



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES
ARAGÓN

“CIMENTACIÓN DE UN EDIFICIO DE 15
NIVELES Y 5 SÓTANOS, A BASE DEL SISTEMA
CONSTRUCTIVO DE NIVELES GEMELOS EN
AV. REVOLUCIÓN, COL. GUADALUPE INN,
DEL. ÁLVARO OBREGÓN, D.F.”

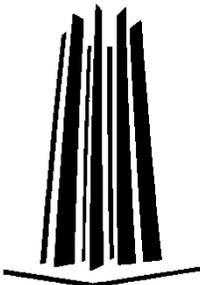
T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A N :
CÉSAR ROMERO JUÁREZ
RODRIGO MIGUEL PALACIOS

DIRIGIDA POR:
ING. GABRIEL RUÍZ GONZÁLEZ

CIUDAD NEZAHUALCÓYOTL, EDO. DE MÉXICO 2016





Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

AGRADECIMIENTOS

Quiero iniciar esto agradeciendo a mis padres y hermana, pero especialmente a ustedes **Pascuala** y **Jaime**, que son las personas más importantes de mi vida y que me han apoyado incondicionalmente toda la vida. Gracias por los consejos, valores y ejemplos que me han dado todos estos años y que han hecho de mí una mejor persona.

A mis tíos **Emiliano** y **Ana** por el cariño y apoyo que siempre me han demostrado desde pequeño.

A mi tío **Juan** por apoyarme, guiarme y darme consejos para ser un mejor profesionista.

A los Ingenieros **Manuel Basurto** y **Román Cortés** por el valioso tiempo que dedicaron a mi formación profesional.

A mi amigo **César** por dedicarle tiempo y esfuerzo a este proyecto.

Al Ing. **Gabriel Ruíz** por el apoyo y la dirección de esta tesis.

A la **Universidad Nacional Autónoma de México** y a la **Facultad de Estudios Superiores Aragón** por brindarme una educación profesional y hacerme sentir orgulloso de formar parte de ella.

Rodrigo Miguel Palacios

AGRADECIMIENTOS

Las palabras nunca alcanzan cuando lo que hay que decir desborda el alma.... (Julio Cortázar)

A mis **PADRES**, quienes fueron mis cimientos, y siempre tuve de ellos su apoyo y amor incondicional con el objetivo de convertirme en una mejor persona y poder superarme.

A mi **HERMANA Y AMIGOS** de quienes siempre recibí apoyo y consejos, pero en especial a mi colega **RODRIGO** con quien siempre compartí la idea de desarrollar este proyecto juntos.

A **MI COMPAÑERA Y AMIGA YAZMIN**, quien siempre me ayudo y alentó para culminar esta etapa.

Al **ING. JUAN PALACIOS JIMÉNEZ**, por abrirme las puertas de su empresa y brindarme las herramientas necesarias para desarrollar este proyecto.

A los **ING. MANUEL BASURTO Y ROMÁN CORTÉS** por el tiempo dedicado y transmitirme todos sus conocimientos y experiencias.

AL **ING. GABRIEL RUIZ** por todos los consejos recibidos para poder culminar este proyecto.

César Romero Juárez

INDICE

I.-INTRODUCCIÓN	6
II.OBJETIVOS	9
III.-EXPLORACIÓN Y MUESTREO.....	11
III.1.- GENERALIDADES	12
III.2.- MÉTODOS DIRECTOS DE EXPLORACIÓN	13
III.2.1.- POZO A CIELO ABIERTO	13
III.2.2.- PERFORACIONES CON POSTEADORA O BARRENOS	15
III.2.3.- MÉTODOS DE LAVADO	17
III.2.4.- PRUEBA DE PENETRACIÓN ESTANDAR	18
III.2.5.- MÉTODO DE PENETRACIÓN CONICA.....	21
III.2.6.- TUBOS DE PARED DELGADA	23
III.2.7.- MUESTREADOR DE DOBLE TUBO	27
III.2.8.- MUESTREO EN ROCAS	30
III.3.- MÉTODOS INDIRECTOS DE EXPLORACIÓN	32
III.3.1.- PRUEBA DEL PRESURIMETRO	32
III.3.2.- MÉTODO SÍSMICO	34
III.3.3.- MÉTODO DE RESISTIVIDAD ELECTRICA	35
III.4.- TRABAJOS DE EXPLORACIÓN DEL PROYECTO.....	35
IV.- PRUEBAS DE LABORATORIO	38
IV.1.- PRUEBAS ÍNDICE.....	39
IV.1.1.- CONTENIDO NATURAL DE AGUA.....	39
IV.1.2.- CLASIFICACIÓN VISUAL Y MANUAL	39
IV.1.3.- LÍMITES DE CONSISTENCIA	40
IV.1.4.- PORCIENTO DE FINOS O GRANULOMETRÍA	41
IV.2.- CLASIFICACIÓN DE SUELOS.....	43
IV.3.- PRUEBAS MECÁNICAS	46
IV.3.1.- PRUEBA DE COMPRESIÓN SIMPLE	46

IV.3.2.- PRUEBA TRIAXIAL	46
IV.3.3.- PRUEBA DEL PÉNDULO DE TORSIÓN.....	49
IV.4.- PRUEBAS DE LABORATORIO DEL PROYECTO.....	51
V.- CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS, FÍSICAS Y MECÁNICAS DEL SUBSUELO	53
V.1.- PERFIL ESTATIGRAFICO	54
V.2.- RESUMEN PRUEBAS DE LABORATORIO.....	55
V.3.- CONDICIONES HIDRÁULICAS	56
VI.- ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN.....	57
VI.1.- DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.....	58
VI.2.- GEOLOGÍA Y ZONIFICACIÓN DEL VALLE DE MÉXICO	58
VI.3.- COEFICIENTE SISMICO	61
VI.4.- UBICACIÓN DEL PREDIO	63
VI.5.- DESCRIPCIÓN DEL PREDIO Y SU ENTORNO	63
VI.6.- SOLUCIÓN DE CIMENTACIÓN.....	66
V.7.- PROCESO DE EXCAVACIÓN	67
VI.8.- CÁLCULO CAPACIDAD DE CARGA DEL CAJÓN DE CIMENTACIÓN	69
VI.8.1.- CONDICIONES ESTATICAS.....	69
VI.8.2.- CONDICIONES DINÁMICAS.....	76
VI.9.- CÁLCULO CAPACIDAD DE CARGA PILOTES.....	78
VI.9.1.- CONDICIONES ESTATICAS.....	78
VI.9.2.- CONDICIONES DINÁMICAS.....	88
VI.10.- CÁLCULO ASENTAMIENTOS DEL CAJÓN DE CIMENTACIÓN.....	90
VI.10.2.- TEORIA DEL DR. LEONARDO ZEEVAERT.....	90
VI.11.- CÁLCULO ASENTAMIENTOS DE LOS PILOTES	94

VI.11.2.- TEORIA DEL DR. LEONARDO ZEEVAERT.....	95
VI.12.- CÁLCULO DEL LASTRE.....	96
VI.13.- CÁLCULO DE EMPUJES.....	99
VII.- DESCRIPCIÓN DEL PROCESO DE EXCAVACIÓN Y CONSTRUCTIVO POR NIVELES GEMELOS.....	103
VII.1.- DEFINICIÓN.....	104
VII.2.- ANTECEDENTES.....	104
VII.3.- SOLUCIONES EN DIFERENTES TIPOS DE SUELOS.....	107
VII.4.- USO EN EDIFICIOS YA CONSTRUIDOS.....	109
VII.5.- APLICACIÓN DEL SISTEMA DE NIVELES GEMELOS.....	110
VII.5.1.- CIMENTACIÓN DEFINITIVA.....	110
VII.5.2.- CIMENTACIÓN PROVISIONAL.....	111
VII.5.3.- PROTECCIÓN DE COLINDANCIAS.....	111
VII.5.4.- PILOTES.....	113
VII.5.5.- MURO DE CONTENCIÓN.....	116
VII.5.6.- PROCEDIMIENTO.....	117
VII.5.7.- MONITOREO.....	122
VIII.- CONCLUSIONES.....	124
ANEXO.....	126
BIBLIOGRAFÍA.....	170

I.-INTRODUCCIÓN

La ingeniería hoy en día se enfrenta a problemas más complejos que los que habían en el siglo pasado, esto provocado por las condiciones de vida de nuestra sociedad la cual necesita más y mejores recursos que la vuelvan más confortable y segura.

En el mundo el problema de la falta de viviendas en las grandes ciudades es una realidad que afecta por igual, aunque varía dependiendo de diversos factores ya sean económicos o sociales. La Ciudad de México no es una excepción a este problema la cual ha visto crecer su población y por ende necesitar de viviendas para alojarlos.

La zona céntrica de la ciudad y sus zonas aledañas son las más concurridas a la hora de buscar una vivienda, debido a las múltiples ventajas que se obtienen de vivir tan cerca del centro de la ciudad, siendo así su principal ventaja, el tiempo de traslado.

Para solucionar la falta de viviendas, se han desarrollado proyectos de edificios cada vez más altos los cuales a su vez dejan problemas mayores de logística y construcción, pero aquí es donde la Ingeniería Civil debe usar las herramientas a su alcance para poder ofrecer un producto con calidad.

Cada proyecto tiene sus propias características, es por eso que cada proyecto sea un edificio, presa, carretera, etc., es único; pero todos deben cumplir ciertas exigencias como calidad, solvencia económica y tiempo de ejecución. Estas deben ir de la mano para dejar satisfecho al propietario.

El tiempo es un rival a vencer que se tiene en cada proyecto, debido a que la inversión en un inmueble es necesaria recuperarla en cierto plazo. Para esto se requiere que la construcción de dicho proyecto comience lo antes posible sin descuidar la calidad de este.

Los sistemas constructivos tradicionales se enfocan en construir primeramente la sub-estructura para después dar paso a la súper-estructura pero esto conlleva en muchas ocasiones a que las obras sean realizadas en periodos largos.

Existe una alternativa a los sistemas tradicionales, llamado Niveles Gemelos que resuelve principalmente el problema del tiempo de ejecución, dado que su principal virtud es la de reducción de tiempos.



II.OBJETIVOS

Objetivo General

Describir detalladamente e ilustrativamente el proceso de niveles gemelos, modelándolo a un proyecto real con las condiciones del subsuelo del Valle de México, determinando si el proceso es satisfactorio para todas las partes involucradas en el proyecto.

Objetivos Específicos.

Describir los detalles del proyecto de un edificio de 15 niveles y 5 sótanos; su localización geográfica, la zonificación, características del lugar y su entorno etc.

Elegir el tipo de cimentación más adecuada para el proyecto y sustentar la elección

Justificar la elección del Sistema de Niveles Gemelos como proceso constructivo sobre otros métodos utilizados en el medio.

Revisar los estados Límite de Falla tanto de la cimentación definitiva (Cajón de Cimentación) como de la cimentación provisional (Pilotes) a través de varios métodos y verificar que cumplan con lo estipulado por las normas.

Revisar los estados Límite de Servicio de la cimentación definitiva como de la cimentación provisional y verificar que cumplan con lo estipulado en las normas.

Recopilar información acerca de la historia del Sistema de Niveles Gemelos y de la evolución de este desde sus primeros años.

Describir las diferentes soluciones que plantea el Sistema para cada una de las zonas en que se divide el Valle de México.

Detallar cómo se implementa el Sistema de Niveles Gemelos en el proyecto del edificio de 15 niveles y 5 sótanos, tanto escrita como visualmente.

III.-EXPLORACIÓN Y MUESTREO

III.1.- GENERALIDADES

La exploración y muestreo del subsuelo es la parte fundamental, para el desarrollo del proyecto desde el punto de vista geotécnico. Ya que de esta información depende la estratigrafía del sitio, las condiciones hidráulicas, las propiedades mecánicas y las características índice de cada estrato.

Con las propiedades mecánicas se tiene un panorama amplio, para establecer los parámetros del suelo que nos ayudaran a:

- a. Seleccionar el tipo y profundidad de una cimentación adecuada para la estructura.
- b. Evaluar la capacidad de carga de la cimentación.
- c. Estimar el asentamiento probable de una estructura.
- d. Determinar problemas potenciales de la cimentación (por ejemplo, suelo expansivo, suelo colapsable, rellenos sanitarios, etc.)
- e. Determinar la posición del nivel del agua.
- f. Predecir la presión lateral de tierra en estructuras tales como muros de retención, tabla estacas y cortes apuntalados.
- g. Establecer métodos de construcción para condiciones cambiantes del subsuelo.
- h. Necesidad de una cimentación provisional si el proyecto lo demanda.

Para decidir cómo es que se llevara a cabo esta exploración las Normas Técnicas Complementarias nos ofrecen una tabla con las investigaciones mínimas a realizar. Para ello será necesario conocer la información acerca del tipo de estructura y su uso general.

Las características estratigráficas se obtienen a partir de muestras recuperadas de las exploraciones del subsuelo realizadas. Las muestras recuperadas pueden ser alteradas o no alteradas. Las muestras alteradas del suelo han sufrido la ruptura de su estructura original que poseía “in-situ”, por lo que, estas se pueden emplear para obtener sus características índice como son: contenido natural de agua, límites de consistencia, granulometría, porcentaje de finos, los que se emplearan para clasificar cada estrato.

Por el contrario las muestras inalteradas del suelo deben conservar la estructura original, con un mínimo de alteración de tal manera que las propiedades mecánicas obtenidas con las pruebas de laboratorio sean representativas de cada estrato.

Existen dos maneras de realizar las exploraciones para cumplir con lo estipulado en el reglamento, las directas e indirectas.

En las exploraciones directas se obtiene muestras de suelos alteradas o inalteradas, descritas previamente, mientras que en las indirectas se obtienen las propiedades físicas del suelo a través de ondas sísmicas o propagación de corriente eléctrica.

III.2.- MÉTODOS DIRECTOS DE EXPLORACIÓN

III.2.1.- POZO A CIELO ABIERTO

Es el método más eficaz, para extraer muestras de la mejor calidad. Además nos permite observar de manera detallada, como está conformada la estratigrafía. Así como analizar cada estrato por si estos presentan diferencias notables entre sí, ya sea en su espesor, contenido de humedad o cambios bruscos donde no se encuentren siempre los mismos materiales. Se puede además determinar el espesor de la cubierta vegetal y la composición de rellenos.

Este pozo que puede ser de forma rectangular o circular, debe tener las dimensiones suficientes para que una persona, pueda meterse en él y si las condiciones lo permiten tener total libertad de movimiento. La excavación puede ser hecha manualmente con palas y picos o bien mecánicamente con una retroexcavadora (agiliza el trabajo en comparación de la forma manual).



Figura III.1 Muestra cubica labrada.

De las paredes del PCA se obtienen muestras alteradas a cada 30 cm, o en cada cambio de estrato y suelen ser pequeñas porciones de aproximadamente 200 gramos, que son protegidas en bolsas de plásticos para mantener su humedad, las cuales deben ser etiquetadas para su correcta identificación. Los datos que llevan las muestras son: el número del PCA, la profundidad de la muestra, nombre de la obra, fecha del sondeo, el nombre de la persona que realizó el sondeo.

Para la obtención de muestras cúbicas se labra un cubo como en la (*Figura III.1*), de 20 cm por lado de cada estrato distinto, después de ser labrada se protege envolviéndola en una capa de tela recubierta con una mezcla de cera, parafina y brea, en partes iguales que al enfriarse forman una capa dura evitando la pérdida de humedad. En su defecto se zuncha con un plástico auto-adherible y se coloca una cinta canela en todo su contorno.

En un PCA la excavación no se puede hacer a grandes profundidades, esto representa una desventaja, debido a que cuando se llega al nivel freático es difícil controlar el flujo de agua, si bien existe la posibilidad de bombear el agua, esto eleva el costo del estudio y a menos que el proyecto lo amerite no se emplea.

Aun cuando el nivel freático se encuentre a grandes profundidades, tampoco se harán excavaciones de PCA de gran profundidad por el riesgo que se corre de un derrumbe. Se pueden implementar un sistema de troquelamiento, con tablonas y riostras, o bien existen métodos más eficientes como lo son tablestacas metálicas que evitan el derrumbe, pero aumentan los costos.

El PCA nos permite verificar las cimentaciones de construcciones colindantes, para así poder prever las acciones a seguir para evitar dañarlas durante la excavación y construcción del edificio, así como, determinar si la cimentación de construcción vecina invade nuestro predio o se identifiquen instalaciones que no deberían estar ahí. El tiempo que nos puede ahorrar saber de antemano estos problemas representan un gran beneficio. Es de suma importancia identificar en campo los lugares estratégicos de cada pozo a excavar.

III.2.2.- PERFORACIONES CON POSTEADORA O BARRENOS

En este tipo de sondeo exploratorio la muestra de suelo obtenida es completamente alterada, pero suele ser representativa del suelo en lo referente a contenido de agua, por lo menos en suelo muy plástico.

Las herramientas utilizadas se muestran en la (*Figura III.2*).

A las posteadora se les hace penetrar en el terreno ejerciendo un giro sobre el maneral adaptado al extremo superior de la tubería de perforación. Las herramientas se conectan al extremo de una tubería de perforación, formada por secciones de igual longitud, que se van añadiendo según aumenta la profundidad del sondeo. En arenas colocadas bajo el nivel de aguas freáticas es posible que no se puedan extraer muestras y en esos casos es preferible recurrir al uso de cucharas especiales.

Las muestras de cuchara son generalmente más alteradas todavía que las obtenidas con barrenos helicoidales y posteadoras; la razón es el efecto del agua que entra en la cuchara junto con el suelo, formando en el interior una pseudo-suspensión parcial del mismo.

Es claro que en todos estos casos, las muestras son cuando mucho apropiadas solamente, para pruebas de clasificación y en general, para aquellas pruebas que no requieran muestra inalterada. El contenido de agua de las muestras de barreno, suele ser mayor del real, por lo que el método no excluye la obtención de muestras más apropiadas, por lo menos cada vez que se alcanza un nuevo estrato.

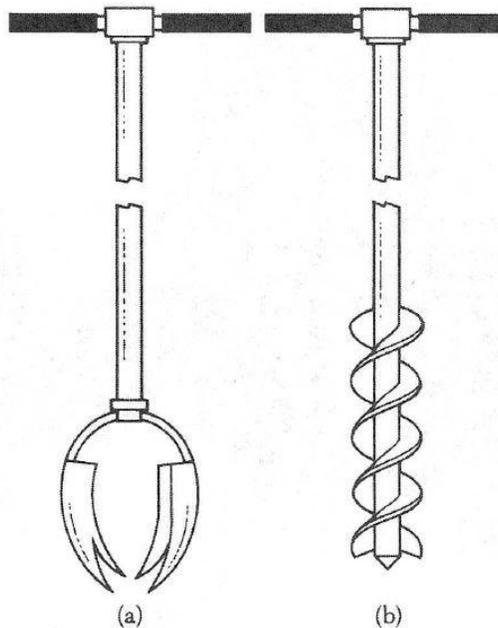


Figura III.2 Pala posteadora (a); Barreno helicoidal (b).

Los barrenos helicoidales pueden ser de diferentes tipos no solo dependiendo del suelo por atacar, sino también de acuerdo con la preferencia particular de cada perforista.

Un factor importante es el paso de la hélice que debe ser muy cerrado para suelos arenosos y mucho más abierto para el muestreo en suelos plásticos.

III.2.3.- MÉTODOS DE LAVADO

En éste método, un ademe de aproximadamente 2-3 m de largo se hinca en el terreno. El suelo dentro del ademe se retira entonces por medio de un trépano cortador unido a una barra perforadora. El agua es inyectada a través de la barra perforadora y sale a muy alta velocidad por los agujeros en el fondo del trépano (Ver *Figura III.3*). El agua y las partículas desmenuzadas del suelo se elevan por el agujero taladrado y fluyen en la parte superior del ademe a través de una conexión en T. El agua de lavado se recoge en un recipiente. El ademe se extiende con partes adicionales según progresa el barrenado; sin embargo, esto no se requiere si el barreno permanece abierto y no se derrumba.

Se usa en ocasiones como auxiliar de avance rápido en otros métodos de exploración. Las muestras obtenidas en lavado son tan alteradas que prácticamente no deben ser consideradas como suficientemente representativas para realizar ninguna prueba de laboratorio.

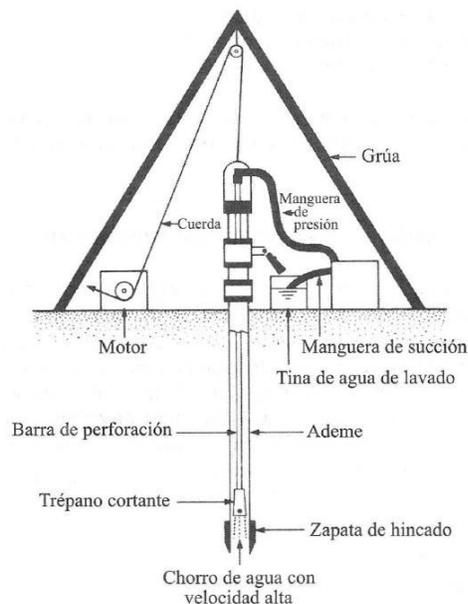


Figura III.3 Perforación por inyección.

III.2.4.- PRUEBA DE PENETRACIÓN ESTANDAR

Esta prueba propuesta en el año de 1927 por el Dr. Karl von Terzaghi, consiste fundamentalmente en hincar un tubo partido (“Media caña”) por medio de golpes proporcionados por un martinete de 63.5 kg de peso, el cual se deja caer libremente desde una altura de 76 cm (30”).

Este método es una prueba destructiva, debido a que rompe con la estructura sólida original del suelo. Recuperando así muestras alteradas representativas de cada estrato y el valor en número de golpes a la penetración en el estrato ensayado.

La American Society for Testing Materials (ASTM), estandarizó el método en 1958 con la designación D-1586. Un ejemplo del penetrometro usado comúnmente se encuentra en la *Figura III.4*.



Figura III.4 Penetrometro Estándar.

Cuando se realiza la prueba en estratos arcillosos con alto contenido de cohesión, esta se adhiere a la pared del tubo y se puede recuperar para su ensaye en el laboratorio. En el caso de arenas sin cohesión dependiendo de su compacidad y forma, para evitar la pérdida de las muestra es necesario el uso de alguna de las trampas, que se colocan entre el tubo partido y la zapata con las puntas hacia arriba. Cabe resaltar que en el medio, la longitud en la cámara del tubo partido de muestreo usualmente es de 60 cm.

El martinete que golpea a las barras de perforación durante el hincado del muestreador es conocido como (martinete de seguridad) debido a que su altura máxima de caída es de 76 cm. Este martinete es elevado con ayuda de un malacate (cabeza de gato).

Si la cuerda se enrolla en el sentido de las manecillas del reloj, habrá que dar 1.75 vueltas; si se enrolla en sentido contrario, serán 2.25 vueltas, esto con el fin de garantizar que el martinete caiga libremente.

