia son las fórmulas, factores de seguridad y parámetros del RCDF; aun siendo cuestionables por la sociedad geotécnica. Es por ello que considero importante una revisión constante de los reglamentos y normas que rigen la construcción en el país, redactados por especialista de cada área. Además ciertos criterios no están establecidos en los reglamentos, por lo que se recurre a reglamentos y normas europeas o estadounidenses.

La Ciudad de México, representa grandes retos para la ingeniería de cimentaciones; construida sobre un antiguo lago de suelos blandos, que año con año sufre hundimientos regionales a causa de la sobre explotación de los mantos freáticos y en un zona con actividad sísmica a proximidad de un gran volcán activo. Este conjunto de situaciones son variables que se ven reflejadas a medida que la magnitud de un proyecto crece.

Si bien este proyecto fue desarrollado desde su inicio con los más altos estándares de diseño y análisis, al momento de su construcción surgieron cambios, principalmente por los cambios del tipo de subsuelo encontrados, en referencia a los resultados de los sondeos que se habían realizado. Por ejemplo se tenía previsto encontrar el nivel freático a 6 m de profundidad pero las perforaciones para las pilas coladas *in situ* demostraban que el nivel freático se localizaba a más de 10 m de profundidad. Cambios de este tipo en el proyecto surgen a medida que la construcción de la avanza, para ello el gabinete de ingeniería o los ingenieros de obra tienen que dar soluciones inmediatas que se adapten al proyecto.

Las modificaciones en los proyectos son totalmente normales y son garantía de que el proyecto se está llevando a cabo de manera particular, pues los proyectos son únicos. Hasta finalizar la obra; diseñadores y constructores deben reportar todas las modificaciones para conjuntar el proyecto definitivo a su término.

En la realización de un proyecto de cimentación profunda, se aprenden, perfeccionan e innovan técnicas de diseño y construcción, que sirven para nutrir otros proyectos que requieran de experiencias pasadas. CIMESA, empresa líder en México en el ámbito de la geotecnia, ha realizado proyectos como la Torre Mayor, Torre Reforma, Torre Bancomer, Torre Libertad, me permitió constatar que la innovación es fundamental para la ejecución de proyectos de tal magnitud, pues requirieron crear tecnología y maquinaria para lograr diseñar y construir muros de más de 50 m de profundidad en condiciones prácticamente imposibles para aquellos que se conforman con el conocimiento y técnicas existentes, es un verdadero desafío al ingenio.

Finalmente, el análisis y diseño de una cimentación profunda a base de pilas y muro Milán en el Valle de México engloba no sólo conocimientos de mecánica de suelos y de ingeniería de cimentaciones, sino que depende a la vez de la ingeniería estructural, hidráulica, ambiental, de la construcción y de sistemas y demás conocimientos, para crear un proyecto integral que dé solución a los problemas de la sociedad, ofreciendo seguridad y bienestar.

Índice de Figuras

Figura I. I Zapatas	5
Figura I. II Losa de Cimentación.....	5
Figura I. III Cimentación Compensada.....	5
Figura I. IV Pilotes de Punta	7
Figura I. V Pilotes de Fricción.....	7
Figura I. VI Pilote de Control.....	7
Figura I. VI Pilotes Entrelazados	8
Figura I. VII Pilotes de Punta Penetrante	8
Figura II. I Localización del Sitio del Proyecto	16
Figura II. II Zonificación Sísmica de la Ciudad de México	18
Figura II. III Contornos de los periodos dominantes del terreno. Se indican curvas desde $T_s=1.0s$ hasta $5.0s$ con incrementos de $0.5s$	19
Figura II. IV Prueba SPT, Standard Penetration Test, Prueba de Penetración Estándar.....	21
Figura II. V Gráfica para Determinar el ángulo de fricción Interna.....	23
Figura II. VI Prueba Cross Hole.....	25
Figura II. VII Estados del Suelo y los Estados de Transición.....	29
Figura II. VIII Copa Casagrande	30
Figura II. IX Herramienta de Corte estándar.....	30
Figura II. X Pasta del Suelo antes y después de la prueba	31
Figura II. XI Carta de Plasticidad	35
Figura II. XII Diagrama de Flujo para nombres de grupo de suelos tipo grava y arenosos.....	36
Figura II. XIII Diagrama de flujo para nombres de grupo de suelos limosos, inorgánicos y arcillosos de acuerdo con la ASTM.....	37
Figura II. XIV Diagrama de flujo para nombres de grupo de suelos limosos, orgánicos y arcillosos de acuerdo con la ASTM.....	38
Figura II. XV Detalle de la Cámara de Compresión Axial	40
Figura III. I Capacidad de Carga de las pilas en función de los criterios de las NTC para diseño y construcción de cimentaciones del RCDF, Pilas Circulares Df N-43.5	56