Al golpear las barras de perforación (*Figura III.5*) para hincar el penetrómetro, se contarán los golpes necesarios, para hincar los 30 cm centrales del penetrómetro, lo cual define la resistencia a la penetración estándar del estrato ensayado y muestreado.

Cabe mencionar que cuando el penetrómetro es hincado, la estructura sólida original del suelo se rompe, en consecuencia el tipo de muestra es alterada, esto implica que con estas muestras no es posible evaluar las propiedades mecánicas del suelo.



Figura III.5 Prueba de Penetración Estándar.

Su mayor utilidad radica en las correlaciones realizadas en el campo y en el laboratorio en diversos suelos, que permiten relacionar aproximadamente la compactidad, el ángulo de fricción interna, ϕ , en arenas y el valor de la resistencia a la compresión simple, q_u , en arcillas.

Al tener un número suficiente de comparaciones, se pueden obtener correlaciones con estadísticas que sean confiables. Hay que recalcar que aunque se pueden obtener estas correlaciones, para suelos arcillosos son menos confiables.

En la (Figura III.6a) visualizamos la correlación que se usa en arenas predominando el suelo friccionante. Al aumentar el número de golpes se tiene mayor compactidad relativa en la arena y, consecuentemente, mayor ángulo de fricción interna.

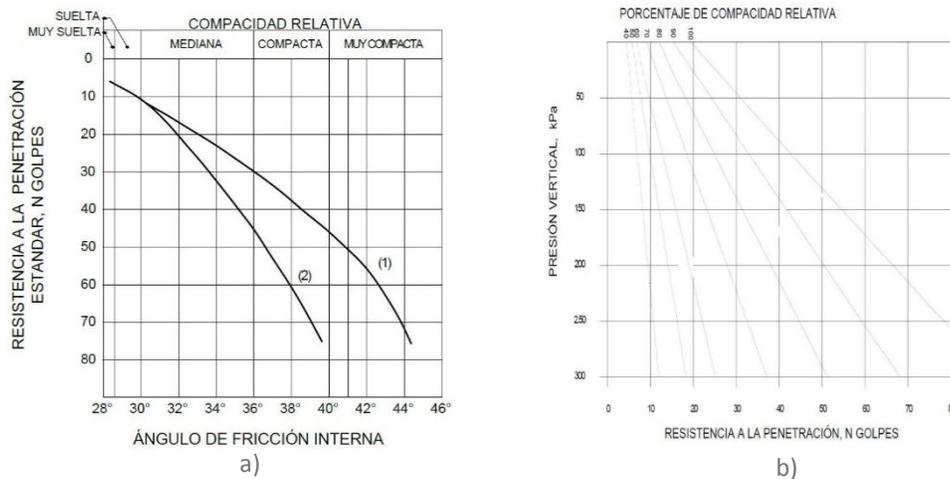


Figura III.6 a) Correlación entre el número de golpes y el ángulo de fricción interna de las arenas. b) Relación entre la penetración estándar, la presión vertical y la compactad relativa arenas.

Mientras que en la (Figura III.6b) se presentan resultados que demuestran que un número de golpes, en la prueba de penetración estándar, corresponde a diferentes compactidades relativas. Según sea la presión vertical actuante en la arena, la cual a su vez es función de la profundidad a que se haga la prueba.

Las correlaciones para pruebas en arcillas mostradas en la (*Tabla III.1*), deben usarse como una norma tosca de criterio, pues los resultados prácticos han demostrado que pueden existir serias dispersiones y, por lo tanto, las resistencias obtenidas por este procedimiento no deben servir de base para el proyecto.

Cuando el suelo es de consistencia muy blanda, el muestreador o penetrómetro es hincado únicamente por su peso propio y el de las barras de perforación.

Resistencia a la penetración estándar (No. de golpes)	Resistencia al esfuerzo cortante (kpa)	Consistencia	Descripción
0 - 2	< 25	Muy Blanda	El suelo escurre entre los dedos cuando es apretado con la mano.
3 - 5	25 - 50	Blanda	El suelo es fácilmente deformable al apretar la mano.
6 - 9	50 - 100	Media	Medianamente deformable al apretar la mano con suelo.
10- 16	100 - 200	Firme	Difícil deformarlo al apretar la mano.
17 - 30	200 - 400	Muy Firme	Muy difícil deformar al suelo al apretar la mano.
> 30	> 400	Dura	Imposible deformar el suelo con la mano.

Tabla III.1 Consistencia de arcillas y correlación aproximada con el número de penetración estándar N.

La recuperación de muestras inalteradas en suelos cohesivos de consistencia muy blanda a blanda, se logra con tubos Shelby o de pared delgada. En suelos de consistencia dura, la recuperación de muestras inalteradas es con el barril Denisson.

III.2.5.- MÉTODO DE PENETRACIÓN CONICA

Es un método versátil de sondeo que se usa para determinar los materiales presentes en un perfil de suelo y estimar sus propiedades. Consiste en hacer penetrar una punta cónica en el suelo y medir la resistencia que el suelo ofrece y dependiendo del procedimiento de hincado en el terreno se divide en estáticos y dinámicos.

En el método estático la herramienta se hinca a presión, medida en la superficie con un gato apropiado; mientras que en el dinámico el hincado se logra a golpes dados con peso que cae. Originalmente se conoció como la prueba de penetración de cono holandés, básicamente consta de un cono a 60° con área en su base de 10 cm^2 y que es empujado en el terreno a una tasa constante de aproximadamente 20 mm/s y se medía la resistencia a la penetración (llamada la resistencia de punta).

Los penetrómetros miden:

a) La resistencia de cono, q_c , es la penetración desarrollada por el cono, ya que es igual a la fuerza vertical, aplicada al cono dividida entre su área horizontal proyectada.

b) La resistencia por fricción, f_c , es la resistencia medida por un manguito situado arriba del cono con el suelo local rodeándolo.

La resistencia por fricción es igual a la fuerza vertical aplicada al manguito dividido entre su área superficial, en realidad la suma de la fricción y la adhesión.

Generalmente, dos tipos de penetrómetros se usan y son:

a. Penetrómetro de Cono de Fricción Mecánica (*Figura III.7 a y III.7 b*)

En este caso, la punta del penetrómetro está conectada a un conjunto de barras internas. La punta es primero empujada aproximadamente 40 mm , dando la resistencia del cono. Con un empuje adicional, la punta acciona la fricción del manguito. Conforme la barra interior avanza, la fuerza en la barra es igual a la suma de la fuerza vertical sobre el cono y el manguito. Restando la fuerza sobre el cono se obtiene la resistencia lateral.

b. Penetrómetro de Cono de Eléctrico de Fricción (*Figura III.7 c*).

En este caso la punta está unida a un grupo de barras de acero. La punta se empuja en el terreno a razón de 20 mm/s . Alambres de los transductores se pasan por el centro de las barras y dan en forma continua las resistencias de cono y lateral.

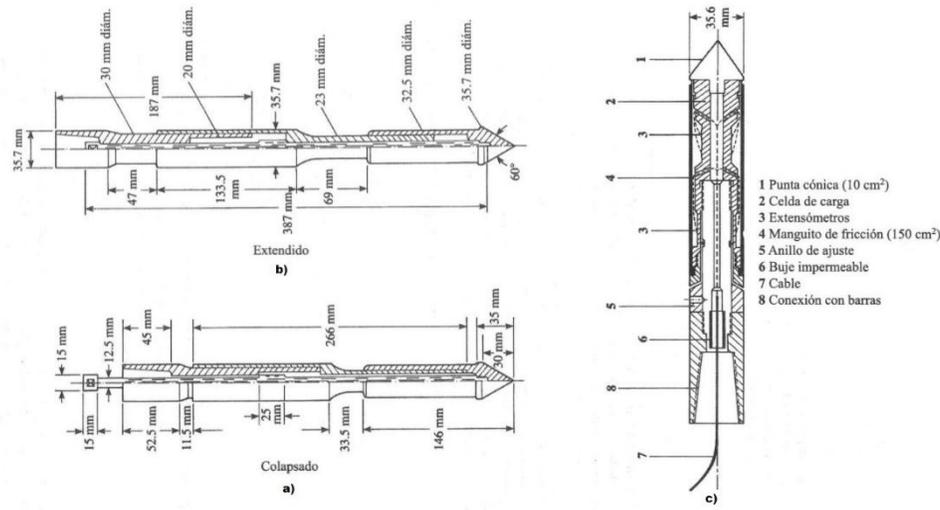


Figura III.7 Penetrometro de cono.

III.2.6.- TUBOS DE PARED DELGADA

III.2.6.1.- MUESTREADOR TIPO SHELBY

Los métodos utilizados, para la recuperación de muestras en sondeos profundos están directamente relacionados con el tipo de suelo. En suelos cohesivos tales como arcillas, arcillas limosas, arenosas, mezclas de arena, limo y arcilla, se necesita de tubos de pared delgada como el tubo Shelby. Contrario a los tubos de pared gruesa que rompen la estructura del subsuelo, producto de los esfuerzos del hincado, los tubos Shelby permiten recuperar muestras que si bien no son completamente inalteradas, están dentro de límites razonables.

Para comprobar que la muestra se encuentre dentro del límite de inalterabilidad el volumen de suelo desplazado por el tubo debe ser menor del 10% del volumen de la muestra extraída. Esta condición se representa con la siguiente ecuación.

$$\frac{D_e^2 - D_i^2}{D_i^2} \leq 0.1$$

Dónde:

D_e Es el diámetro exterior del tubo

D_i Es el diámetro interior del tubo

La cabeza del tubo tiene una conexión de rosca en un extremo e incorpora una válvula de bola para control de vacío como la observada en la (Figura III.8). Esta válvula permite la salida del agua del interior del tubo al entrar la muestra y, al mismo tiempo, evita que el agua de la perforación ejerza presión sobre la cara superior de la muestra al retirar el muestreador de la perforación, la cual expulsaría la muestra del tubo.

El tubo y la cabeza se encuentran unidos por medio de tornillos. El otro extremo de tubo necesita estar afilado y debe tener un diámetro ligeramente menor que el diámetro interno para reducir los esfuerzos de fricción entre la muestra y el tubo, esto evita la formación de un tapón que reduciría el porcentaje de recuperación de la muestra y su calidad. Para que la fuerza de empuje sea aplicada de forma uniforme la cabeza lleva mecanizado un escalón para que el tubo asiente firmemente.



Figura III.8 Muestreador Shelby.

Los suelos que no impedirán el uso del tubo Shelby son aquellos que están constituidos por arcillas muy duras o que contengan gravas o bolos.

A pesar de que el tubo Shelby es el muestreador más usado en campo, se debe hacer mención a otros dos muestreadores: de pistón y dispositivo de hincado por presión diferencial.

El primero de ellos tiene por objeto eliminar o casi eliminar la tarea de limpiar el fondo del pozo previo al muestreo, característica necesaria en los muestreadores abiertos; al hincar el muestreador de pistón en su posición inferior puede llevarse al nivel deseado sin que el suelo alterado de niveles más altos en el fondo del pozo entre él; una vez en el nivel de muestreo el pistón se eleva hasta la parte superior y el muestreador se hincan libremente.

El hincado por presión de un diferencial puede usarse cuando no se disponga de una máquina perforadora, que aplique la presión mecánicamente; un procedimiento alternativo será cargar la varilla de perforación con peso muerto utilizando gatos hidráulicos.

Los suelos blandos y con alto contenido de agua, representan una dificultad para recuperar la muestra ya que los tubos de pared delgada regresan a la superficie sin ella.

La manera de evitar este problema, es hincar el muestreador lentamente y dejándolo en reposo por un cierto tiempo antes de extraer el tubo. La adherencia entre el suelo y muestreador crece al dejarlo en reposo, ya que la arcilla remoldeada de la superficie expulsa agua hacia el interior de la misma aumentando, por lo tanto su resistencia y adherencia con el muestreador.

Las arenas presentan la misma dificultad especialmente las ubicadas bajo el nivel freático, para las cuales tenemos que recurrir a procedimientos especiales para darle al material "cohesión" que le permita conservar la estructura y adherirse al muestreador.

III.2.6.2.- MUESTREADOR DE PISTON

Este muestreador consiste, en un tubo de pared delgada con un pistón. Inicialmente el pistón cierra el extremo del tubo de pared delgada. El muestreador se baja al fondo del barreno y el tubo se hinca hidráulicamente en el suelo, más allá del pistón.

La presión es entonces liberada a través de un agujero en la barra del pistón. En gran medida, la presencia del pistón impide la distorsión de la muestra al no dejar que el suelo se aplaste muy rápidamente en el tubo muestreador y al no admitir suelo adicional, la (Figura III.9) ilustra su funcionamiento.

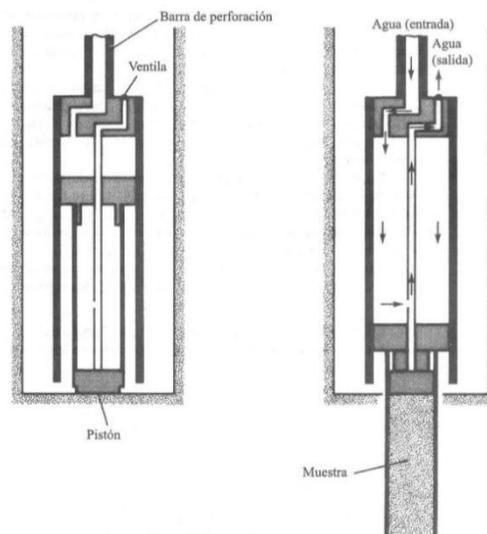


Figura III.9 Muestrador de Pistón.

El muestreador de pistón es capaz de proveer muestra excelentes de suelo cohesivos aun cuando estos sean muy blandos y sensitivos. En consecuencia, las muestras obtenidas de esta manera quedan menos alteradas que las obtenidas con los tubos Shelby.

III.2.7.- MUESTREADOR DE DOBLE TUBO

III.2.7.1.- MUESTREADOR PITCHER

La introducción de tubos de pared delgada resulta ineficiente en suelos demasiado resistentes o muy compactos a causa del daño en la cuchilla cortante o el pandeo del tubo. Aun cuando el tubo pudiese ser hincado, la alteración producida en la muestra, podría ser excesiva. Es por ello que el muestreador Pitcher resulta ser una gran alternativa, al descender en la perforación, el tubo de pared delgada se suspende del tubo exterior con cuchilla cortante.

El fluido de perforación circula hacia abajo a través del tubo interior y desplaza hacia arriba el material desmenuzado. Cuando el tubo interior toca el fondo, este es empujado hacia arriba respecto al tubo exterior cortante, con lo cual la inyección se desvía al espacio anular entre el tubo interior y el exterior pasa por debajo de la cuchilla y sube por el espacio entre el tubo exterior y las paredes de la perforación.

Si el suelo a muestrear es blando, el resorte situado en la cabeza del tubo interior mantiene la cuchilla cortante del mismo muy por debajo de la cuchilla cortante del tubo exterior y el primero entra en el suelo. Si en cambio el suelo es duro, el resorte se comprime hasta que la cuchilla cortante del tubo interior se sitúa por encima del nivel de fondo de la cuchilla cortante del tubo exterior. A medida que el tubo exterior gira, corta un aro que deja un cilindro de suelo sobre el cual se desliza el tubo y protege la muestra contra una mayor erosión por la inyección.

III.2.7.2.- MUESTREADOR DENISSON

Este muestreador opera a rotación y presión, permite recuperar muestras con poca alteración, en arcillas duras, limos compactos y limos cementados con pocas gravas, abajo del nivel freático.

Se constituye por dos tubos concéntricos, el tubo interior está unido a la cabeza del muestreador a través de un balero ubicado en la parte superior del tubo, con lo cual se logra que ambos tubos puedan girar independientemente uno del otro. En su extremo inferior el tubo está provisto de una zapata afilada, y el exterior de una broca dentada con insertos de carburo de tungsteno, que al girar corta el material; la zapata del tubo interior generalmente sobresale de la broca como se aprecia en la (Figura III.10).

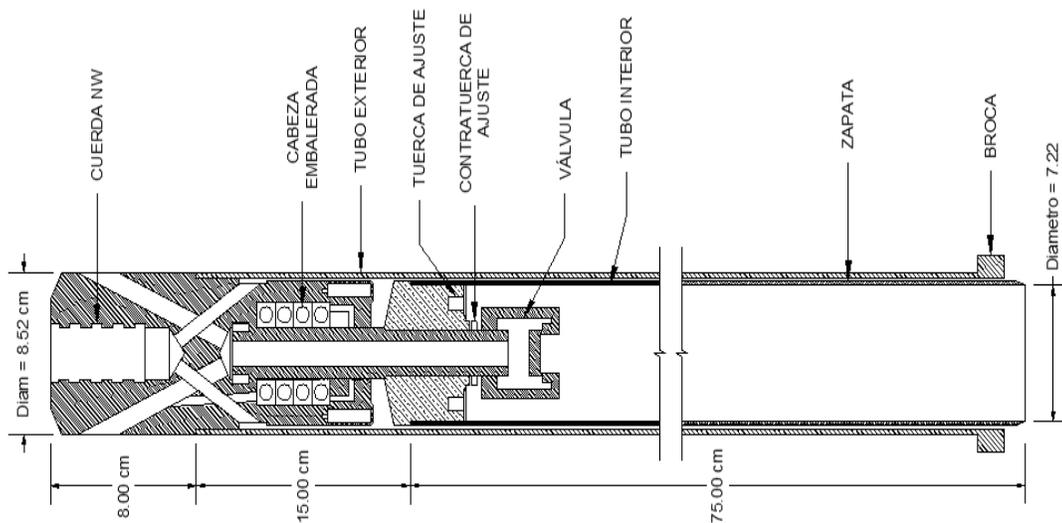


Figura III.10 Muestreador Denisson.

El barril se hace avanzar aplicando una carga vertical que hinca a la zapata haciendo que la muestra penetre en el tubo interior, el cual permanece fijo, mientras el exterior gira cortando el material que ha quedado fuera del interior.

Cuando el barril opera sobre el nivel freático las cortaduras son conducidas hasta la superficie mediante aire comprimido, que se hace circular a través de las barras de perforación y entre ambos tubos concéntricos, conservando así la humedad natural de la muestra del suelo.

Bajo el nivel freático el aire comprimido se sustituye por agua o lodo bentonítico. El tubo interior, está provisto de una camisa metálica delgada, cuyo diámetro puede ser de 10 a 20 cm, en la cual se aloja la muestra y en ocasiones, lleva una trampa arriba de la zapata, para asegurar que la muestra no se salga al extraer el tubo de perforación, obsérvese la (Figura III.11).

Las muestras recuperadas son de 10 a 20 cm de diámetro y ambos extremos de se deben realizar pruebas de resistencia con Torcómetro y Penetrómetro de bolsillo. Esta doble determinación de resistencia se efectúa inmediatamente antes de proceder a sellar muestras. El sellado tiene como por objeto proteger las muestras contra las vibraciones y la pérdida de contenido natural de agua.

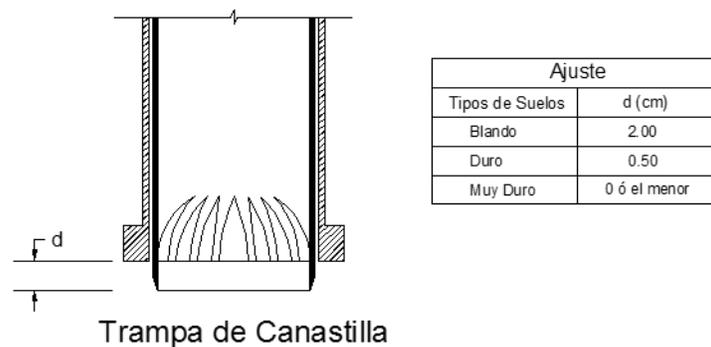


Figura III.11 Trampa para muestreadores tipo Denisson.

Con este muestreador se pueden obtener especímenes que varían desde los suelos duros hasta rocas blandas pero para ello es necesario cambiar el tipo de broca de la que tiene dientes de carburo de tungsteno por una provista de diamante industrial como en la (Figura III.12).

Al utilizar este muestreador hay que tomar en cuenta que en depósitos de suelo con baja resistencia y tobas blandas, los esfuerzos torsionantes y la erosión que provoca este tipo de muestreador causa gran alteración, y hasta destrucción total de las muestras.

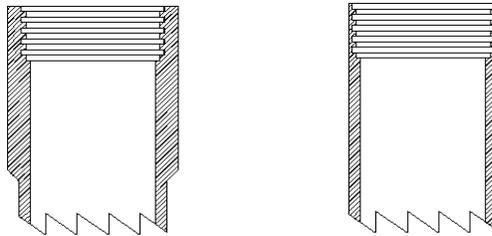


Figura III.12 Tipos de Broca.

III.2.8.- MUESTREO EN ROCAS

Cuando es necesario efectuar una extracción en una capa de roca es utilizado un barril de extracción el cual se une a la barra perforadora. Un trépano sacamuestras se conecta al fondo del barril. Los elementos de corte pueden ser diamante, tungsteno, carburo, etc., su elección depende del tipo e roca a atacar.

Designación del aparato y barril de extracción	Diámetro exterior del trépano del barril de extracción (mm)	Designación de la barra de perforación	Diámetro exterior de la barra de perforación (mm)	Diámetro del barreno (mm)	Diámetro de la muestra de roca (mm)
EX	36.51	E	33.34	38.1	22.23
AX	47.63	A	41.28	50.8	28.58
BX	58.74	B	47.63	63.5	41.28
NX	74.61	N	60.33	76.2	53.98

Tabla III.2 Tamaño estándar y designación del aparato, barril de extracción y barra perforadora compatible.

En rocas duras es recomendable usar brocas con diamantes tanto en la corona como el interior para reducir el diámetro de la muestra, y en el exterior para agrandar la perforación y permitir el paso del muestreador con facilidad.

En rocas medianamente duras, suele resultar suficiente emplear brocas con inserciones de carburo de tungsteno. En rocas suaves, del tipo de lutitas, pizarras, etc., basta usar broca de acero duro con diente de sierra.

La (Tabla III.2) resume varios tipos de barril y sus tamaños, así como las barras perforadoras compatibles comúnmente usadas para la exploración de las cimentaciones.

El trépano avanza por perforación rotatoria y su velocidad es variable, de acuerdo con el tipo de roca a atacar. En todos los casos a causa del calor desarrollado por las grandes fricciones producidas por la operación de muestreo, se hace indispensable inyectar agua fría de modo continuo, por medio de una bomba situada en la superficie. También se hace necesario ejercer presión vertical sobre la broca, a fin de facilitar su penetración.

RQD	Calidad de la roca
0.00 – 0.25	Muy mala
0.25 – 0.50	Mala
0.50 – 0.75	Regular
0.75 – 0.90	Buena
0.90 – 1.00	Excelente

Tabla III.3 Relación entre la calidad de la roca in situ y RQD.

Los núcleos de roca obtenidos con barriles de tubo simple como el de la (Figura III.13 a), son sumamente alterados y fracturados debido a la torsión. Los núcleos de roca menores que el tamaño BX tienden a fracturarse durante el proceso de extracción. Mientras que el barril de tubo doble es usado para obtener la mejor recuperación de núcleos de roca, que es la base para determinar el índice de calidad de roca RQD.

Este RQD se define como la suma de las longitudes individuales de todos los fragmentos de muestra que exceden de 10 cm de longitud, expresada como un porcentaje de la longitud perforada por el muestreador.

En la (Tabla III.3) se presenta la relación antes descrita donde una tasa de recuperación de 1 indicará la presencia de roca intacta, para rocas altamente fracturadas, la tasa de recuperación es de 0.5 o menor.

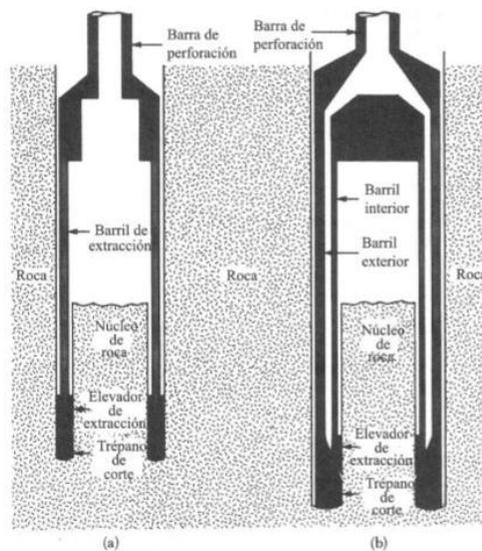


Figura III.13 Barril de tubo simple (a); barril de tubo doble (b).

III.3.- MÉTODOS INDIRECTOS DE EXPLORACIÓN

III.3.1.- PRUEBA DEL PRESURIMETRO

La prueba del presurímetro es una prueba in situ conducida en un barreno, para medir la resistencia y deformabilidad de un suelo.

Consiste esencialmente en un probador (tipo sonda) con tres celdas, de las cuales la superior y la inferior son celdas de guarda y la intermedia es la celda de medición, como muestra la (Figura III.14). La prueba se conduce en un agujero perforado previamente, que debe tener un diámetro de entre 1.03 y 1.2 veces el diámetro nominal del probador.

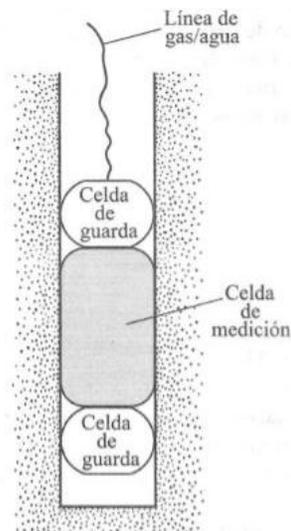


Figura III.14 Presurímetro.

El probador más usado tiene un diámetro de 58 mm y una longitud de 420 mm. Las celdas del probador pueden expandirse por medio de un líquido o un gas. Las celdas de guarda son expandidas para reducir el efecto de la condición de extremo sobre la celda de medición que tiene un volumen, V_0 de 535 cm^3 .

En la (Tabla III.4) se dan las dimensiones para el diámetro del probador y para el diámetro del barreno recomendadas.

Para llevar a cabo una prueba, se mide el volumen, V_a' de la celda de medición y el probador se inserta en el barreno. Se aplica presión en incrementos y se mide la expansión volumétrica de la celda. Se continúa de esta manera hasta que el suelo falla o hasta que la presión límite de la sonda se alcanza.

Se considera que el suelo ha fallado cuando el volumen total de la cavidad expandida, V , es aproximadamente dos veces el volumen de la cavidad original. Después de terminada la prueba, el probador se desinfla y se desplaza para probar en otra profundidad.

Diámetro de la sonda (mm)	Diámetro del barreno	
	Nominal (mm)	Máximo (mm)
44	45	53
58	60	70
74	76	89

Tabla III.4 Diámetros de la sonda y barreno para la prueba del presurímetro.

III.3.2.- MÉTODO SÍSMICO

Este procedimiento se funda en la diferente velocidad de propagación de las ondas vibratorias de tipo sísmico a través de diferentes medios materiales. Las mediciones realizadas sobre diversos medios permiten establecer que la velocidad de propagación varía entre 150 y 2,500 m/seg en suelos, los suelos arcillosos tiene valores medios, mayores para las arcillas duras y menores para las suaves. En roca sana los valores fluctúan entre 2,000 y 8,000 m/seg.

Para generar estas ondas se provoca una explosión en un punto determinado del área a explorar usando una pequeña carga de explosivos. Por la zona a explorar se sitúan registradores onda (Geófonos), separados entre sí de 15 a 30 m.

La función de estos aparatos es la de captar la vibración, que se transmite amplificada a un oscilógrafo central. Aunque puede construirse una gráfica que relacione la distancia del geófono al punto donde se originó la perturbación, con el tiempo que tardó en registrarse la onda, la interpretación de los resultados no es nada fácil por lo que el técnico encargado necesita de una amplia experiencia y una exploración convencional para una interpretación más correcta.

III.3.3.- MÉTODO DE RESISTIVIDAD ELECTRICA

Para este método debemos basarnos en el hecho de que el suelo, dependiendo de su naturaleza, presenta una mayor o menor resistividad eléctrica cuando una corriente es inducida a través de él.

A pesar de que su principal campo se encuentra en la minería dentro de la Mecánica de Suelos se ha aplicado para determinar la presencia de estratos de roca en el subsuelo.

La resistividad eléctrica de una zona, de suelo puede medirse colocando cuatro electrodos igualmente espaciados en la superficie y alineados. Los dos exteriores, conectados en serie a una batería, son los electrodos de corriente (medida por un miliamperímetro), en tanto que los interiores se denominan de potencial y están conectados a un potenciómetro que mide la diferencia de potencial de la corriente circulante.

Las mayores resistividades corresponden a rocas duras, siguiendo rocas suaves, gravas compactas y teniendo los menores valores los suelos suaves saturados.

III.4.- TRABAJOS DE EXPLORACIÓN DEL PROYECTO

En base en lo establecido en el Reglamento de Construcción del Distrito Federal, se realizaron las exploraciones mínimas en el predio ubicado en Avenida Revolución No. 1298, Colonia Guadalupe Inn, Delegación Álvaro Obregón; las cuales fueron pozos a cielo abierto y sondeo mixto.

Se excavaron tres pozos a cielo abierto, uno de estos se excavo hasta los 3.5 m de profundidad sin encontrarse el nivel de agua superficial. De las paredes de este mismo pozo se obtuvieron tres muestras cúbicas para definir las propiedades mecánicas de los estratos superficiales; también muestras alteradas para realizar pruebas índice, clasificación de acuerdo al SUCS y grabar el perfil estratigráfico de cada uno de ellos.

Los dos pozos restantes se utilizaron para verificar las cimentaciones de las construcciones vecinas. La localización de cada uno de los pozos se encuentra en la (Figura III.15).



Figura III.15 Localización de Sondeos

Para las características del subsuelo se tomó en cuenta un sondeo mixto el cual se llevó hasta los 40.2 m, se alternó la Prueba de Penetración Estándar y la recuperación de muestras inalteradas con barril Denisson.

Como resultado de ésta exploración, se obtuvo el perfil estratigráfico del subsuelo, en donde se indican:

- Las características índice y propiedades mecánicas de los principales estratos encontrados.
- El tipo de muestreo utilizado.

En el caso del procedimiento de penetración estándar, el número de golpes (N) que fue necesario aplicar con un martinete, al dejarlo caer a la herramienta estándar, hasta hacerlo penetrar los 30 cm centrales, de acuerdo con la norma ASTM D 1586.

- Las propiedades mecánicas de los estratos muestreados.
- La formación de los estratos desde el punto de vista geológico.
- Las presiones totales, presiones hidráulicas y esfuerzos efectivos.

IV.- PRUEBAS DE LABORATORIO

IV.1.- PRUEBAS ÍNDICE

IV.1.1.- CONTENIDO NATURAL DE AGUA

Este ensayo tiene como finalidad, determinar el contenido natural de agua en una muestra de suelo la cual está formada por la suma del agua libre, capilar e higroscópica.

El contenido de agua representa, una de las características índice más importante para explicar el comportamiento del suelo (especialmente cuando domina la fracción fina), como por ejemplo: cambios de volumen, cohesión, estabilidad mecánica y deformación.

El método convencional para determinar el contenido natural de agua, es por medio del secado en el horno, donde la humedad de un suelo es la relación expresada en porcentaje entre el peso del agua y el peso de las partículas sólidas del suelo.

IV.1.2.- CLASIFICACIÓN VISUAL Y MANUAL

La clasificación del suelo se realiza con el propósito de diferenciar los materiales en función de su color o granulometría, que se define en función de su textura.

Los materiales constituidos por partículas gruesas, se identifican visualmente, extendiendo una muestra seca del suelo sobre una superficie plana para identificar sus características en forma aproximada de su graduación, tamaño de partículas, forma y composición mineralógica. Para distinguir las gravas de las arenas puede usarse el tamaño 1/2 cm, como equivalente a la malla no. 4, y para la estimación del contenido de finos, basta considerar que las partículas de tamaño correspondiente a la malla No. 200 son aproximadamente las más pequeñas a simple vista.

Para suelos finos las principales bases de criterio son la investigación de las características de dilatancia, tenacidad, resistencia en estado seco, color y el olor del suelo. Especialmente las últimas dos ayudan a identificar los suelos orgánicos.

IV.1.3.- LÍMITES DE CONSISTENCIA

Los límites de consistencia o también llamados de Atterberg, se basan en la premisa de la plasticidad ya que esta no es una propiedad permanente de las arcillas, sino circunstancial y depende de su contenido de agua. Una arcilla muy seca puede tener la consistencia de un ladrillo, con plasticidad nula.

La misma arcilla, con gran contenido de agua, puede presentar las propiedades de un lodo semilíquido. Según su contenido de agua en orden decreciente, un suelo susceptible de ser plástico puede encontrarse en cualquiera de los siguientes estados:

- a. Estado líquido: con las propiedades y apariencia de una suspensión.
- b. Estado plástico: en que el suelo se comporta plásticamente.
- c. Estado semisólido: en el que el suelo tiene apariencia de un sólido, pero aun disminuye de volumen al estar sujeto a secado.
- d. Estado sólido: en que el volumen de suelo no varía con el secado.

La frontera convencional entre los estados líquido y plástico es nombrado como límite líquido. Para su determinación en laboratorio se coloca una pasta de suelo en la copa de Casagrande, se corta una ranura en el centro de la pasta de suelo como se ve en la (*Figura IV.1*), para posteriormente dejar caer la copa a una altura de 10 mm.

El contenido de agua, en porcentaje requerido para cerrar una distancia de 12.7 mm a lo largo del fondo de la ranura (Ver *Figura IV.1 a y b*) a los 25 golpes se define como límite líquido.

El límite plástico se define como el contenido de agua, en porcentaje con el cual el suelo, al ser enrollado en rollitos de 3.2 mm de diámetro, se desmorona. El límite plástico, es el límite inferior de la etapa plástica del suelo. La prueba es simple y se lleva a cabo formando un rollo repetidamente a mano sobre una placa de vidrio una masa de suelo.

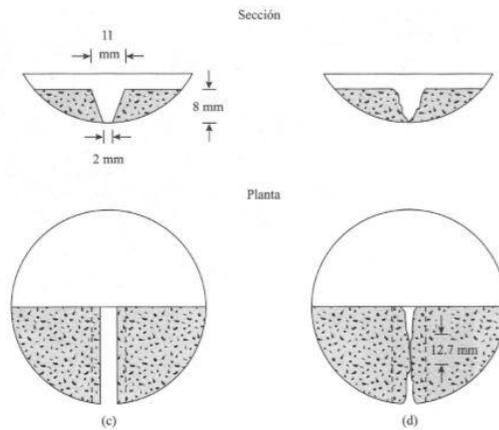


Figura IV.1 Representación gráfica de la prueba en la copa de Casagrande para determinar el límite líquido.

IV.1.4.- PORCIENTO DE FINOS O GRANULOMETRÍA

El propósito del análisis granulométrico es determinar el rango de tamaño de partículas presentes en suelos, expresado como un porcentaje del peso TOTAL seco. Se usa generalmente dos métodos para encontrar la distribución del tamaño de las partículas:

- a. Análisis con cribado.
- b. Análisis hidrométrico.

El primero consiste en hacer pasar la muestra de suelo a través de un conjunto de mallas por vibración, las que tienen una abertura progresivamente más pequeñas hasta la malla No. 200. Los números de mallas estándar se muestran en la (Tabla IV.1).

Los resultados del análisis de cribado por vibración se expresan generalmente como porcentaje del peso total de suelo que ha pasado por las diferentes mallas.

El análisis hidrométrico se basa en el principio de la sedimentación de granos de suelo en agua. Cuando un espécimen de suelo se dispersa en agua, las partículas se asientan a diferentes velocidades, dependiendo de su forma, tamaño y peso.

Malla No.	Abertura (mm)
4	4.750
6	3.350
8	2.360
10	2.000
16	1.180
20	0.850
30	0.600
40	0.425
50	0.300
60	0.250
80	0.180
100	0.150
140	0.106
170	0.088
200	0.075
270	0.053

Tabla IV.1 Tamaño de mallas estándar.

Los resultados de cualquiera de los dos métodos se presentan generalmente en gráficas semilogarítmicas como curvas de distribución granulométricas (o de tamaño de grano). Los diámetros de las partículas se grafican en escala logarítmica y el porcentaje correspondiente de finos en escala aritmética.

Cuanto más uniforme es el tamaño de los granos, más inclinada será la curva. Una línea recta vertical representa a un polvo perfectamente uniforme.

Cuando los análisis por cribado y el hidrométrico se combinan, generalmente ocurre una discontinuidad en el rango que estos se traslapan como se aprecia en la (*Figura IV.2*). La razón para esta discontinuidad es que las partículas de suelo son generalmente irregulares en su forma.

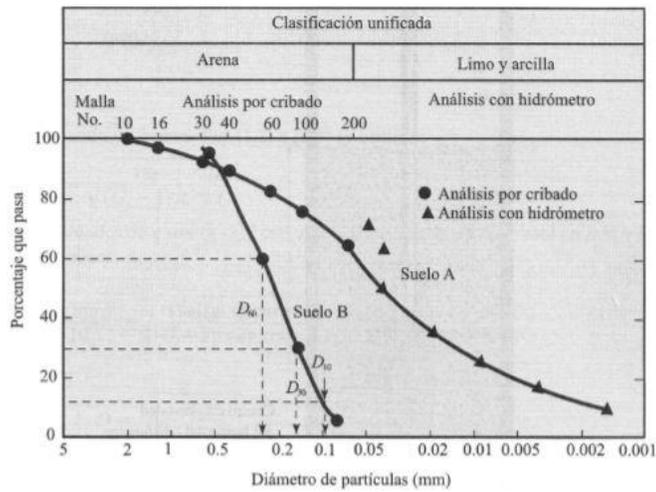


Figura IV.2 Curvas de distribución del tamaño de partículas.

IV.2.- CLASIFICACIÓN DE SUELOS

El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos se divide en dos categorías:

1. Suelos de grano grueso que son de naturaleza tipo grava y arenosa con menos del 50% pasando por la malla No. 200. Los símbolos de grupo comienzan con un prefijo G o S. G significa grava o suelo gravoso y S significa arena o suelo arenoso.
2. Los suelos de grano fino con 50% o más pasando por la malla No. 200. Los símbolos de grupo comienzan con un prefijo M, que significa limo inorgánico, C para arcilla inorgánica u O para limos y arcillas orgánicos. El símbolo Pt se usa para turbas, lodos y otros suelos altamente orgánicos.

Otros símbolos son también usados para la clasificación:

- W: bien graduado
- P: mal graduado
- L: baja plasticidad (límite líquido menor que 50)
- H: alta plasticidad (límite líquido mayor que 50)

Para una clasificación apropiada del sistema, se debe tener conocimiento en la siguiente información:

1. Porcentaje de grava, es decir, la fracción que pasa la malla de 76.2 mm y es retenida en la malla No. 4 (abertura de 4.75 mm).
2. Porcentaje de arena, es decir, la fracción que pasa la malla No. 4 (abertura de 4.75 mm) y es retenida en la malla No. 200 (abertura de 0.075 mm).
3. Porcentaje de limo y arcilla, es decir, la fracción de finos que pasan la malla No. 200 (abertura de 0.075 mm).
4. Coeficiente de uniformidad (C_u) y coeficiente de curvatura (C_z).
5. Límite líquido e índice de plasticidad de la porción de suelo que pasa la malla No. 40.

Los símbolos de grupo para suelos tipo grava de grano grueso son GW, GP, GM, GC, GC-GM, GW-GM, GW-GC, GP-GM, y GP-Gc. Similarmente, los símbolos de grupo para suelos de grano fino son CL, ML, OL, CH, MH, OH, CL-ML, y Pt. Las (*Tablas IV.3, IV.4 y IV.5*) presentan los criterios que se deben considerar para clasificar los suelos.

Símbolo de 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 el 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; índice de plasticidad mayor 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.

Tabla IV.3 Suelos tipo grava.

Símbolo de 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 el índice de plasticidad menor que 4.
SC	Más de 12% pasa la malla No. 200; los límites de Atterberg se grafican arriba de la línea A; índice de plasticidad mayor 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.

Tabla IV.4 Suelos arenosos.

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

Tabla IV.5 Suelos limosos y arcillosos.

IV.3.- PRUEBAS MECÁNICAS

IV.3.1.- PRUEBA DE COMPRESIÓN SIMPLE

Es aquella que nos permite obtener el valor de la resistencia. Cuyo valor se puede comparar con los esfuerzos totales y se realiza en muestras inalteradas cohesivas o que tengan algún grado de cohesión.

De la muestra inalterada se labra una probeta cilíndrica con la relación de esbeltez de 2, teniendo así probetas de 3.50 cm de diámetro por 7.00 cm de altura o 7 cm de diámetro y 14 cm de altura. Se coloca la probeta en el aparato de carga y se alinea de tal manera que al aplicarla esta sea axial y sin excentricidades.

Se coloca en ceros el indicador de deformación y se comienza aplicar la carga de tal manera que se produzca una deformación axial a una velocidad de 2 a 2.5% por minuto. Se registran los valores de carga, deformación y tiempo a intervalos iguales para que la gráfica de la curva esfuerzo-deformación quede bien definida.

La velocidad de deformación debe elegirse de tal manera que el tiempo necesario para la falla no exceda de 15 minutos. La carga se aplica hasta que su valor decrezca al aumentar la deformación o hasta que se alcance una deformación igual a 15%.

Se determina el contenido de agua de la muestra utilizando una parte representativa de todo el espécimen. Finalizada la prueba se realiza un esquema del tipo de falla, o se toma una fotografía de la probeta en las condiciones de falla, mostrando el ángulo de inclinación de la superficie de falla.

IV.3.2.- PRUEBA TRIAXIAL

La prueba triaxial es uno de los ensayos más utilizados y confiables para determinar los parámetros esfuerzo-deformación del suelo; así como la cohesión y ángulo de fricción interna. Esta prueba se considera básica por diversas razones entre ellas:

- Proporciona información sobre el comportamiento esfuerzo-deformación unitario del suelo, con diferentes confinamientos.
- Proporciona condiciones uniformes de esfuerzo. La prueba de corte directo es equiparable a la prueba triaxial, pero tiene una alta dispersión en sus resultados..
- Las condiciones del ensayo son las más semejantes a las condiciones en campo.

La (Figura IV.3) muestra el diagrama de una prueba triaxial.

La importancia de la prueba ha generado numerosas investigaciones y el desarrollo de cámaras triaxiales en diferentes tamaños. Entre más grandes sean las probetas ensayadas, los resultados serán más representativos del comportamiento del suelo.

Las probetas comunes son de 3.5 cm de diámetro y 7 cm de altura. El Dr. Leonardo Zeevaert, desarrolló una cámara triaxial en donde se pudo ensayar una probeta de 7 cm de diámetro y 14 cm de altura.

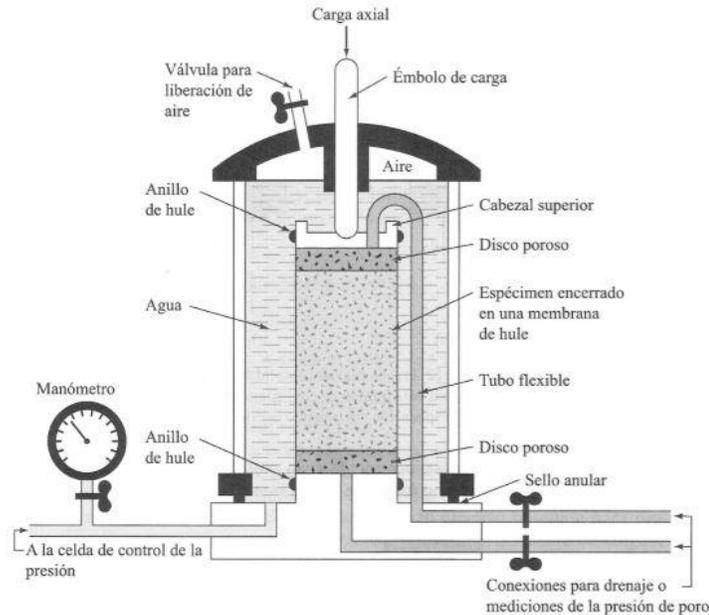


Figura IV.3 Equipo de una prueba triaxial.

El ingeniero Raúl J. Marsal desarrolló e implementó con el auspicio de la CFE cámaras triaxiales gigantes, para ensayar probetas que sirvieron en el diseño de presas. Una de las cámaras triaxiales aún se conserva en el Museo de la Tecnología, en Chapultepec, México D.F. En la (Figura IV.4) se muestra la cámara triaxial.

En cuanto a su forma de ejecución el Dr. Leonardo Zeevaert desarrolló el proceso multitriaxial, con dos distintas formas de ejecución.



Figura IV.4 Cámara triaxial diseñada por Raúl J. Marsal.

Para la prueba se usa generalmente un espécimen de suelo previamente labrado con las mismas características que lleva una probeta que se ensayara para compresión simple. El espécimen es cubierto por una membrana de látex la cual impedirá que la probeta se satura de del líquido que la confinara.

Se coloca dentro de la cámara triaxial que se llena usualmente con agua o glicerina. La probeta queda sometida a una presión de confinamiento por compresión del fluido en la cámara; dicha presión se establece de acuerdo a los parámetros del proyecto. Para generar la falla cortante en la probeta, se aplica un esfuerzo axial a través de un émbolo vertical de carga. La deformación axial de la probeta se mide con un micrómetro.

Se proporcionan también conexiones, para medir el drenaje hacia dentro o hacia afuera del espécimen, o para medir la presión de poro del agua (según las condiciones de la prueba). Tres tipos estándar de pruebas triaxiales son generalmente llevadas a cabo:

- a. Prueba consolidada-drenada o prueba drenada (CD).
- b. Prueba consolidada-no drenada (CU).
- c. Prueba no consolidada-no drenada o prueba no drenada (UU).