Figura III. II Condición Analizada, Pila Circular y Pila Oblonga.....	56
Figura III. III Capacidad de Carga Admisible de las pilas en función de los criterios de las NTC para diseño y construcción de cimentaciones del RCDF, Pilas Oblongas de 1.0 x 3.0, 1.2 x 3.0, Df N-43.5	60
Figura III. IV Capacidad de Carga Admisible de las pilas en función de los criterios de las NTC para diseño y construcción de cimentaciones del RCDF, Pilas Oblongas 1.0 x 6.0, 1.2 x 6.0, Df N-43.5	61
Figura III. V Distribución General de Pilas	69
Figura IV. I.....	74
Figura IV. II.....	76
Figura IV. III Área de elaboración de Anclas	79
Figura IV. IV Perforación de la conducción de PVC a punto de ser recubierta por un manguito.....	79
Figura IV. V Sello impermeable entre la Longitud Libre y la Longitud de Bulbo de un ancla.....	79
Figura IV. VI Inicio de un barreno para un ancla en el 2do nivel	80
Figura IV. VII Inyección de la primera lechada de cemento para estabilizar el barreno.....	80
Figura IV. VIII Colocación manual de un ancla.....	81
Figura IV. IX Punta de bala de un ancla para facilitar su colocación	81
Figura IV. X Muestras de lechada en paquetes de 3, para ser ensayadas al día 1, 3 y 7	82
Figura IV. XI Colocación del gato hidráulico para el inicio del tensado, previamente se colocó el queso de bloqueo	83
Figura IV. XII Montaje Final del gato hidráulico, el queso de arrastre colocado al último.....	84
Figura IV. XIII Inicio del tensado del ancla, y arranque de la prueba simultánea de tensado para conocer las diferentes deformaciones a las diferentes cargas aplicadas, la deformación por ciclo de carga no debe exceder a 1 mm	84
Figura IV. XIV Vista Final del tensado de un ancla: silleta, queso de bloqueo y cuñas de bloqueo tensando el ancla por medio de los torones.....	84
Figura IV. XV	85
Figura IV. XVI	86
Figura IV. XVII	87
Figura IV. XVIII Distribución usual del acero de refuerzo	88
Figura IV. XIX Izaje de Acero de refuerzo para Muro Milán	88
Figura V. I Localización de los 60 Pozos de absorción	91

Figura V. II Bomba de absorción de 1 HP	93
Figura V. III Ademe de un pozo de absorción, se observan las ranuras y la malla de protección.....	93
Figura V. IV Detalle de un pozo de absorción recubierto con grava.....	93
Figura V. V Sondeo de un pozo	94
Figura V. VI Acero de refuerzo colocado en la zanja del muro Milán, guiado por el brocal	96
Figura V. VII Almeja hidráulica, de gran potencia y permite grandes avances en la excavación del muro	97
Figura V. VIII Almeja mecánica autoguiada por cables, funciona de la misma manera que una almeja hidráulica pero su potencia es limitada	97
Figura V. IX Detalle de excavación de una Almeja como herramienta de excavación	98
Figura V. X Carcasa metálica con una lámina interna de sellado Water-Stop. Se colocan en los extremos de los paneles primarios y son retiradas después de cavar lateralmente las placas secundarias adyacentes.	100
Figura V. XI Junta CWS, junta entre un panel secundario y primario en este caso con una junta Water-Stop de por medio	100
Figura V. XII Izaje de las parrillas de acero de refuerzo para Muro Milán	101
Figura V. XIII Esquema resumen del Proceso de construcción del Muro Milán ..	104

Índice de Cuadros

Cuadro II. I Relaciones N y Compacidad de los Suelos	22
Cuadro II. II Sistema Unificado de Clasificación, símbolos de grupo para suelos tipo grava.....	34
Cuadro II. III Sistema Unificado de Clasificación, símbolos de grupo para suelos arenosos.....	34
Cuadro II. IV Sistema Unificado de Clasificación, símbolos de grupo para suelos limosos y arcillosos	35
Cuadro II. V Resultados obtenidos mediante la prueba de Cross Hole	45
Cuadro III. I	55
Cuadro III. II	60
Cuadro III. III	61
Cuadro V. I	89

Bibliografía

- Agustín Deméneghi Colina, Margarita Puebla Cadena. (2008). *Análisis y Diseño Geotécnico de Pilas y Pilotes*. México: UNAM FI.
- Cámara Nacional de la Industria de la Construcción. (1987). *Manual del Residente de Cimentación Profunda*. México: CNIC.
- Cámara Nacional de la Industria de la Construcción, Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. (1994). *Cimentaciones Profundas. 2do Simposio Consultores Constructores* (pág. 149). México: Cámara Nacional de La Industria de la Construcción.
- Committee on Deep Foundations of the ASCE Geotechnical Engineering Division. (1984). *Practical guidelines for the Selection, Design and installation of Piles*. New York: American Society of Civil Engineers.
- Das, B. M. (2001). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. México: Thomson Learning.
- Das, B. M. (2012). *Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones* (7 ed.). México: CENGAGE Learning.
- Juárez Badillo, Rico Rodríguez. (2008). *Mecánica de Suelos* (Vol. 1). México: LIMUSA.
- Juárez Badillo, Rico Rodríguez. (2008). *Mecánica de Suelos* (Vol. 2). México: LIMUSA.
- López, M. J. (2007). *Comportamiento y Diseño de Cimentaciones Profundas en la Ciudad de México*. México: Academia de Ingeniería, A.C.
- Luna, G. I. (s.f.). *Apuntes de Construcción*. Caracas: Universidad Central de Venezuela.
- Michel Bustamante, Luigi Ganeselli. (2006). *Règles de Calcul de la Portance des Pieux aux Elu. Méthode Pressiométrique. ELU-ULS Géotechnique Symposium International 23-25 Août, I*, 109-118.
- Peck, Hanson, Thornburn. (2011). *Ingeniería de Cimentaciones*. México: LIMUSA.

Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. (1976). Cimientos Profundos Colados en Sitio. *Reunión Conjunta de ADSC-SMMS* (pág. 174). México: LIMUSA.

Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. (1990). *Manual de Diseño y Construcción de Pilas y Pilotes*. México: Regina de los Angeles S.A.

Vargas, M. D. (2000). *Ingeniería de Cimentaciones* (2 ed.). Bogotá: Alfaomega.

Zeevaert, L. (1980). *Interacción Suelo Estructura de Cimentación*. México: LIMUSA.

Zeevaert, L. (1983). *Foundation Engineering, For Difficult Subsoil Conditions*. New York: Van Nostrand Reinhold Company.