Los resultados que se obtiene de esta prueba son:

1. Graficas carga-deformación.
2. Módulo de deformación elastoplástica.
3. Interpretación LZ.
4. Círculos de Mhor.
5. Cohesión y ángulo de fricción.

IV.3.3.- PRUEBA DEL PÉNDULO DE TORSIÓN

El péndulo de torsión de vibración libre está diseñado, para someter a una probeta de suelo inalterada a una vibración torsional pura bajo un determinado confinamiento de esfuerzos efectivos. Para lo antes mencionado se debe considerar el uso de una cámara similar a la triaxial.

La probeta se fija en la parte inferior y con un vástago, en la parte superior se transmite la vibración torsional libre a través de la cabeza de la cámara triaxial.

Esta acción se considera muy importante, para obtener una buena transmisión del momento de torsión libre del movimiento dinámico, proporcionado por el brazo como en la (Figura IV.5).

Se proporciona un impulso al brazo vibrante, permitiendo que este vibre libremente en respuesta a los elementos elásticos del suelo. El peso del brazo y masas colocadas sobre él son balanceadas por medio de un peso equivalente (C).

La vibración inducida se registra en una mesa registradora (E) sobre la cual pasa una cinta de papel con cierta velocidad compatible con el rango de periodos de vibración esperados como respuesta a la probeta del suelo.

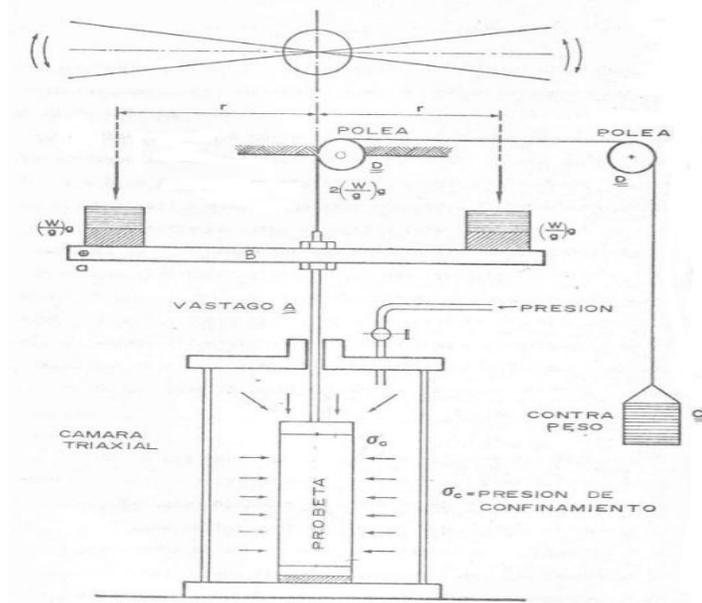


Figura IV.5 Esquema del Péndulo de Torsión Libre

Los registros obtenidos para diferentes tipos de suelo se observan en la (Figura IV.6). De donde se puede obtener la amplitud, periodo y decremento logarítmico de la vibración libre amortiguada del sistema formado por el instrumento y la probeta del suelo.

La preparación y el montaje de las probetas no representan problemas especiales o mayores que la técnica usual usada en la prueba triaxial. Sin embargo, en caso de un suelo no cohesivo se podrán encontrar problemas en la formación de una probeta uniforme. Se deberá considerar que en la naturaleza la arena se encuentra pocas veces sin cohesión, y aún más difícil obtener muestras inalteradas de arena suelta en el campo. Por consiguiente se está obligado a efectuar pruebas con diferentes compactaciones desde el estado del suelo hasta el compacto e interpolar los resultados a la densidad determinada.

Los resultados que se obtienen de realizar la prueba del péndulo de torsión son los siguientes:

1. Gráfica distorsión angular-modulo dinámico.
2. Velocidad de la onda de cortante en el estrato.
3. Cálculo del periodo de vibración del suelo.

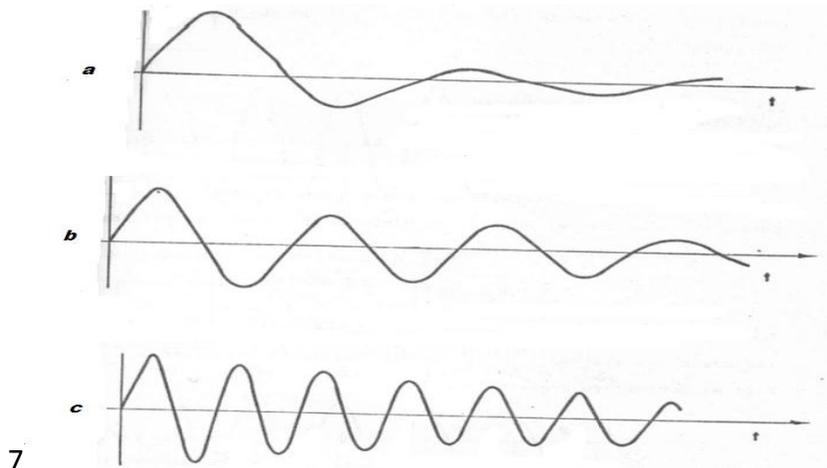


Figura IV.6 Registros para: a) Arcilla muy suave; b) Arcilla rígida; c) Arena confinada.

IV.4.- PRUEBAS DE LABORATORIO DEL PROYECTO

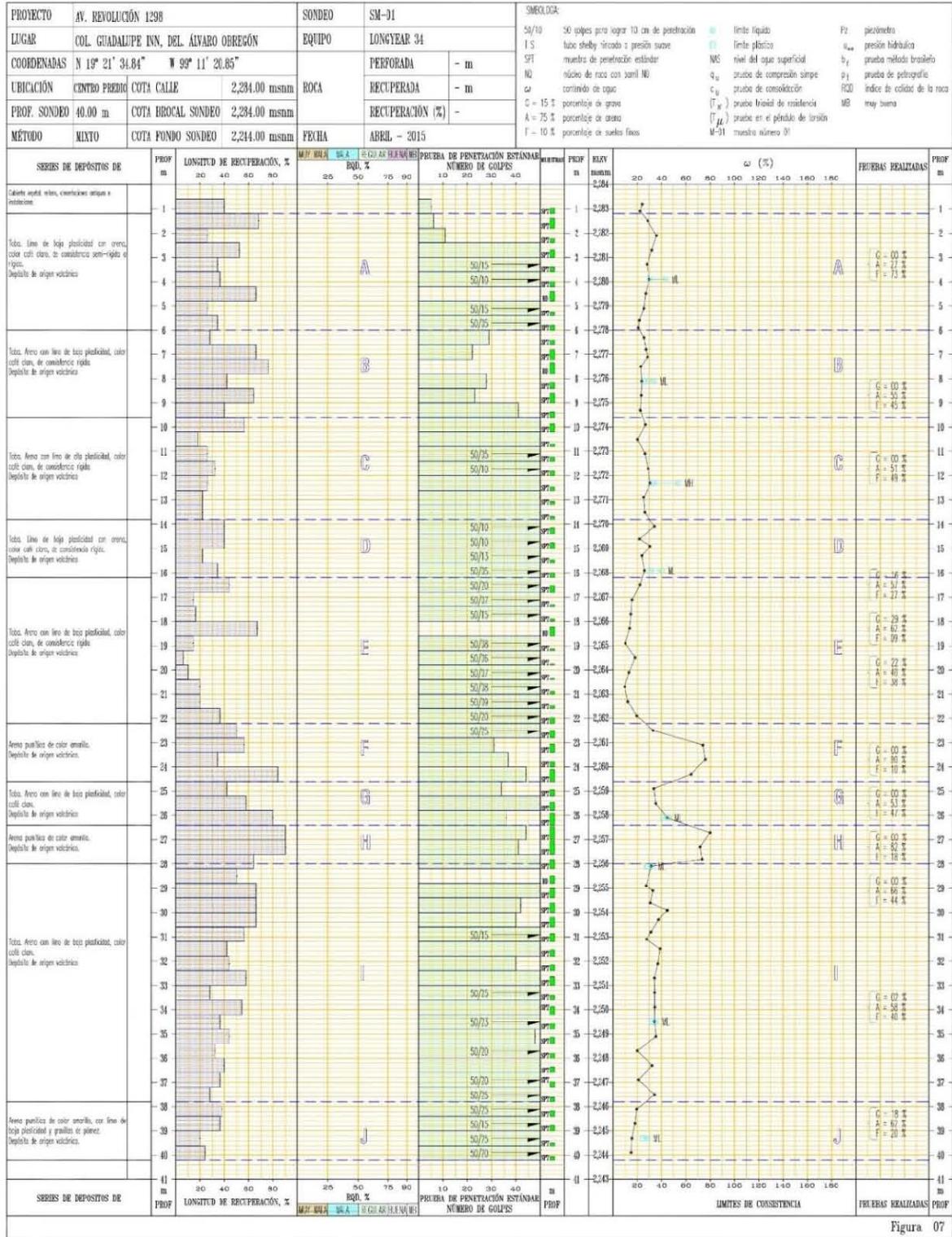
Las muestras obtenidas de los trabajos de exploración se sometieron a las pruebas de laboratorio según su tipo de material para determinar sus propiedades índice y mecánicas.

De estos resultados se clasificó el subsuelo del predio de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

En el Capítulo 5 se encuentra el resumen de los ensayos representados en el perfil estratigráfico. Así como los resultados para las pruebas mecánicas realizadas al suelo las cuales fueron: prueba triaxial, prueba compresión simple y péndulo de Torsión.

V.- CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS, FÍSICAS Y MECÁNICAS DEL SUBSUELO

V.1.- PERFIL ESTADÍSTICO



V.2.- RESUMEN PRUEBAS DE LABORATORIO

La (Tabla V.1) indica los resultados dados por las pruebas de laboratorio para cada uno de los estratos conocidos, los resultados para las pruebas de Péndulo de Torsión y Compresión Simple se encuentran en el anexo de pruebas de laboratorio.

Estrato	Sondeo	Profundidad (m)	q _u (kg/cm ²)	γ (ton/m ³)	c (kg/cm ²)	φ °	μ (ton/m ²)
A	PCA-01	1.60	1.08	1.58	0.33	26.2	-
A	PCA-03	1.90	1.20	1.49	0.51	33.2	-
A	PCA-03	2.60	3.20	1.53	1.81	41.9	15,600
A	SM-01	4.50	3.69	1.82	0.77	35.0	16,200
B	SM-01	7.50	6.52	1.80	0.48	33.0	25,500
C	SM-01	11.70	-	1.35	1.00	36.5	-
D	SM-01	15.00	-	1.40	1.22	38.0	-
E	SM-01	18.30	3.56	1.76	0.88	36.0	14,800
F	SM-01	23.40	-	-	-	-	-
G	SM-01	25.50	-	-	-	-	-
H	SM-01	27.20	-	-	-	-	-
I	SM-01	28.50	2.80	1.71	-	-	10,500
J	SM-01	39.00	-	-	-	-	-

Tabla V.1 Resumen propiedades del subsuelo.

V.3.- CONDICIONES HIDRÁULICAS

Al realizar los pozos y el sondeo no se localizó el nivel de agua, debido a que este es profundo, por lo tanto la excavación de los sótanos se llevara a cabo en seco. Esto representa una gran ventaja, debido a que no se presentaran inconvenientes a través de los cortes.

Se deben tomar en cuenta, aquellas ocasiones que durante la excavación se presenten lluvias ya que se requerirá de un cárcamo de achique para evitar complicaciones.

VI.- ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN

VI.1.- DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

Sobre Av. Revolución se proyecta la construcción de un edificio de dos torres de departamentos de 15 niveles y 5 sótanos (Figura A.1), cada uno de ellos contará con dos niveles una Planta Baja y una Alta (Figuras A.2 y A.3). El primer nivel del edificio se proyectó como un Lobby.

La sub-estructura que comprende de la planta baja a la cimentación será de concreto armado. La súper-estructura por el contrario será a base de marcos rígidos de acero en las dos direcciones, con entrepisos de losas de concreto coladas sobre lámina tipo Romsa con conectores a las trabes de los marcos. La estructura de acero del edificio estará desplantada en la estructura de concreto a partir de la planta baja (su ventaja será que se fabrica en taller y se monta en campo), permitiendo que erigir la estructura sea eficiente y rápido.

Una de las desventajas será el tamaño del predio ya que es pequeño. Por lo que, la excavación para los sótanos y la cimentación empleando el sistema de anclaje será complicado. Sobre todo por los horarios en los que se permitirán movimientos de camiones de volteo, ollas de concreto y maquinaria sobre la Av. Revolución.

VI.2.- GEOLOGÍA Y ZONIFICACIÓN DEL VALLE DE MÉXICO

La cuenca del Valle de México se encuentra localizada en el extremo sur de la parte más alta de la plataforma Mexicana, es una cuenca cerrada que se extiende en dirección norte-sur y está limitada al este por la Sierra Nevada con sus picos nevados Iztaccíhuatl y Popocatepetl, con altitud del orden de 5,300 m sobre el nivel del mar.

Al poniente y nor-poniente la cuenca limita por la Sierra de las Cruces, al norte por la Sierra de Pachuca y al sur por la Sierra del Ajusco, con altitud del orden de 4,000 m sobre el nivel del mar. La cadena montañosa de Guadalupe se extiende en forma peninsular hacia el este dentro de la cuenca formando la protección norte de la Ciudad de México.

La superficie total del Valle es del orden de 7,160 km², de los cuales 3.080 km² corresponden a zona francamente montañosa y 2,050 km² a zonas bajas bien definidas. La parte más baja de la ciudad tiene una altitud del orden de 2240 m sobre el nivel del mar.

Gracias a los numerosos estudios que se han realizado, el subsuelo del Valle de México se ha podido zonificar en tres grandes áreas, la cuales pueden verse en la (*Figura VI.1*), atendiendo a un punto de vista estratigráfico.

La Zona I llamada de las Lomas se desarrolla en las últimas estribaciones de la Sierra de las Cruces y se constituye por terrenos compactos y areno-limosos, con alto contenido de grava unas veces y con tobas pumíticas bien cementadas; por algunas partes esta zona invade los derrames basálticos del Pedregal. En general presenta buenas condiciones para la cimentación de estructuras; capacidad de carga del terreno es alta y no hay formaciones compresibles capaces de asentarse mucho. Sin embargo debido a la exploración de minas de arena y grava, muchos predios pueden estar cruzados por galerías de desarrollo muy errático.

Otro problema que se presenta es la presencia de depósitos eólicos de arena fina y uniforme; estas son susceptibles a asentamientos diferenciales bruscos y erráticos.

La Zona II o de transición se encuentra entre las serranías del poniente y el fondo del lago de Texcoco, en donde las condiciones del subsuelo desde el punto de vista estratigráfico varían muchísimo de un punto a otro. En general aparecen depósitos superficiales arcillosos o limosos, orgánicos cubriendo arcillas volcánicas muy compresibles que se presentan en espesores muy variables, con intercalaciones de arenas limosas o limpias, compactas todo el conjunto sobreyace sobre mantos potentes, predominantemente de arena y grava. Los problemas de capacidad de carga y de asentamiento diferenciales pueden ser muy críticos, sobre todo en construcciones extensas sujetas a condiciones de carga disperejas.

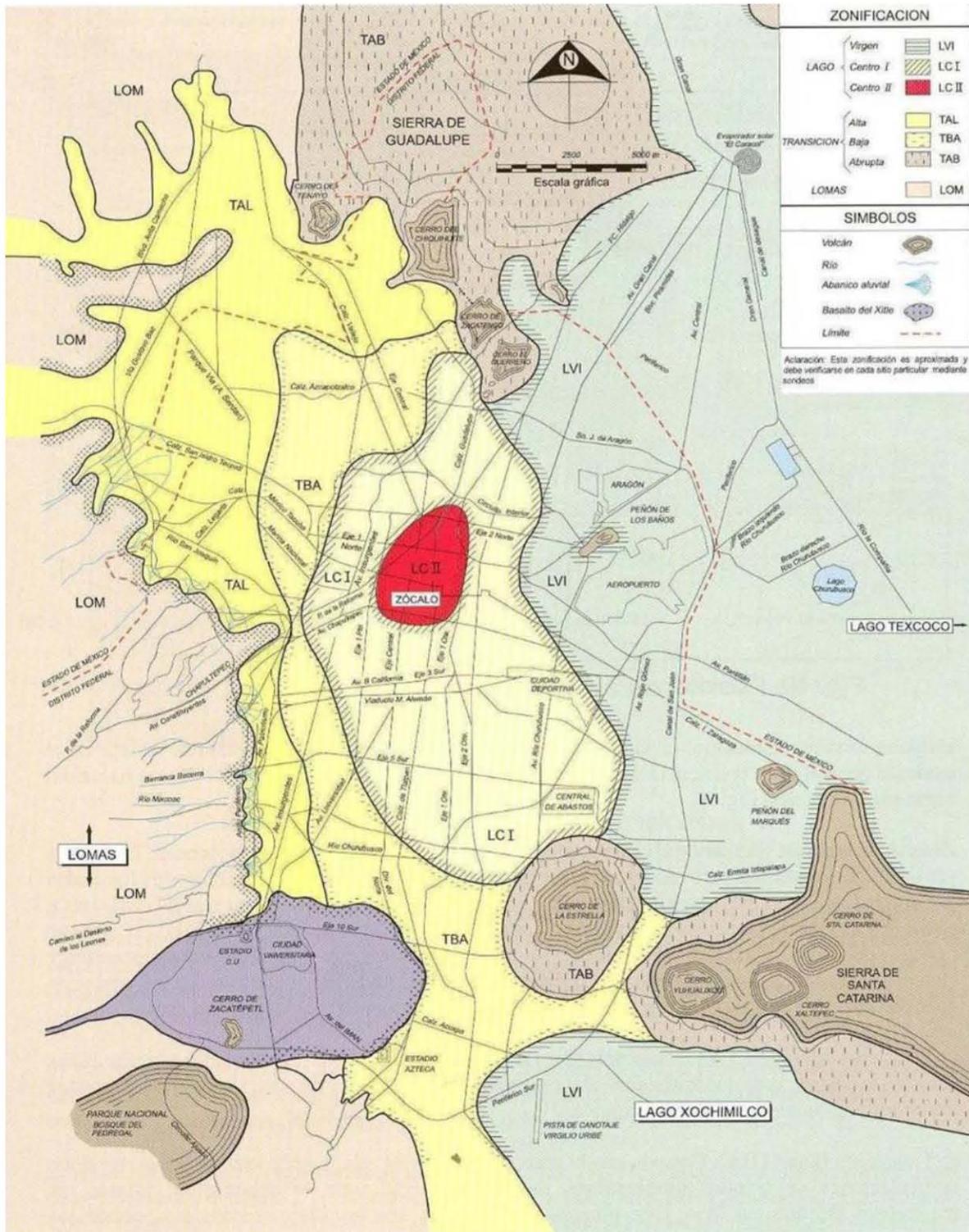


Figura VI.1 Zonificación del Valle de México

La Zona III o de Lago debe su nombre a que se encuentra en los terrenos que constituyeron al antiguo lago de Texcoco. Se encuentra integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresibles, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas arenosas son por lo general medianamente compactas a muy compactas y de espesor variable de centímetros a varios metros.

Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales, materiales desecados y rellenos artificiales; el espesor de este conjunto puede ser superior a 50 m.

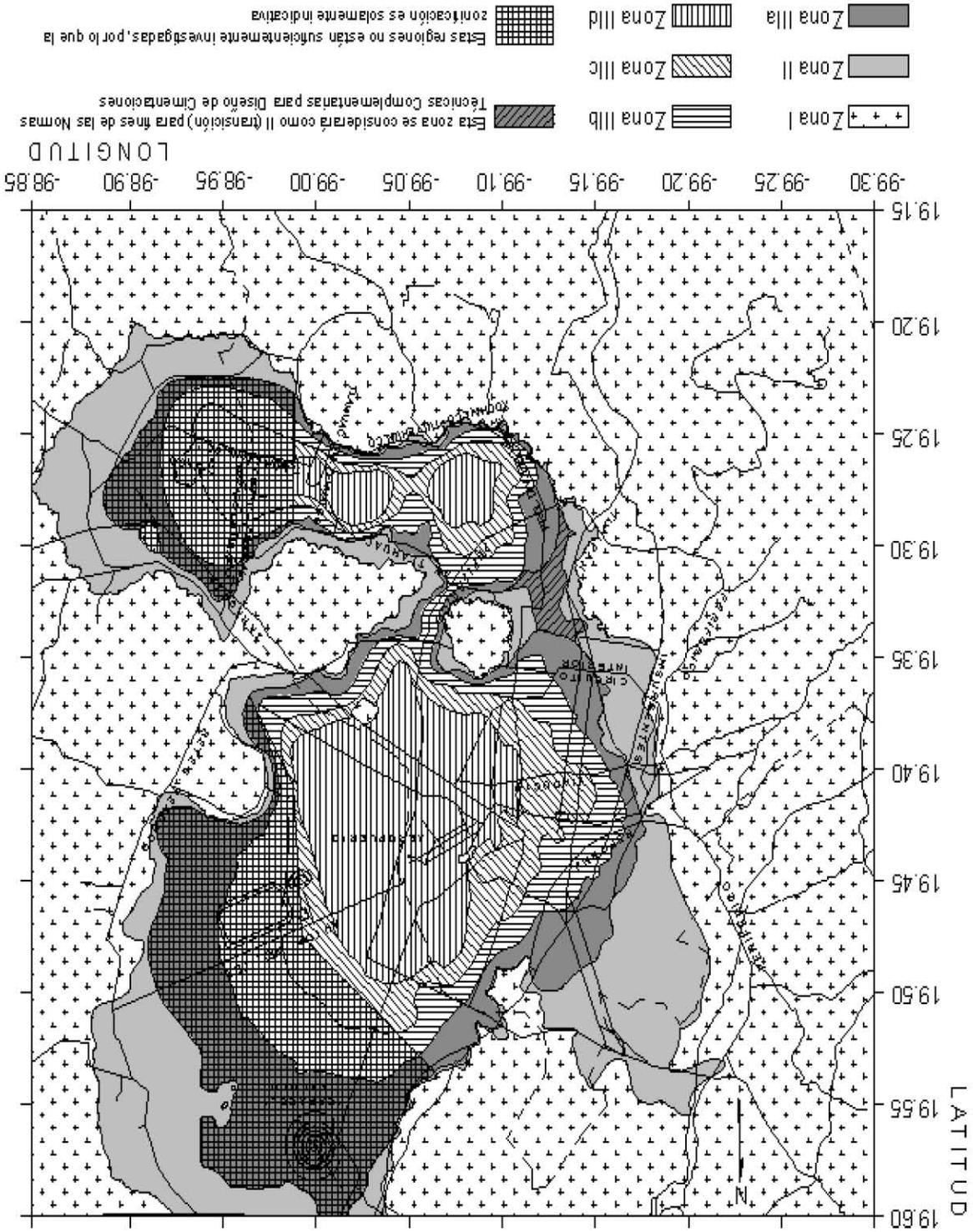
VI.3.- COEFICIENTE SISMICO

El coeficiente sísmico, es un cociente de la fuerza cortante horizontal que debe considerarse que actúa en la base de la edificación por efecto del sismo, entre el peso de la edificación sobre dicho nivel.

De la misma manera que geológicamente se divide el Valle de México en zona tenemos una división para asignar un coeficiente sísmico dependiendo del área donde se encuentre el proyecto. Estas zonas no difieren del todo de las geológicas con la diferencia de que la Zona III se subdivide a su vez en zona IIIa, IIIb, IIIc, y IIId (Figura VI.2)

Las Normas Técnicas Complementarias dictan que para las edificaciones clasificadas como del grupo B en el artículo 139 del Reglamento se tomará igual a 0.16 en la zona I, 0.32 en la II, 0.40 en las zonas IIIa y IIIc, 0.45 en la IIIb y 0.30 en la IIId, a menos que se emplee el método simplificado de análisis, en cuyo caso se aplicarán los coeficientes que fija el Capítulo 7 de las mismas normas. Para las estructuras del grupo A se incrementará el coeficiente sísmico en 50 por ciento.

VI. 2 Zonificación sísmica del Valle de México.



VI.4.- UBICACIÓN DEL PREDIO

El predio se encuentra sobre Avenida Revolución No. 1298, Colonia Guadalupe Inn, Delegación Álvaro Obregón, México D.F. Por lo tanto de acuerdo al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal se localiza en la Zona I o de Lomas. El croquis de localización se encuentra en la (Figura VI.3).



Figura VI.3 Locación del predio.

VI.5.- DESCRIPCIÓN DEL PREDIO Y SU ENTORNO

El predio contaba con una vivienda de dos niveles, la cual fue demolida y el escombro enviado a un tiradero autorizado. Se talaron dos árboles, que se encontraban ubicados en la banqueta de Av. Revolución que bloqueaban el acceso de la maquinaria de construcción al predio.

El predio es de forma rectangular, sus dimensiones son 7.5 m de ancho y 29.60 m de largo lo que da un área de 222 m² ver (Figura VI.4).

El suministro eléctrico es aéreo y está aproximadamente a 5.00 m de altura del nivel de la calle, mientras que el drenaje es subterráneo y frente el predio se ubica una coladera, que pertenece a un pozo de visita.



Figura VI.4 Condición inicial de la casa y dimensiones.

El predio es de forma rectangular cuenta con cuatro colindancias (*Figura VI.5*) que serán descritas a continuación:

- Norte: con una vivienda de dos niveles.
- Sur: con una vivienda de dos niveles.
- Poniente: con Av. Revolución, la cual es su único acceso.
- Oriente: con la barda de una vivienda de dos niveles.



Figura VI.5 Colindancias del predio.

Las construcciones vecinas son en su mayoría viviendas de 2 niveles, sin embargo se pueden encontrar construcciones de 5 o más niveles, las cuales son departamentos o bien departamentos con comercios en planta baja. En esta zona no existen problemas de agrietamientos en las construcciones causados por el hundimiento regional de la Ciudad de México o diferencial por la falta de rigidez de su cimentación.

Así mismo, en la zona se están desarrollando múltiples proyectos con algunas similitudes las cuales se describen más adelante, como excavaciones profundas y construcciones que superan los 10 niveles.

Uno de estos proyectos se encuentra ubicado entre Periférico y Av. Revolución (*Figura VI.6*), en el cual se realizó una excavación a cielo abierto con taludes contenidos a base de concreto lanzado y anclas. Una de las ventajas que tiene el proyecto es la ubicación ya que cuenta con dos vías de acceso por las avenidas antes mencionadas.



Figura VI.6 Obra con excavación profunda a cielo abierto.

También hay proyectos que se encuentran muy avanzados los cuales tendrán más de 10 niveles, por lo que, entran en el selecto grupo de construcciones de tales dimensiones que se ubican en la zona de nuestro predio.

VI.6.- SOLUCIÓN DE CIMENTACIÓN

Con la información que tenemos acerca de las características físicas que tendrá el edificio, el predio donde se construirá y la ubicación, la propuesta para la cimentación es un cajón con un peralte de 2.00 m, desplantado a 17 m de profundidad, respecto al nivel de banquetta.

Debido a que comparado con otro tipo de cimentaciones, este si proporciona la rigidez que necesita el edificio y tendrá una mejor interacción suelo-estructura. Además de que distribuirá las diferentes cargas provenientes de las torres este y oeste de manera uniforme en el estrato donde se desplantara.

El peralte propuesto para el cajón puede ser modificado en base a los resultados que arrojen los asentamientos producidos por la estructura, ya que, estos deben ser absorbidos por las contratraves, en caso contrario hacerlas tendrían que hacerse más rígidas.

V.7.- PROCESO DE EXCAVACIÓN

La elección del proceso de excavación de este proyecto en particular resulta especial debido a los diversos factores a los que se deben enfrentar por las características físicas del predio.

De la gama de procedimientos que se utilizan actualmente destacamos 2, los cuales tienen una eficacia comprobada en situaciones similares a las que se presentan en el proyecto, estos son Sistema de anclaje y Niveles Gemelos, y serán brevemente descritos a continuación.

El sistema de anclaje es una solución de estabilización temporal de la excavación. Consiste en el uso de anclas, en suelo y roca, como elementos estructurales diseñados para transmitir esfuerzos de tensión a una zona fija fuera de la masa potencialmente inestable. Se emplean para estabilizar y soportar estructuras de tierra, naturales o artificiales, sometidas a fuerzas laterales o de levantamiento importante, con lo cual se restringe el desplazamiento y/o giro, (Figura VI.7).

Para su construcción se requiere conocer la profundidad de los drenajes cercanos, el diámetro de la tubería, su pendiente con la dirección del flujo, así como la profundidad de las probables instalaciones que se encuentren a poca distancia de la excavación, esto con el objetivo de evitar dañarlas al perforar las anclas.

El sistema de Niveles Gemelos es un sistema en el cual la primera losa que se construye es la del primer piso o sótano, y a partir de ella se inicia simultáneamente, la construcción rápida hacia arriba y lenta hacia abajo.

Dado que la construcción de la superestructura comenzara antes de tener la cimentación definitiva, se recurre a una cimentación provisional, la cual consta de apoyos profundos, los cuales pueden ser pilotes o pilas, (Figura VI.8).

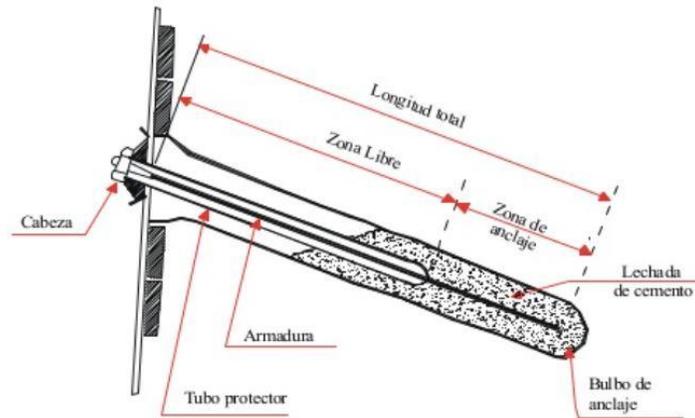


Figura VI.7 Detalle de un tirante anclado.

Cada proceso tiene sus ventajas y desventajas, que hacen que uno sea el más factible para aplicar a nuestro proyecto. El tener un predio pequeño complica cualquiera de las tres propuestas, sin embargo, la implementación de muro Milán se dificulta aún más debido a que estos suelen ser de orden de los 60 cm de espesor y aún terminando los muros de contención, el retirar todo el material para llegar a la profundidad de desplante provocaría más problemas que soluciones; por lo que, este procedimiento queda descartado.

El sistema de anclaje a diferencia del muro Milán, cuenta con la ventaja de que la excavación se realiza por etapas, así que el desalojar el material, será menos problemático tomando en cuenta que la única vía de acceso es Av. Revolución.

Por el contrario su desventaja consiste en el daño que podría ocasionar a instalaciones o estructuras subterráneas, si no se hace una correcta perforación.

El último de los procesos representa la mejor opción, a pesar de que Niveles Gemelos emplea una cimentación provisional, resuelve el problema de excavación al hacerlo por etapas al igual que el sistema de anclaje, con la diferencia que no se tienen que hacer perforaciones en las paredes de la excavación. Además permite tener un avance simultáneo en la construcción de la superestructura y la cimentación, acortando los tiempos de obra.

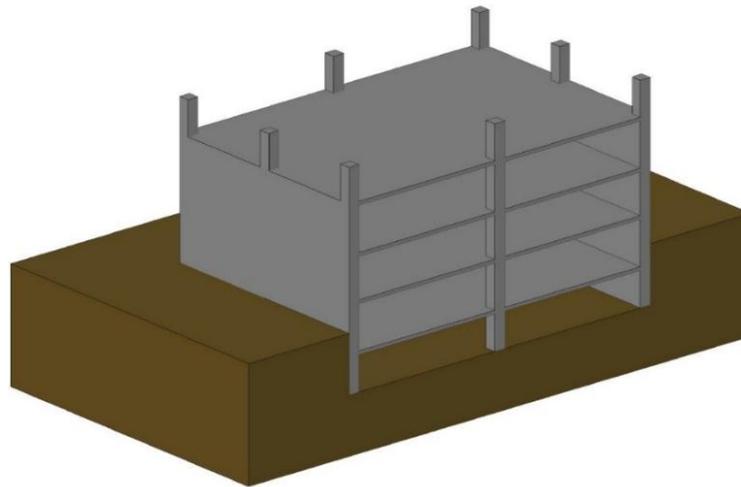


Figura VI.8 Proceso constructivo Niveles Gemelos.

VI.8.- CÁLCULO CAPACIDAD DE CARGA DEL CAJÓN DE CIMENTACIÓN

VI.8.1.- CONDICIONES ESTÁTICAS

Para el cálculo de la capacidad de carga del cajón de cimentación se hará una comparación de los resultados entre la fórmula que dictan las Normas Técnicas Complementarias para Cimentaciones, la fórmula de Terzaghi y la fórmula usada por el Dr. Leonardo Zeevaert, con el fin de analizar sus diferencias y definir cuál de ellas se apega a la realidad del proyecto.

VI.8.1.1.- NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA CIMENTACIÓN

Para obtener el valor de capacidad de carga por las NTC, consideramos que el edificio está en Zona I, y que la cimentación se apoyara en estratos “cementados frágiles”, por lo que se utilizara la siguiente formula aplicable a suelos puramente friccionantes.

$$q_d = \left[\bar{p}_v(N_q - 1) + \frac{\gamma B N_\gamma}{2} \right] F_R + P_v$$

Donde:

\bar{p}_v : Presión vertical efectiva a la profundidad de desplante.

N_q : Coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2(45 + \phi/2)$$

El coeficiente se multiplicara por: $1 + (B/L) \tan \phi$ para cimientos rectangulares y por: $1 + \tan \phi$ para cimientos circulares y cuadrados.

γ : Peso volumétrico del suelo.

B : Ancho de la cimentación.

N_γ : Coeficiente de capacidad de carga dado por:

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

El coeficiente se multiplicara por: $1 - 0.4 (B/L)$ para cimientos rectangulares y por: 0.6 para cimientos circulares y cuadrados.

F_R : Factor de resistencia.

p_v : Presión vertical total a la profundidad de desplante.

La capacidad de carga por las NTC es la siguiente:

DATOS			
<i>Ancho (B)</i>	<i>7.50 m</i>	ϕ	<i>36.00 °</i>
<i>Largo (L)</i>	<i>29.60 m</i>	F_R	<i>0.7</i>
<i>Desplante</i>	<i>17.00 m</i>	<i>NAF</i>	<i>S/N</i>

$$\bar{p}_v = p_v = 24.262 \text{ ton/m}^2$$

La Presión vertical efectiva y la presión vertical total son iguales debido a que no se encontró el NAF.

Estrato	Espesor m	γ ton/m ³	ΔP_v ton/m ²	$\Sigma \Delta P_v$ ton/m ²
A	4.800	1.530	7.344	7.344
B	3.600	1.800	6.480	13.824
C	4.200	1.350	5.670	19.494
D	2.400	1.400	3.360	22.854
E	0.800	1.760	1.408	24.262
$p_v =$				24.262

$$N_q = [e^{\pi \tan 36^\circ} \tan^2(45 + 36^\circ/2)] * \left[1 + \left(\frac{7.50 \text{ m}}{29.60 \text{ m}} \right) \tan 36^\circ \right] = 44.70$$

$$N_\gamma = [2(44.70 + 1) \tan 36^\circ] * \left[1 - 0.4 \left(\frac{7.50 \text{ m}}{29.60 \text{ m}} \right) \right] = 59.70$$

Capacidad de carga

$$q_d = \left[24.262 \text{ ton/m}^2(44.70 - 1) + \frac{(1.76 \text{ ton/m}^3)(7.50 \text{ m})(59.70)}{2} \right] 0.70 + 24.262 \text{ ton/m}^2$$

$$\mathbf{q_d = 1042.19 \text{ ton/m}^2}$$

VI.8.1.2.- TEORIA DE TERZAGHI

Para el cálculo de la capacidad de carga con la teoría de Terzaghi implementa la siguiente fórmula:

$$q_d = cN_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

Donde:

c : Cohesión del suelo.

N_c, N_q, N_γ : Coeficientes de capacidad de carga.

D_f : Profundidad de desplante.

γ : Peso volumétrico del suelo.

B : Ancho de la cimentación.

La capacidad de carga es la siguiente:

DATOS			
<i>Ancho (B)</i>	<i>7.50 m</i>	ϕ	<i>36.00 °</i>
<i>Largo (L)</i>	<i>29.60 m</i>	c	<i>8.8 ton/m²</i>
<i>Desplante</i>	<i>17.00 m</i>	<i>NAF</i>	<i>S/N</i>

$$N_c = 60.0$$

$$N_q = 45.0$$

$$N_\gamma = 45.0$$

Capacidad de carga

$$q_d = (8.8 \text{ ton/m}^2)(60.0) + (1.76 \text{ ton/m}^3)(17.0 \text{ m})(45.0) + \frac{1}{2}(1.76 \text{ ton/m}^3)(7.50 \text{ m})(45.0)$$

$$q_d = 2171.40 \text{ ton/m}^2$$

VI.8.1.3.- TEORIA DEL DR. LEONARDO ZEEVAERT

Ahora describiremos cual es la fórmula que utiliza el Dr. Leonardo Zeevaert para calcular la capacidad de carga del suelo y que se deriva de la deducida por Terzaghi.

$$q_d = \left(\frac{1}{F_s}\right) [\alpha_1 c N_c + \alpha'_1 \sigma_z N_q + \alpha_2 \gamma B N_\gamma] (D_r + 0.1)$$

Donde:

F_s : Factor de seguridad.

$\alpha_1, \alpha'_1, \alpha_2$: Factores de forma dados por la siguiente tabla:

Tipo de Cimentación	Ancho	α_1	α'_1	α_2
Continua	2B	1.0	1.0	1.0
Cuadrada y Circular	2B	1.3 - 1.2	1.2	0.8 - 0.6

c : Cohesión del suelo.

N_c, N_q, N_γ : Coeficientes de capacidad de carga.

σ_z : Esfuerzo efectivo al nivel de apoyo de la cimentación.

γ : Peso volumétrico del suelo.

B : Semi-ancho de la cimentación.

D_r : Densidad relativa del suelo.

La capacidad de carga por Zeevaert es la siguiente:

DATOS			
<i>Ancho (B)</i>	<i>7.50 m</i>	ϕ	<i>36.00 °</i>
<i>Largo (L)</i>	<i>29.60 m</i>	c	<i>8.8 ton/m²</i>
<i>Desplante</i>	<i>17.00 m</i>	F_s	<i>3.0</i>
D_r	<i>0.65</i>	NAF	<i>S/N</i>

$$\sigma_z = 24.262 \text{ ton/m}^2$$

Estrato	Espesor m	γ ton/m ³	ΔPv ton/m ²	$\Sigma \Delta Pv$ ton/m ²
A	4.800	1.530	7.344	7.344
B	3.600	1.800	6.480	13.824
C	4.200	1.350	5.670	19.494
D	2.400	1.400	3.360	22.854
E	0.800	1.760	1.408	24.262
$\sigma_z =$				24.262

$$\alpha_1 = 1.0$$

$$\alpha'_1 = 1.0$$

$$\alpha_2 = 1.0$$

$$N_c = 64.0$$

$$N_q = 50.0$$

$$N_\gamma = 55.0$$

Capacidad de carga

$$q_d = \left(\frac{1}{3}\right) \left[(1) \left(8.8 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}\right) (64.0) + (1) \left(24.26 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}\right) (50.0) + (1) \left(1.76 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}\right) (7.50 \text{ m}) (55.0) \right] (0.65 + 0.1)$$

$$q_d = 625.58 \text{ ton/m}^2$$

VI.8.1.4.- REVISIÓN DEL ESTADO LIMITE DE FALLA

Para la revisión del estado límite de falla se tomara en cuenta la capacidad de carga de 625.58 ton/m², debido a que comparado con la capacidad de carga resultado de las Normas Técnicas Complementarias para Cimentación de 1055.08 ton/m² y la dada por la Teoría de Terzaghi que es de 2171.40 ton/m², si se llegan a presentar las situaciones más desfavorables, se tiene un mayor rango de confianza que el que nos proporciona este último.

El peso que transmitirá la estructura es el siguiente:

$$W_E = (21 \text{ niveles}) (1.0 \text{ ton/m}^2 * \text{nivel}) (222 \text{ m}^2) = 4662.00 \text{ ton}$$

Por lo que tendremos

$$\frac{(4662.00 \text{ ton}) * 1.4}{222.0 \text{ m}^2} < 625.58 \text{ ton/m}^2$$

$$29.40 \text{ ton/m}^2 < 625.58 \text{ ton/m}^2$$

El subsuelo donde se desplantara el edificio cumple con lo estipulado en las NTC y en la (Figura VI.9) se puede observar cómo es que se desarrolla el mecanismo de falla de este cajón de cimentación en particular y que se basa en lo propuesto por Terzaghi.

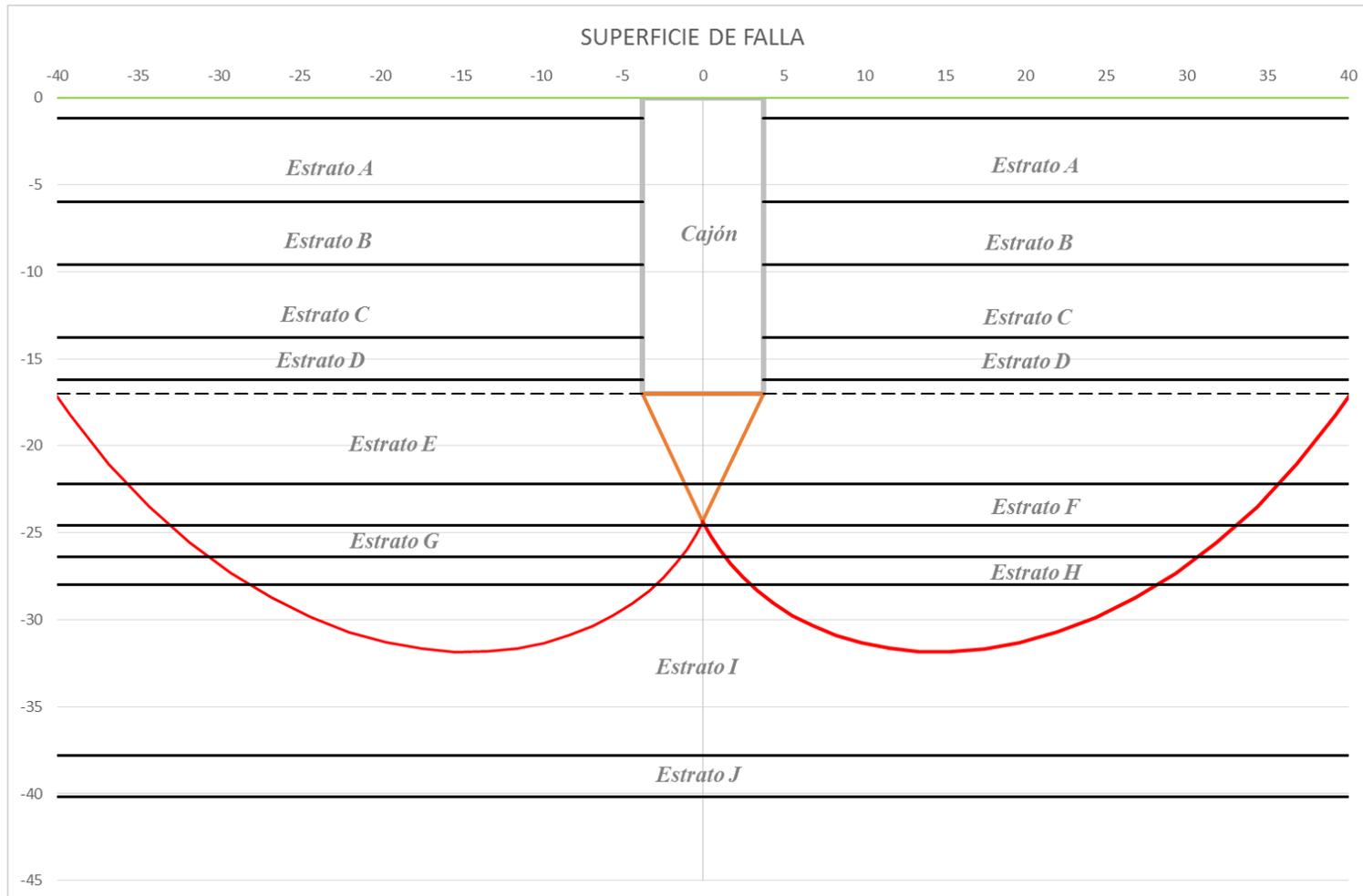


Figura VI.9 Superficie de falla producida por el cajón de cimentación.

VI.8.2.- CONDICIONES DINÁMICAS

Para obtener el valor de capacidad de carga dinámica se usa la siguiente fórmula:

$$q_d = F_R A_R q_1 \left[1 - \frac{0.12 f_c a_0 b \gamma}{F_R c g} \right]$$

Donde:

F_R : Factor de resistencia.

A_R : Área reducida del cajón para tomar en cuenta el momento de volteo.

$$A_R = (B - 2e)L$$

$$e = M_s / W_{CD}$$

La excentricidad resulta de dividir el momento de volteo debido al sismo con la siguiente formula $M_s = [2/3 H_T][0.8][W_{CD}][C_{sis}/Q]$ y el peso total instantáneo de la estructura.

q_1 : Capacidad de carga neta del suelo de apoyo.

$$q_1 = c N_c$$

f_c : Factor de carga

a_0 : Aceleración horizontal máxima del terreno.

$$a_0 = \frac{C_{sis} g}{Q}$$

b : Valor mínimo que resulta de los siguientes tres valores.

$$a) B_R = B - 2e; b) 1.2h; c) 20 m$$

h : es la profundidad desde el nivel de desplante del cajón hasta la capa dura más próxima.

γ : Peso volumétrico medio del suelo a partir del nivel de desplante y hasta una profundidad B debajo de él.

c : Cohesión media del suelo a partir del nivel de desplante y hasta el estrato resistente más próximo.

g : Valor de la gravedad.

Las combinaciones de acciones que actúan sobre el suelo del predio que se utilizaran en condiciones dinámicas deben ser un 95 % del total de la carga de la estructura. Por lo que, el valor de dicha carga es el siguiente:

$$W_E = (21 \text{ niveles})(1.0 \text{ ton/m}^2 * \text{nivel})(222 \text{ m}^2) = 4662.00 \text{ ton} * 95\%$$

$$W_{CD} = 4428.90 \text{ ton}$$

La capacidad de carga dinámica para nuestro proyecto es el siguiente:

DATOS			
<i>Ancho (B)</i>	<i>7.50 m</i>	C_{sis}	<i>0.12</i>
<i>Largo (L)</i>	<i>29.60 m</i>	c	<i>8.8 ton/m²</i>
<i>Desplante</i>	<i>17.00 m</i>	F_R	<i>0.7</i>
Q	<i>2</i>	H_T	<i>62 m</i>
f_c	<i>1.1</i>	γ	<i>1.76 ton/m³</i>

$$A_R = [7.50 \text{ m} - 2 * 1.984] * 29.60 \text{ m} = 104.55 \text{ m}^2$$

$$e = \frac{(2/3 * 62 \text{ m})(0.8)(4428.90 \text{ ton})(0.12/2)}{4428.90 \text{ ton}} = 1.984 \text{ m}$$

$$q_1 = 8.8 \text{ ton/m}^2 * 8.41 = 73.73 \text{ ton/m}^2$$

$$N_c = 5.14 \left[1 + 0.25 \frac{17 \text{ m}}{7.5 \text{ m}} + 0.25 \frac{7.5 \text{ m}}{29.60 \text{ m}} \right] = 8.38$$

$$a_o = \frac{0.12 * 9.81 \text{ m/s}^2}{2} = 0.589 \text{ m/s}^2$$

$$b = [7.50 \text{ m} - 2 * 1.984] = 3.53 \text{ m}$$

$$\gamma = 1.76 \text{ ton/m}^3$$

Capacidad de carga

$$q_d = 0.7 * 104.55 \text{ m}^2 * 73.73 \text{ ton/m}^2 \left[1 - \frac{0.12 * 1.1 * 0.589 \text{ m/s}^2 * 3.53 \text{ m} * 1.76 \text{ ton/m}^3}{0.7 * 8.8 \text{ ton/m}^2 * 9.81 \text{ m/s}^2} \right]$$

$$q_d = 5352.56 \text{ ton}$$

VI.8.2.1.- REVISIÓN DEL ESTADO LIMITE DE FALLA

El estado límite de falla se cumplirá al tener un valor dado por la formula $W_{CD}f_c - W_s$, donde: W_{CD} representa en valor de las cargas dinámicas; f_c el factor de carga y W_s el peso del suelo desalojado por la construcción de la cimentación. El valor obtenido debe ser menor que la capacidad de carga dinámica.

$$[4428.90 \text{ ton} * 1.1] - 4840.27 \text{ ton} < 5352.56 \text{ ton}$$

$$31.52 \text{ ton} < 5352.56 \text{ ton}$$

De acuerdo al resultado obtenido el subsuelo tiene capacidad suficiente para soportar las cargas que el edificio desarrolle durante un sismo.

VI.9.- CÁLCULO CAPACIDAD DE CARGA PILOTES

Conociendo las características generales de cómo funciona el sistema de Niveles Gemelos, el cual fue elegido como el método más favorable, para realizar la excavación del proyecto, sera necesario hacer una revisión en la cimentación provisional a base de pilotes de 0.40 m que se implementara.

VI.9.1.- CONDICIONES ESTATICAS

Igualmente que lo realizado en la cimentación definitiva tendremos una comparación entre la fórmula que dictan las Normas Técnicas Complementarias y la formula usada por el Dr. Leonardo Zeevaert, con el fin de analizar cuál de ellas es la más conveniente para el proyecto.

VI.9.1.1.- NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA CIMENTACIÓN

Las NTC implementan la siguiente formula solo para suelos friccionantes:

$$C_p = [\bar{p}_v N_q^* F_R + P_v] A_p$$

Donde:

\bar{p}_v : Es la presión vertical efectiva a la profundidad de desplante.

N_q^* : Es el coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_q^* = N_{min} + L_e \frac{N_{máx} - N_{min}}{4B \tan(45^\circ + \phi/2)}$$

Quando $L_e/B \leq 4 \tan(45^\circ + \phi/2)$.

$$N_q^* = N_{máx}$$

Quando $L_e/B > 4 \tan(45^\circ + \phi/2)$.

Valor de $N_{máx}$ y N_{min} para el calculo de N_q^*						
ϕ	20°	25°	30°	35°	40°	45°
$N_{máx}$	12.5	26	55	132	350	1000
N_{min}	7	11.5	20	39	78	130

L_e : Longitud del pilote empotrado en el estrato resistente.

B : Es el diámetro equivalente de los pilotes.

ϕ : Ángulo de fricción interna.

F_R : Factor de resistencia.

p_v : Es la presión vertical total debida al peso del suelo a la profundidad de desplante.

A_p : Área transversal de la base de la pila o pilote.

La capacidad de carga por las NTC es la siguiente:

DATOS			
<i>Desplante</i>	<i>19.00 m</i>	ϕ	<i>36.00 °</i>
<i>NAF</i>	<i>S/N</i>	F_R	<i>0.35</i>

$$\bar{p}_v = p_v = 27.782 \text{ ton/m}^2$$

La Presión vertical efectiva y la presión vertical total son iguales debido a que no se encontró el NAF.

Estrato	Espesor m	γ ton/m ³	ΔP_v ton/m ²	$\Sigma \Delta P_v$ ton/m ²
A	4.800	1.530	7.344	7.344
B	3.600	1.800	6.480	13.824
C	4.200	1.350	5.670	19.494
D	2.400	1.400	3.360	22.854
E	2.800	1.760	4.928	27.782
				$p_v =$
				27.782

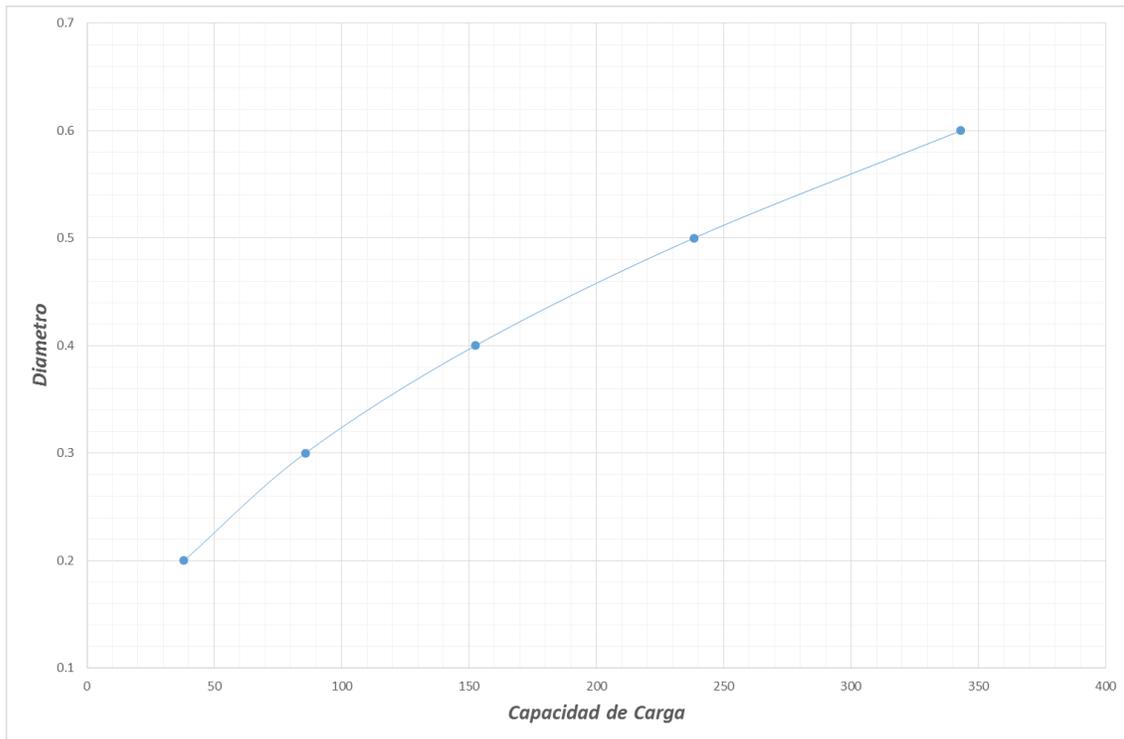
$$N_q^* = 39 + 2.80 \text{ m} \frac{132 - 39}{4(0.40 \text{ m}) \tan(45^\circ + 36/2)} = 121.93$$

Para usar esa fórmula de N_q^* se debió cumplir la siguiente condición:

$$2.8 \text{ m}/0.4 \text{ m} \leq 4 \tan(45^\circ + 36/2) \rightarrow 7 \leq 7.85$$

Capacidad de carga

Diámetro Pilote m	C_p ton/m ²
0.20	38.12
0.30	85.77
0.40	152.48
0.50	238.25
0.60	343.08



VI.9.1.2.- TEORIA DE TERZAGHI

Para el cálculo de la capacidad de carga con la teoría de Terzaghi implementa la siguiente formula:

$$q_d = \left[cN_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma D N_\gamma \right] A_p$$

Donde:

c : Cohesión del suelo.

N_c, N_q, N_γ : Coeficientes de capacidad de carga.

D_f : Profundidad de desplante.

γ : Peso volumétrico del suelo.

D : Diámetro de la cimentación.

A_p : Área transversal de la base de la pila o pilote.

La capacidad de carga es la siguiente:

DATOS			
<i>Desplante</i>	<i>19.00 m</i>	ϕ	<i>36.00 °</i>
<i>NAF</i>	<i>S/N</i>	<i>c</i>	<i>8.8 ton/m²</i>

$$\gamma D_f = 27.782 \text{ ton/m}^2$$

Estrato	Espesor m	γ ton/m ³	ΔP_v ton/m ²	$\Sigma \Delta P_v$ ton/m ²
A	4.800	1.530	7.344	7.344
B	3.600	1.800	6.480	13.824
C	4.200	1.350	5.670	19.494
D	2.400	1.400	3.360	22.854
E	2.800	1.760	4.928	27.782
$\sigma_z =$				27.782

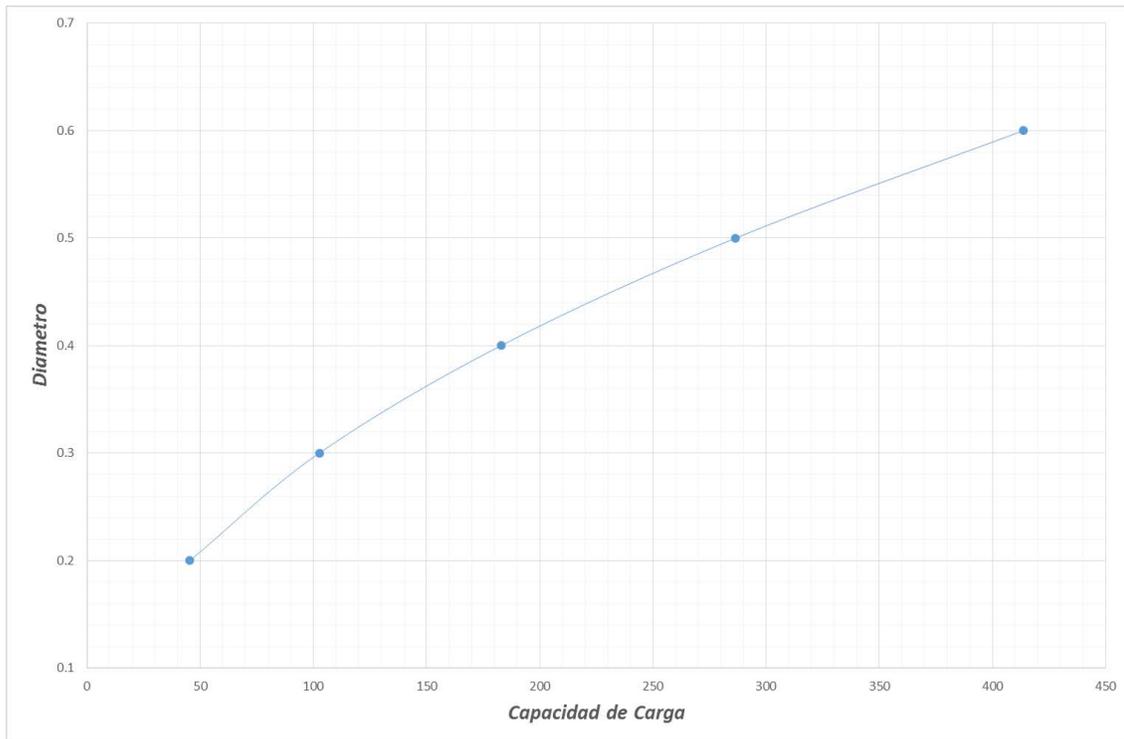
$$N_c = 50.0$$

$$N_q = 36.0$$

$$N_\gamma = 42.5$$

Capacidad de carga

Diámetro Pilote m	q_d ton/m ²
0.20	45.48
0.30	102.59
0.40	182.85
0.50	286.44
0.60	413.54



VI.9.1.3.- TEORIA DEL DR. LEONARDO ZEEVAERT

La fórmula del Dr. Leonardo Zeevaert usada y que se deriva de la propuesta por Terzaghi es la siguiente:

$$q_d = \left(\frac{\alpha_1}{F_s} \right) [cN_c + \sigma_z N_q] (D_r + 0.1) A_p$$

Donde:

F_s : Factor de seguridad.

α_1 : Factor de forma dado por la siguiente tabla:

Tipo	Ancho	α_1
Continuo	2B	1.0
Cuadrado y Circular	2B	1.3 - 1.2

c : Cohesión del suelo.

N_c, N_q : Son coeficientes de capacidad de carga.

σ_z : Esfuerzo efectivo al nivel de apoyo de la cimentación.

D_r : Densidad relativa del suelo.

A_p : Área transversal de la base de la pila o pilote.

La capacidad de carga por Zeevaert es la siguiente:

DATOS			
<i>Diámetro</i>	<i>0.40 m</i>	ϕ	<i>36.00 °</i>
<i>Área</i>	<i>0.13 m²</i>	c	<i>8.8 ton/m²</i>
<i>Desplante</i>	<i>17.00 m</i>	F_S	<i>3.0</i>
D_r	<i>0.65</i>	NAF	<i>S/N</i>

$$\sigma_z = 27.782 \text{ ton/m}^2$$

Estrato	Espesor m	γ ton/m ³	ΔPv ton/m ²	$\Sigma \Delta Pv$ ton/m ²
A	4.800	1.530	7.344	7.344
B	3.600	1.800	6.480	13.824
C	4.200	1.350	5.670	19.494
D	2.400	1.400	3.360	22.854
E	2.800	1.760	4.928	27.782
$\sigma_z =$				27.782

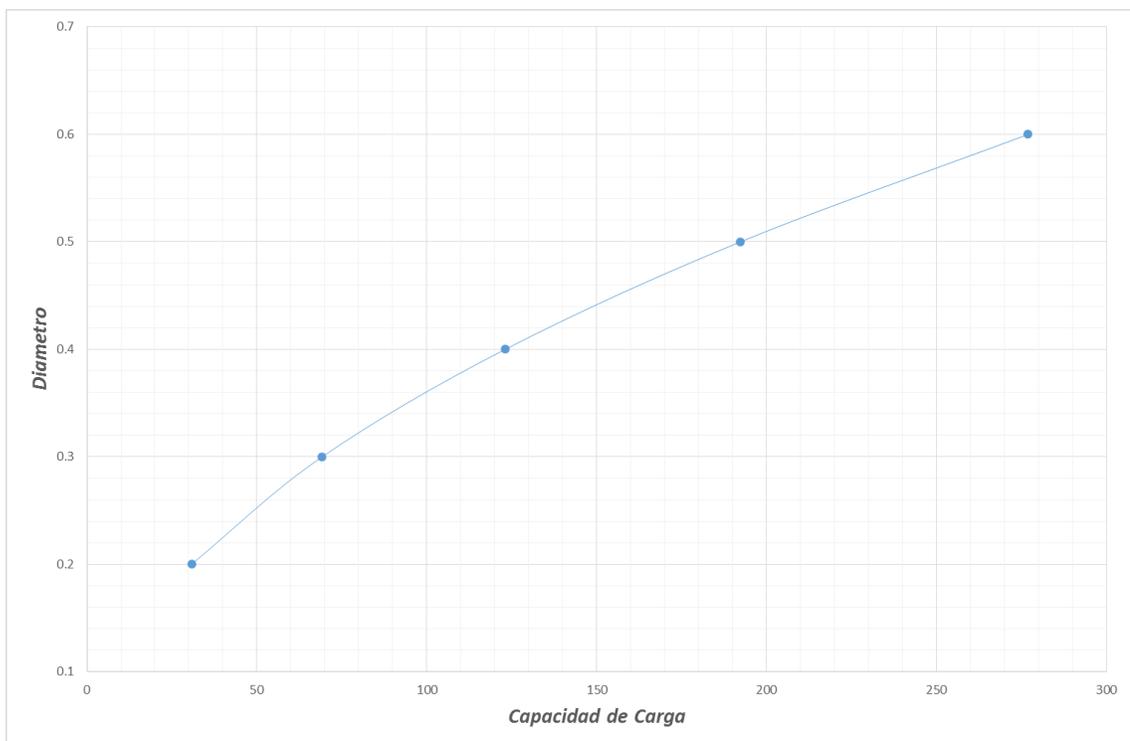
$$\alpha_1 = 1.2$$

$$N_c = 150.0$$

$$N_q = 70.0$$

Capacidad de carga

Diámetro Pilote m	q_d ton/m ²
0.20	30.77
0.30	69.23
0.40	123.08
0.50	192.31
0.60	276.93



VI.9.1.4.- REVISIÓN DEL ESTADO LIMITE DE FALLA

Para la revisión del estado límite de falla se tomara en cuenta la capacidad de carga deducida con la fórmula del Dr. Leonardo Zeevaert, ya que comparado con las Normas Técnicas Complementarias para Cimentación y la Teoría de Terzaghi, nos arroja que es la más idónea a utilizar en el proyecto.

Si se llegan a presentar las situaciones más desfavorables, se tiene un mayor rango de confianza que el que nos proporciona este último. Las dimensiones que se tomaran en cuenta para la revisión serán de 0.4 m de diámetro para cada pilote.

El peso que transmitirá la estructura es el siguiente:

$$W_E = (15 \text{ niveles})(0.6 \text{ ton/m}^2 * \text{nivel})(222 \text{ m}^2) = 1998.00 \text{ ton}$$

Por lo que tendremos

$$\frac{(1998.00 \text{ ton}) * 1.4}{222.0 \text{ m}^2} < 123.08 \text{ ton/m}^2$$

$$\mathbf{12.60 \text{ ton/m}^2 < 123.08 \text{ ton/m}^2}$$

Se cumple con lo estipulado en las NTC y en la *Figura VI.10* se observa el desarrollo del mecanismo de falla del pilote.

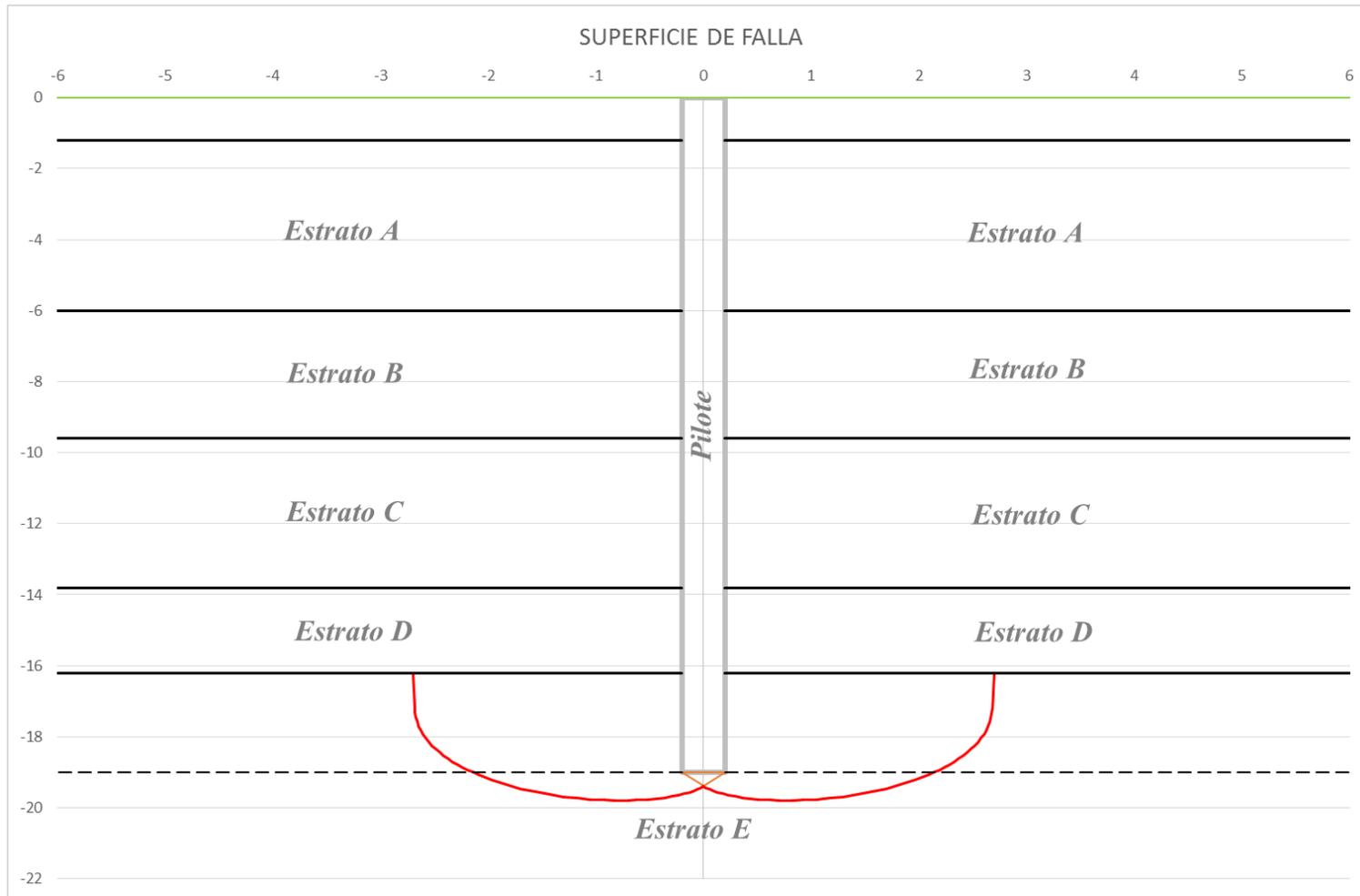


Figura VI.10 Superficie de falla producida por un pilote.

VI.9.2.- CONDICIONES DINÁMICAS

Para obtener el valor de capacidad de carga dinámica se usa la siguiente fórmula:

$$q_d = F_R A_R q_1 \left[1 - \frac{0.12 f_c a_0 b \gamma}{F_R c g} \right]$$

Donde:

F_R : Factor de resistencia.

A_R : Área reducida del cajón para tomar en cuenta el momento de volteo.

$$A_R = (B - 2e)L$$

$$e = M_s / W_{CD}$$

La excentricidad resulta de dividir el momento de volteo debido al sismo con la siguiente formula $M_s = [2/3 H_T][0.8][W_{CD}][C_{sis}/Q]$ y el peso total instantáneo de la estructura.

q_1 : Capacidad de carga neta del suelo de apoyo.

$$q_1 = c N_c$$

f_c : Factor de carga

a_0 : Aceleración horizontal máxima del terreno.

$$a_0 = \frac{C_{sis} g}{Q}$$

b : Valor mínimo que resulta de los siguientes tres valores.

$$a) B_R = B - 2e; b) 1.2h; c) 20 m$$

h : es la profundidad desde el nivel de desplante del cajón hasta la capa dura más próxima.

γ : Peso volumétrico medio del suelo a partir del nivel de desplante y hasta una profundidad B debajo de él.

c : Cohesión media del suelo a partir del nivel de desplante y hasta el estrato resistente más próximo.

g : Valor de la gravedad.

Las combinaciones de acciones que actúan sobre el suelo del predio que se utilizaran en condiciones dinámicas deben ser un 95 % del total de la carga de la estructura. Por lo que, el valor de dicha carga es el siguiente:

$$W_E = (15 \text{ niveles})(0.6 \text{ ton/m}^2 * \text{nivel})(222 \text{ m}^2) = 1998.00 \text{ ton} * 95\%$$

$$W_{CD} = 1898.10 \text{ ton}$$

La capacidad de carga dinámica para nuestro proyecto es el siguiente:

DATOS			
<i>Ancho (B)</i>	<i>7.50 m</i>	C_{sis}	<i>0.12</i>
<i>Largo (L)</i>	<i>29.60 m</i>	c	<i>8.8 ton/m²</i>
<i>Desplante</i>	<i>19.00 m</i>	F_R	<i>0.7</i>
Q	<i>2</i>	H_T	<i>64 m</i>
f_c	<i>1.1</i>	γ	<i>1.76 ton/m³</i>

$$A_R = [7.50 \text{ m} - 2 * 2.048] * 29.60 \text{ m} = 100.76 \text{ m}^2$$

$$e = \frac{(2/3 * 64 \text{ m})(0.8)(1898.10 \text{ ton})(0.12/2)}{1898.10 \text{ ton}} = 2.048 \text{ m}$$

$$q_1 = 8.8 \text{ ton/m}^2 * 8.72 = 76.74 \text{ ton/m}^2$$

$$N_c = 5.14 \left[1 + 0.25 \frac{19 \text{ m}}{7.5 \text{ m}} + 0.25 \frac{7.5 \text{ m}}{29.60 \text{ m}} \right] = 8.72$$

$$a_o = \frac{0.12 * 9.81 \text{ m/s}^2}{2} = 0.589 \text{ m/s}^2$$

$$b = [7.50 \text{ m} - 2 * 2.048] = 3.40 \text{ m}$$

$$\gamma = 1.76 \text{ ton/m}^3$$

Capacidad de carga

$$q_d = 0.7 * 100.76 \text{ m}^2 * 76.74 \text{ ton/m}^2 \left[1 - \frac{0.12 * 1.1 * 0.589 \text{ m/s}^2 * 3.40 \text{ m} * 1.76 \text{ ton/m}^3}{0.7 * 8.8 \text{ ton/m}^2 * 9.81 \text{ m/s}^2} \right]$$

$$q_d = 5371.14 \text{ ton/m}^2$$

VI.9.2.1.- REVISIÓN DEL ESTADO LIMITE DE FALLA

El estado límite de falla se cumplirá al tener un valor dado por la formula $W_{CD}f_c$, donde: W_{CD} representa en valor de las cargas dinámicas y f_c el factor de carga. El valor obtenido debe ser menor que la capacidad de carga dinámica.

$$[1898.10 \text{ ton} * 1.1] < 5371.14 \text{ ton}$$

$$2087.91 \text{ ton} < 5371.14 \text{ ton}$$

De acuerdo al resultado obtenido el subsuelo tiene capacidad suficiente para soportar las cargas que el edificio desarrolle durante un sismo.

VI.10.- CÁLCULO ASENTAMIENTOS DEL CAJÓN DE CIMENTACIÓN

Para el cálculo de los asentamientos en el cajón de cimentación se implementara la fórmula del Dr. Leonardo Zeevaert, la cual nos brindara resultados muy apegados a la realidad del proyecto. La localización de los asentamientos será al centro del predio, en la esquina y en la parte lateral colindante con las viviendas. Además la profundidad de influencia de la carga se tomara a 2.5 veces el ancho de la cimentación.

VI.10.2.- TEORIA DEL DR. LEONARDO ZEEVAERT

La fórmula propuesta por el Dr. Zeevaert es la siguiente:

$$\sum \Delta\delta_s = \sum \frac{1}{2} (I_i + I_{i+1}) (m_{vi}) \frac{1}{2} (\Delta\sigma_i + \Delta\sigma_{i+1}) \Delta Z_i$$

Donde:

$\sum \Delta \delta_s$: Asentamiento total.

I_i : Influencia de la cimentación.

$$I_i = \frac{1}{\pi} \left[\alpha_o + \frac{1}{2} \text{sen } 2 \alpha_o \right] [\text{sen } \psi_1 - \text{sen } \psi_2]$$

$$\alpha_o = \tan^{-1} \frac{B}{\sqrt{x^2 + z^2}}$$

$$\psi_1 = \tan^{-1} \frac{x + \lambda/2}{z}$$

$$\psi_2 = \tan^{-1} \frac{x - \lambda/2}{z}$$

Donde:

α_o, ψ_1, ψ_2 : Coeficientes angulares.

B : Semi-largo de la cimentación.

x : Distancia horizontal desde el centro del área hasta el punto a calcular.

z : Profundidad a la que se desea conocer la influencia.

$\lambda/2$: Semi-ancho de la cimentación.

m_{vi} : Modulo de deformación del estrato.

$\Delta \sigma_i$: Esfuerzo efectivo que transmite la cimentación al apoyo superior del estrato i.

$\Delta \sigma_{i+1}$: Esfuerzo efectivo que transmite la cimentación a la frontera inferior del estrato i.

ΔZ_i : Espesor del estrato i que contribuye al asentamiento.

El asentamiento que se producirá al centro de la cimentación es el siguiente:

DATOS			
<i>Ancho (B)</i>	<i>7.50 m</i>	$\lambda/2$	<i>3.75 m</i>
<i>Largo (L)</i>	<i>29.90 m</i>	<i>B</i>	<i>14.8 m</i>
<i>w</i>	<i>2.1 kg/cm²</i>	<i>x</i>	<i>0 m</i>

Influencias:

Estrato	z	α_o	ψ_1	ψ_2	I
E	0	-	-	-	1
	5.20	1.23	0.62	-0.62	0.58
F	5.20	1.23	0.62	-0.62	0.58
	7.60	1.10	0.46	-0.46	0.42
G	7.60	1.10	0.46	-0.46	0.42
	9.40	1.00	0.38	-0.38	0.34
H	9.40	1.00	0.38	-0.38	0.34
	11.00	0.93	0.33	-0.33	0.29
I	11.00	0.93	0.33	-0.33	0.29
	20.80	0.62	0.18	-0.18	0.12

Asentamiento:

Estrato	I_i	I_{i+1}	σ_i	σ_{i+1}	ΔZ_i	m_{vi}	$\Delta \delta$
E	1	0.58	2.10	1.21	5.20	0.002	0.014
F	0.58	0.42	1.21	0.89	2.40	0.002	0.003
G	0.42	0.34	0.89	0.72	1.80	0.003	0.002
H	0.34	0.29	0.72	0.61	1.60	0.002	0.001
I	0.29	0.12	0.61	0.26	9.80	0.002	0.002

$$\Delta \delta_s = 0.020 \text{ cm}$$

El asentamiento que se producirá en la esquina es el siguiente:

DATOS			
<i>Ancho (B)</i>	<i>7.50 m</i>	$\lambda/2$	<i>3.75 m</i>
<i>Largo (L)</i>	<i>29.90 m</i>	<i>B</i>	<i>14.8 m</i>
<i>w</i>	<i>2.1 kg/cm²</i>	<i>x</i>	<i>0 m</i>

Influencias: El valor en este punto es de solamente un cuarto del producido al centro del área cargada.

Estrato	z	α_o	ψ_1	ψ_2	I
E	0	-	-	-	0.25
	5.20	1.23	0.62	-0.62	0.14
F	5.20	1.23	0.62	-0.62	0.14
	7.60	1.10	0.46	-0.46	0.11
G	7.60	1.10	0.46	-0.46	0.11
	9.40	1.00	0.38	-0.38	0.09
H	9.40	1.00	0.38	-0.38	0.09
	11.00	0.93	0.33	-0.33	0.07
I	11.00	0.93	0.33	-0.33	0.07
	20.80	0.62	0.18	-0.18	0.03

Asentamiento:

Estrato	I_i	I_{i+1}	σ_i	σ_{i+1}	ΔZ_i	m_{vi}	$\Delta\delta$
E	0.25	0.14	0.53	0.30	5.20	0.002	0.00085
F	0.14	0.11	0.30	0.22	2.40	0.002	0.00016
G	0.11	0.09	0.22	0.18	1.80	0.003	0.00010
H	0.09	0.07	0.18	0.15	1.60	0.002	0.00004
I	0.07	0.03	0.15	0.06	9.80	0.002	0.00011

$$\Delta\delta_s = 0.013 \text{ cm}$$

El asentamiento que se producirá en la parte lateral colindante a las viviendas vecinas es el siguiente

DATOS			
<i>Ancho (B)</i>	<i>7.50 m</i>	$\lambda/2$	<i>3.75 m</i>
<i>Largo (L)</i>	<i>29.90 m</i>	<i>B</i>	<i>14.8 m</i>
<i>w</i>	<i>2.1 kg/cm²</i>	<i>x</i>	<i>0 m</i>

Influencias: El valor en este punto es de la mitad del producido al centro del área cargada.

Estrato	z	α_o	ψ_1	ψ_2	I
E	0	-	-	-	0.50
	5.20	1.23	0.62	-0.62	0.29
F	5.20	1.23	0.62	-0.62	0.29
	7.60	1.10	0.46	-0.46	0.21
G	7.60	1.10	0.46	-0.46	0.21
	9.40	1.00	0.38	-0.38	0.17
H	9.40	1.00	0.38	-0.38	0.17
	11.00	0.93	0.33	-0.33	0.14
I	11.00	0.93	0.33	-0.33	0.14
	20.80	0.62	0.18	-0.18	0.06

Asentamiento:

Estrato	I_i	I_{i+1}	σ_i	σ_{i+1}	ΔZ_i	m_{vi}	$\Delta\delta$
E	0.50	0.29	1.05	0.60	5.20	0.002	0.0034
F	0.29	0.21	0.60	0.44	2.40	0.002	0.0006
G	0.21	0.17	0.44	0.36	1.80	0.003	0.0004
H	0.17	0.14	0.36	0.30	1.60	0.002	0.0002
I	0.14	0.06	0.30	0.13	9.80	0.002	0.0004

$$\Delta\delta_s = 0.005 \text{ cm}$$

VI.11.- CÁLCULO ASENTAMIENTOS DE LOS PILOTES

El asentamiento que se producirá en cada pilote de la cimentación será el resultado de utilizar la fórmula usada por el Dr. Leonardo Zeevaert. La localización del asentamiento será al centro del pilote. Al igual que en el cajón la influencia del cajón llegara a 2.5 veces su diámetro y en este caso los asentamientos serán a cada 20 cm.

VI.11.2.- TEORIA DEL DR. LEONARDO ZEEVAERT

La fórmula propuesta por el Dr. Zeevaert es la siguiente:

$$\delta_s = (2B)(1 - \nu^2)M_{ep}\Delta\sigma$$

Dónde:

δ_s : Asentamiento total.

B : Semi-ancho del pilote.

ν : Modulo de Poisson.

M_{ep} : Modulo de deformación elato-plástico.

$\Delta\sigma$: Incremento de esfuerzo que se transmite al suelo.

El asentamiento que se producirá al centro del pilote es el siguiente:

DATOS			
<i>Diámetro</i>	<i>40 cm</i>	<i>$\lambda/2$</i>	<i>25 cm</i>
<i>ν</i>	<i>0.25</i>	<i>B</i>	<i>25 cm</i>
<i>w</i>	<i>0.11 kg/cm²</i>	<i>M_{ep}</i>	<i>0.002 cm²/kg</i>

Influencias:

Estrato	z	α_o	ψ_1	ψ_2	l	$\Delta\sigma$	$\Delta\delta$
	0	-	-	-	1.00	0.11	0.008
	20	0.90	0.90	-0.90	0.69	0.076	0.008
E	40	0.56	0.56	-0.56	0.34	0.037	0.006
	60	0.39	0.39	-0.39	0.18	0.020	0.003
	80	0.30	0.30	-0.30	0.11	0.012	0.002
	100	0.24	0.24	-0.24	0.07	0.008	0.001

$$\Delta\delta_s = 0.027 \text{ cm}$$

VI.12.- CÁLCULO DEL LASTRE

Debido a que las dos torres de departamentos que forman el edificio no son simétricas estas producen una excentricidad que afecta a la estructura. Esta excentricidad se genera debido a que el centro de gravedad no coincide con el centro de cargas de la estructura y se da tanto en el eje x como en el eje y.

El centro de cargas está en función del número de niveles de la súper-estructura y la carga de cada una de ellos, además hay que incluir la carga de la sub-estructura. Tomando en cuenta todo lo anterior tenemos que el centro de cargas es el siguiente.

$$W_s = [6 \text{ niveles}][1 \text{ ton/m}^2 * \text{nivel}][222 \text{ m}^2] = 1332.00 \text{ ton}$$

$$W_{E1} = [15 \text{ niveles}][1 \text{ ton/m}^2 * \text{nivel}][78.23 \text{ m}^2] = 1173.45 \text{ ton}$$

$$W_{E2} = [15 \text{ niveles}][1 \text{ ton/m}^2 * \text{nivel}][71.1 \text{ m}^2] = 1066.50 \text{ ton}$$

$$\Sigma = 3571.95 \text{ ton}$$

Esta es la carga que se concentrara en el centro de cargas y su posición es la siguiente:

$$\bar{x} = \frac{[6.69 \text{ m}][1173.45 \text{ ton}] + [21.69 \text{ m}][1066.50 \text{ ton}] + [14.80 \text{ m}][1332.00 \text{ ton}]}{3571.95 \text{ ton}} = 14.26 \text{ m}$$

$$\bar{y} = \frac{[3.75 \text{ m}][1173.45 \text{ ton}] + [3.75 \text{ m}][1066.50 \text{ ton}] + [3.75 \text{ m}][1332.00 \text{ ton}]}{3571.95 \text{ ton}} = 3.75 \text{ m}$$

El centro de gravedad se tomara como lo indica la Figura VI.11 Por lo tanto las excentricidades son:

$$e_x = 14.8 \text{ m} - 14.26 \text{ m} = 0.54 \text{ m}$$

$$e_y = 3.75 \text{ m} - 3.75 \text{ m} = 0.00 \text{ m}$$

La mejor opción es colocar el lastre a lo largo de los 6 niveles de la sub-estructura, teniendo una gran ventaja comparada con la opción de colocarlo únicamente en el cajón de cimentación.

Partiremos del hecho de que al implementar el Sistema de Niveles Gemelos la excentricidad conforme avance la construcción de los dos edificios de la súper-estructura se incrementara, y si se plantea colocar el lastre hasta que tengamos construido el cajón de cimentación la estructura tendrá un cierto grado de inclinación el cual podemos disminuir si se coloca el lastre a lo largo de los 5 niveles de estacionamiento y el cajón.

La colocación es a razón de un lastre por cada 3 niveles de la súper-estructura que se construyan, así al llegar nivel 15 se colocara la última parte del lastre en el cajón de cimentación; esta solución se da con la idea de dar un equilibrio a toda la estructura.

Para el cálculo de la longitud del lastre se tiene los siguientes datos:

1. Excentricidad (e_x): 0.54 m
2. Ancho (L): 6.55 m
3. Peso Volumétrico del Concreto (γ_C): 2.2 ton/m³
4. Altura del lastre (h_L): 15.5 m
5. Distancia del CG al Lastre (d): 14.33 m
6. Peso total de la estructura (W_E): 3571.95 ton
7. Longitud del Lastre (L_x)

El peso del lastre es el siguiente

$$W_L = h_L L_x L \gamma_C = [15.5 \text{ m}][6.55 \text{ m}][2.2 \text{ ton/m}^3]L_x = 223.36 L_x$$

Se igualan los momentos que producen el Centro de Carga (CC) y el Lastre

$$M_{CC} = W_E e_x = [3571.95 \text{ ton}][0.54 \text{ m}] = 1928.85 \text{ ton} - m$$

$$M_L = W_L [d - L_x/2] = 223.36 L_x [14.33 \text{ m} - L_x/2] = 3200.75 L_x - 111.68 L_x^2$$

$$M_{CC} = M_L$$

$$-111.68 L_x^2 + 3200.75 L_x - 1928.85 = 0$$

$$L_x = 0.62 \text{ m}$$

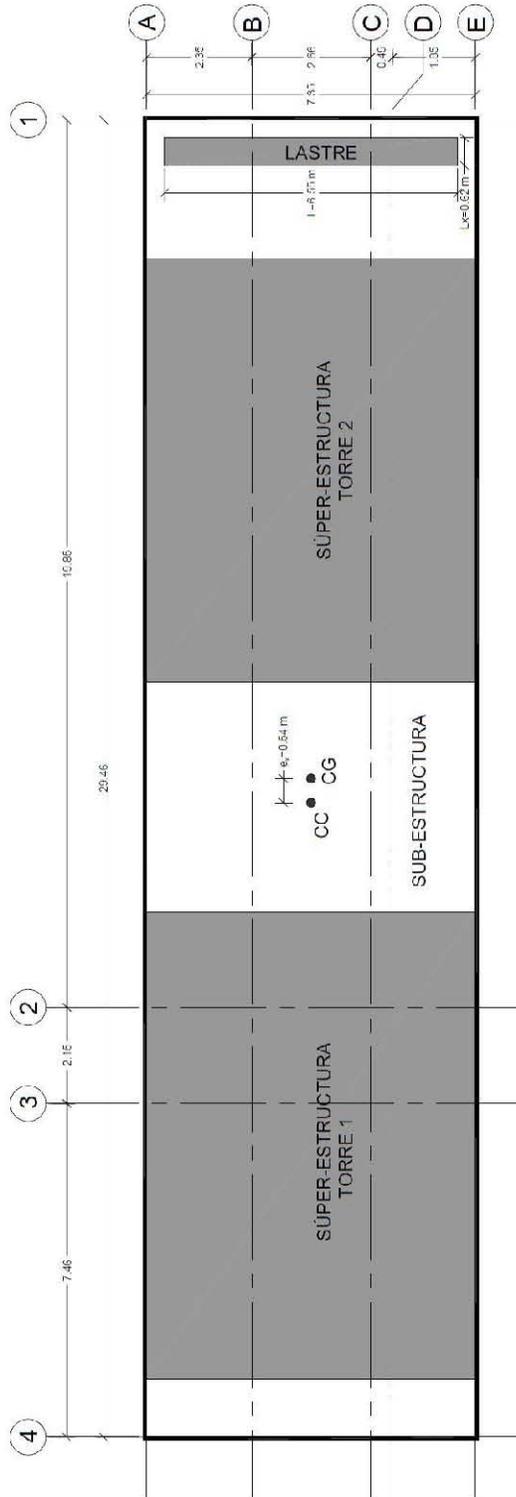


Figura VI.11 Localización del Centro de Gravedad (CG) del Centro de Cargas (CC) y del lastre.

VI.13.- CÁLCULO DE EMPUJES

Se componen de 4 empujes los cuales son: empuje debido al suelo, al sismo, a una sobrecarga y al agua. En este caso no se tendrán empujes debido al agua ya que durante los sondeos realizados en el predio no se encontró el nivel de agua freática. Las ecuaciones para el cálculo de los empujes antes mencionado son:

$$1. E_s = \gamma_1 H_1 k_0 + \gamma_2 H_2 k_0 + \gamma_3 H_3 k_0 + \gamma_4 H_4 k_0 + \gamma_5 H_5 k_0$$

Donde:

γ : Peso volumétrico del material.

H_1 : Espesor del estrato.

k_0 : Coeficiente de empuje de tierras.

➤ Corto plazo = 0.4

➤ Arenas = 0.5

➤ Largo plazo = 0.6

$$2. E_{sis} = \frac{W(C_{sis}/Q)}{H}$$

Donde:

W : Peso por metro lineal del material.

C_{sis} : Coeficiente sísmico.

Q : Factor de comportamiento sísmico.

H : Nivel de desplante.

$$3. E_{sc} = \sigma_z k_0$$

Donde:

σ_z : Esfuerzo a una profundidad z .

$$\sigma_z = W * I_z$$

k_0 : Coeficiente de empuje de tierras.

Los empujes son los siguientes:

1. Empuje debido al suelo.

➤ $k_0 = 0.6$

Estrato	Profundidad (m)	γ (ton/m ²)	Espesor (m)	$\gamma H k_0$	E_s
A	4.80	1.82	4.80	5.24	5.24
B	8.40	1.80	3.60	3.89	9.13
C	12.60	1.35	4.20	3.40	12.53
D	15.00	1.40	2.40	2.02	14.55
E	15.80	1.76	0.80	0.84	15.39

∴ El empuje debido al suelo al nivel de desplante es de **15.39 ton/m²**

2. Empuje debido al sismo.

$$E_{sis} = \frac{103.92 \text{ ton} (0.12/2)}{15.8 \text{ m} * 1 \text{ m}} = 0.39 \text{ ton/m}^2$$

$$W = \frac{(15.80 \text{ m})(8.12 \text{ m})}{2} (1 \text{ m})(1.62 \text{ ton/m}^3) = 103.92 \text{ ton}$$

$$\gamma_{prom} = \frac{(1.82 \text{ ton/m}^2 * 4.8 \text{ m}) + (1.80 \text{ ton/m}^2 * 3.6 \text{ m}) + (1.35 \text{ ton/m}^2 * 4.2 \text{ m}) + (1.40 \text{ ton/m}^2 * 2.4 \text{ m}) + (1.76 \text{ ton/m}^2)(0.8 \text{ m})}{15.8 \text{ m}}$$

$$= 1.62 \text{ ton/m}^3$$

$$\phi = 45 + 35.6^\circ/2 = 62.8^\circ$$

$$\phi_{prom} = \frac{(4.8 \text{ m} * 35^\circ) + (3.6 \text{ m} * 33^\circ) + (4.2 \text{ m} * 36.5^\circ) + (2.4 \text{ m} * 38^\circ) + (6.0 \text{ m} * 36^\circ)}{21.0 \text{ m}} = 35.6^\circ$$

$$L = \frac{15.8 \text{ m}}{\tan(62.8^\circ)} = 8.12 \text{ m}$$

∴ El empuje debido al sismo será constante y a cualquier profundidad será el mismo valor de **0.39 ton/m²**.

3. Empuje debido a la sobrecarga.

➤ $W = 26.64 \text{ ton/m}^2$

➤ $k_0 = 0.6$

Estrato	Profundidad (m)	Influencia	σ (ton/m ²)	E_{sc}
---	0	0.50	13.32	7.99
A	4.80	0.30	8.10	4.86
B	8.40	0.19	5.13	3.08
C	12.60	0.12	3.29	1.97
D	15.00	0.10	2.63	1.58
E	15.80	0.09	2.45	1.47

*∴ El empuje debido a la sobrecarga al nivel de desplante es de **1.47 ton/m²***

La siguiente tabla muestra la suma de los empujes a diferentes profundidades y al nivel de desplante de la cimentación.

Estrato	Profundidad (m)	E_s	E_{sis}	E_{sc}	E_T
---	0	0	0.39	7.99	8.38
A	4.80	5.24	0.39	4.86	10.49
B	8.40	9.13	0.39	3.08	12.60
C	12.60	12.53	0.39	1.97	14.89
D	15.00	14.55	0.39	1.58	16.52
E	15.80	15.39	0.39	1.47	17.25

La Figura VI.12 muestra la gráfica cómo se desarrollan cada uno de los empujes a través de los estratos.

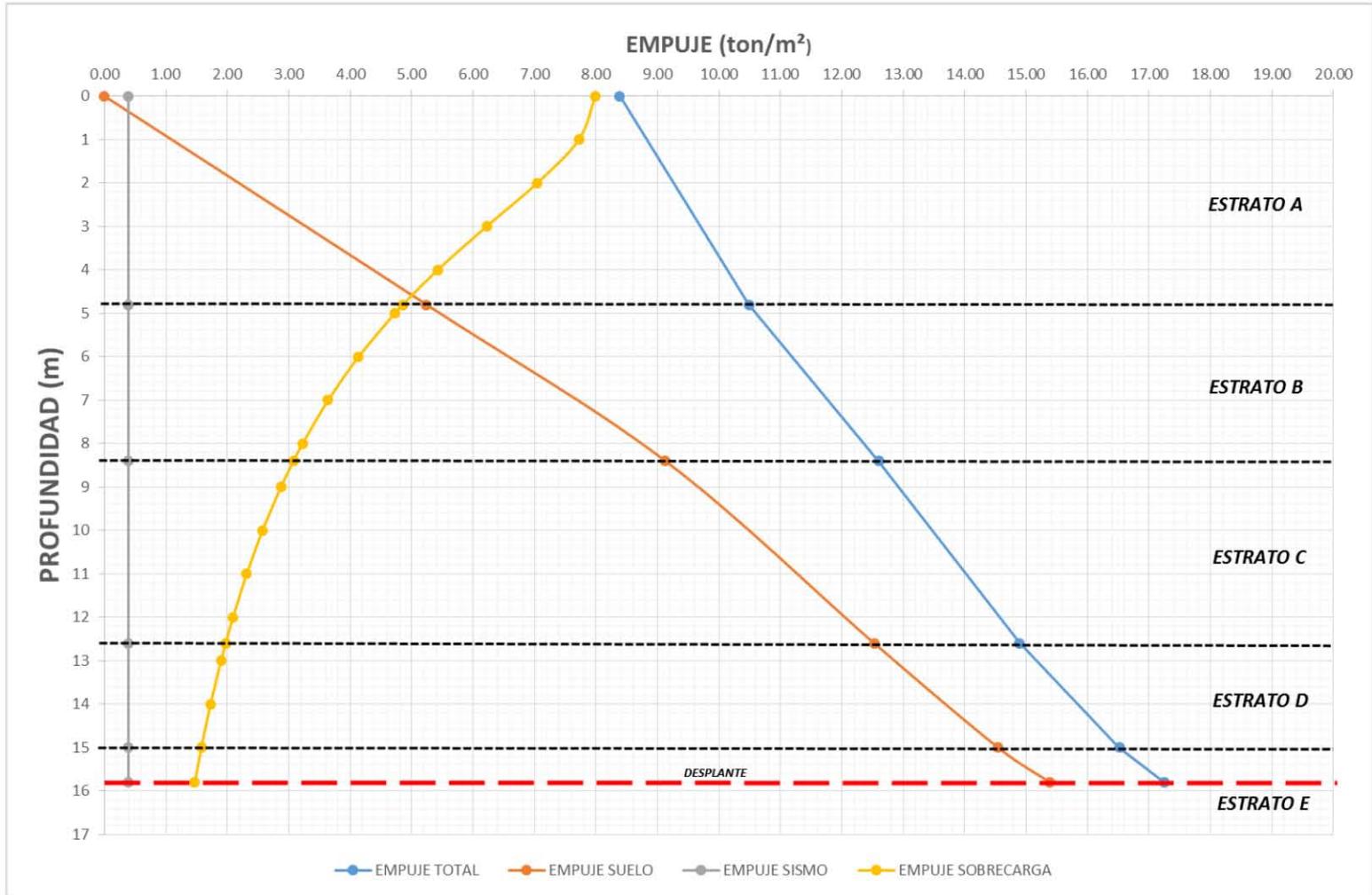


Figura VI.12 Gráfica de empujes.

**VII.- DESCRIPCIÓN DEL PROCESO DE
EXCAVACIÓN Y CONSTRUCTIVO POR
NIVELES GEMELOS**

VII.1.- DEFINICIÓN

El Sistema de Niveles Gemelos se basa en la idea de poder construir la superestructura sin tener que depender que la cimentación este totalmente terminada, reduciendo así los tiempos de ejecución de la obra.

La ejecución de esta idea plantea que se deben construir de forma rápida del nivel de banquetta hacia arriba y lenta del nivel de banquetta hacia abajo, con una razón de dos losas de la superestructura por una de la cimentación

A pesar de que la razón de dos losas por una no cambia por ningún motivo, será necesario analizar cada uno de los aspectos que definirán los diferentes procedimientos a utilizar en cada una de las etapas, tales como la estratigrafía o la condición del predio.

VII.2.- ANTECEDENTES

Durante el paso del tiempo las innovaciones han marcado el fin e inicio de nuevos procesos en la construcción. Sin duda alguna benefician a todas las partes involucradas, puesto que el objetivo principal de todo ingeniero es mejorar el entorno, ya sea resolviendo problemas, necesidades o aportando nuevas ideas.

En el año de 1978 nace el sistema denominado Niveles Gemelos, el cual fue implementado debido a los problemas de financiación y la situación económica del país en ese momento.

El proyecto consistía en tres sótanos para estacionamiento y una celda de cimentación que se usaría para cisterna de agua potable, la excavación llegaría a los 12.50 m respecto a nivel de banquetta y se localizaba en la zona de lago cerca de la zona de transición; el edificio ocupa una planta de 30 m de largo por 30 m de ancho y se ubicaba en la esquina de Rio Lerma y Rio Nilo, Colonia Cuauhtémoc, Ciudad de México.

Por una parte una de las necesidades era suprimir la obra tradicional de sostenimiento del suelo, debido a que ella consumiría el 50% del contrato total que abarcaba la construcción de los sótanos y celda de cimentación, es decir la subestructura, comprendida desde el desplate hasta el nivel de banqueteta.

La segunda necesidad era la de reducir el tiempo que se requería por métodos tradicionales para realizar la excavación y construcción de abajo hacia arriba, hasta tener completa la losa de la planta baja, ya que el tiempo excesivo que se requiere para este tipo de excavaciones, cuando se emplean otros procedimientos, anularía la oportunidad de conseguir un crédito blando para la terminación del edificio.

El objetivo con el novedoso proceso, fue construir cuanto antes la primera losa completa de la superestructura denominada planta baja (PB) y así poder iniciar en el mínimo tiempo la construcción hacia arriba del nivel de banqueteta del edificio completo, lo que permitiría a la constructora, recuperar parcialmente lo que se sabía que perdería en la subestructura por haberla contratado con un importe menor al presupuestado.

Dicha obra se llevó a cabo con éxito en lo referente a la subestructura, no de la misma manera en la superestructura, que demoró su inicio pues el proyecto se suspendió por cambio de propietario.

Pero lo más importante y rescatable de toda esa problemática que a partir de ese proyecto surge es el sistema de edificación Niveles Gemelos, que dio a conocer la posibilidad de construir simultáneamente hacia arriba y hacia abajo a partir de la primera losa terminada.

El Ingeniero José Marco Aguilar Moreno tuvo en mente implementar Niveles Gemelos en un proyecto más ambicioso, el Hotel México Plaza Holiday Inn, (Figura VI.1), así en el año de 1981 se iniciarían las obras del edificio que se ubica en la esquina de Paseo de la Reforma y la calle Rosales en la Ciudad de México.

A grandes rasgos el proyecto consistía en una torre central con 42 pisos, de los cuales 4 son niveles subterráneos, con una profundidad total de 14.5 m. el área total de construcción en la torre es de 40,000 m² y el total del proyecto 80,000 m², además de una altura del edificio de 147.0 m, suite presidencial, salones de recepción, conferencia, bares, alberca y su propio helipuerto.

Las primeras ideas para el proyecto no contemplaban el uso de Niveles Gemelos sino más bien un sistema tradicional de trinchera ademas, pero después se realizó un profundo análisis de costo-beneficio, y se concluyó que resultaba muy atractivo y conveniente terminarlo antes de lo esperado inicialmente, por lo que se optó por introducir el proceso de Niveles Gemelos y ahorrar 9 meses de trabajos.



VII. 1. Hotel México Plaza Holiday Inn

Aun con la planeación que se tenía el edificio se demoró varias años en terminarse debido a los acontecimientos como los terremotos de 1985 que dañaron parte de la estructura, no fue sino hasta el año de 1988 que se concluyeron las obras. En la actualidad, como se aprecia en la Figura VII.1, el edificio ya no es más un hotel y ahora alberga las oficinas del Servicio de Administración Tributaria (SAT)

Con el paso de los años el sistema de Niveles Gemelos cambio de nombre pero siempre bajo el mismo principio, el de construir simultáneamente la súper-estructura y la sub-estructura, ahora es conocido como Top-Down, aclarando que el nombre que solo define al proceso de construcción de la sub-estructura pero que por practicidad se refiere al mismo proceso que lleva a cabo Niveles Gemelos.

Aunque como veremos se puede implementar en casi cualquier tipo de suelo, en los últimos años se ha construido más sobre suelos blandos, la explicación es sencilla y es que los nuevos proyectos se buscan colocar en zona céntrica de la Ciudad de México tal es el caso de la Torre Mayor, la Torre BBVA-Bancomer o el hotel St. Regis; los cuales implementaron este sistema con resultados satisfactorios. No solo se construyen edificios también se usa en la construcción de estaciones subterráneas de Metro como en el caso de la Línea 12 de la Ciudad de México.

VII.3.- SOLUCIONES EN DIFERENTES TIPOS DE SUELOS

Al igual que los demás sistemas Niveles Gemelos requiere de un tipo de cimentación diferente para cada zona donde se planea construir en la Ciudad de México, a continuación describiremos brevemente en los aspectos a tener en cuenta para cada zona. La zona de lomerío es la menos compleja de la tres zona, esto debido a que el nivel freático se encuentra más profundidad y el tipo de suelo que lo compone tiene una capacidad de carga superior a la zona de lago o de transición, haciendo innecesario el uso de pilas o pilotes a menos que el proyecto los requiera como en el nuestro.

Y la construcción del muro estructural de contención se ve beneficiado tanto en tiempo como económicamente. Las complicaciones aumentan en la zona de transición, aquí ya no es suficiente con una cimentación superficial como zapatas y se recurre al uso de pilas, además es posible que se encuentre el nivel freático a una profundidad menor que en la zona de lomerío.

Dado a las condiciones se hace necesario el uso de ataguías y la extracción de agua de la excavación para tener mayores condiciones de seguridad. La construcción del muro estructural de contención también se verá beneficiado o perjudicado por el nivel freático. Por eso que un estudio de Mecánica de Suelos es tan indispensable en cada proyecto.

Debido al problema de pérdida de humedad en el subsuelo ocasionado por la extracción de agua para las necesidades de la población en la zona de lago se hace necesario el uso de cimentaciones profundas, esto, para poder desplantar pilotes en las capas duras del subsuelo aunado a ello se hace indispensable contar con un mecanismo que permita nivelar periódicamente la estructura de acuerdo a los hundimientos que se produzcan.

Para implementar Niveles gemelos se necesita trabajar en seco, por ellos es necesario abatir los niveles de agua freáticas con una ataguía perimetral para evitar quitarle humedad a los terrenos circundantes, con el consiguiente peligro de fallas parciales en estructuras vecinas.

En el caso de usar pilotes de fricción, estos deben estar equipados con un mecanismo temporal que se retira en cuanto el cajón de compensación parcial esté terminado. En el caso de que el diseño sea por compensación total pueden usarse pilotes y mecanismos temporales para estabilizar las columnas durante el proceso de construcción y ambos serían retirados, una vez que el cajón este completo.

Por el ultimo la construcción en formaciones rocosas no es viable para este sistema dado que los esfuerzos humanos y los recursos económicos para llevarlo a cabo serian demasiados para hacerlo viable. Además de que es sumamente extraño que se realicen edificios con sótanos en roca.

VII.4.- USO EN EDIFICIOS YA CONSTRUIDOS

En la Ciudad de México es común todo los edificios que están siendo construidos o los que se están proyectando tengas sótanos para albergar estacionamientos que cumplan con la demanda que se contempla, sin embargo existen construcciones que al ser más antiguas no cuentan con ellos o la demanda es superior a la que pueden atender.

Ante esta situación el sistema de Niveles Gemelos puede dar una solución a estos problemas, al ser posible implementarlo en la construcción de sótanos en edificios ya construidos y en servicio. No es necesario que el edificio sea desalojado o suspenda sus actividades cotidianas dado que la construcción se realiza dentro de un marco confiable de seguridad.

El procedimiento a seguir es bastante similar al que se lleva a cabo en construcciones nuevas, comenzando con tener un apoyo sustituto para el edificio y que se puedan realizar las excavaciones por debajo de la cimentación ya existente. Este apoyo es una serie de pilotes con posición excéntrica con respecto a las columnas y haciendo las conexiones pertinentes para que se transmita adecuadamente la carga a través de ellos.

Dependiendo de la particularidad de cada proyecto se analizara si se hace la demolición de la cimentación antigua con el objetivo de tener mayor espacio en los sótanos o sobre todo si sus características estructurales no cumplieran con los requerimientos de carga; la demolición no producirá ningún efecto dañino al edificio, ya que, esta deja de tener funciones estructurales.

Con lo anterior se da inicio al proceso de excavación y al igual que en una construcción nueva se hace necesario el uso de un hueco en la losa de planta baja, para iniciar por este hueco las excavaciones de los sótanos inferiores, la extracción de material resultante, pudiendo también atacarse lateralmente por los alineamientos o colindancias según sea el caso.

La excavación concluirá en el lecho inferior de la losa de sótano, el terreno natural debe ser afinado para que funcione como cimbra de la losa y la losa sea colada sobre él, posteriormente se hace el colado de muros.

Este proceso se repite las veces que se contemplen en el proyecto y variara en su complejidad por el tipo de suelo en el cual se tenga que hacer la excavación.

VII.5.- APLICACIÓN DEL SISTEMA DE NIVELES GEMELOS

VII.5.1.- CIMENTACIÓN DEFINITIVA

De la gran variedad de tipos de cimentación a las que se puede recurrir la elección de un cajón de cimentación para implementar como la cimentación definitiva del edificio de departamentos se eligió en base las características del mismo. Conociendo que el edificio está formado por dos torres conectadas por escaleras el cajón soporta de mejor forma las diferentes cargas que se producen en la torres oriente y la poniente.

Adicionalmente la rigidez que aporta este cajón a la estructura ayuda a absorber los asentamientos diferenciales que se producirán por la variación de cargas de cada torre y adicionalmente las losas en volado que se plantean en el proyecto arquitectónico para cada nivel de la súper-estructura.

La profundidad elegida para desplantar el cajón es a los 17.0 metros, apoyándose en un estrato de Arena.

VII.5.2.- CIMENTACIÓN PROVISIONAL

Como ya se describió el sistema que se empleara necesita de una cimentación que transmita las cargas al estrato resistente mientras se lleva a cabo la construcción de los sótanos y las torres oriente y poniente, el estrato que cumple con las condiciones adecuadas para desplantar los pilotes es un estrato de arena a la profundidad de 19.0 metros.

La elección de pilotes sobre otro tipo de cimentación se debe a la practicidad de ellos a la hora de perforar, además de que su reducido diámetro ayuda a que en los sótanos durante los trabajos de excavación se tenga más espacio de trabajo.

De haber elegido otro tipo de cimentación como por ejemplo pilas de concreto se habría requerido de maquinaria de mayor tamaño, teniendo la desventaja de que no se cuenta con una gran área de trabajo, por el contrario la ventaja de los pilotes de acero radica en que se colocaran en tramos de 6 metros agilizando las maniobras.

VII.5.3.- PROTECCIÓN DE COLINDANCIAS

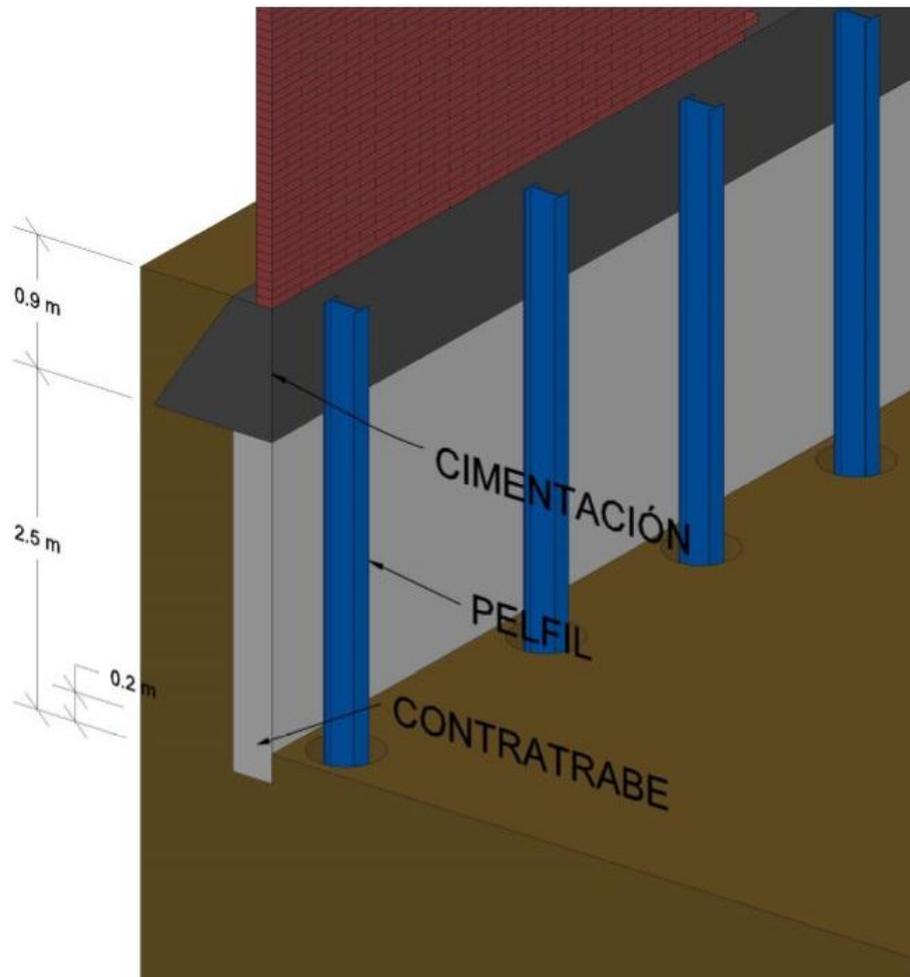
Mediante la observación directa del estado de las cimentaciones vecinas a través de los pozos a cielo abierto, se evaluaron las condiciones de cada una de las colindancias, esto con el fin de disminuir el efecto que pueda producir la nueva construcción en ellas.

En la colindancia norte se encuentra una casa de dos niveles, que tiene estructura a base de muros de mampostería de carga, estacionamiento al frente y un jardín posterior, la cimentación es de piedra braza, de forma trapezoidal y con las siguiente dimensiones: 90 cm de peralte, 90 cm de base y 30 cm de corona. Será recimentada para evitar que sea expuesta a asentamientos por falta de un confinamiento.

Al este la vivienda de dos niveles tiene una barda de colindancia, la cual está separada aproximadamente 5.00 m por un jardín y existe una construcción pequeña de dos niveles, que es ocupada por el personal de servicio de la casa.

Su cimentación es de piedra braza, de forma trapezoidal de colindancia, con dimensiones de 90 cm de peralte, 90 cm de base y 30 cm de corona. Se recimentara con el objetivo de prevenir asentamientos que provoquen su colapso.

Por último la colindancia al sur la vivienda de dos niveles tiene una estructura a base de muros de mampostería de carga, la cual ocupa toda la colindancia. Cuenta con una cimentación de piedra braza, de forma trapezoidal de colindancia, con dimensiones de 90 cm de peralte, 90 cm de base y 30 cm de corona. Igualmente se recimentara para darle protección y evitar asentamientos posteriores.



VII. 2 Recimentación.

La recimentación que se hará en cada una de las viviendas se llevara a cabo mediante una contratrabe de concreto armado que empotre 20 cm por debajo del nivel de la segunda etapa de la excavación, como se muestra en la Figura VII.2 y se realizara en bloques de 2.00 metros de ancho, los cuales se alternaran dejando al menos 3 bloques de 2.00 m entre los diferentes frentes. A pesar de que la excavación de las etapas se hará con maquinaria es recomendable no hacerlo en este caso con el fin de evitar que el material sufra un remoldeo.

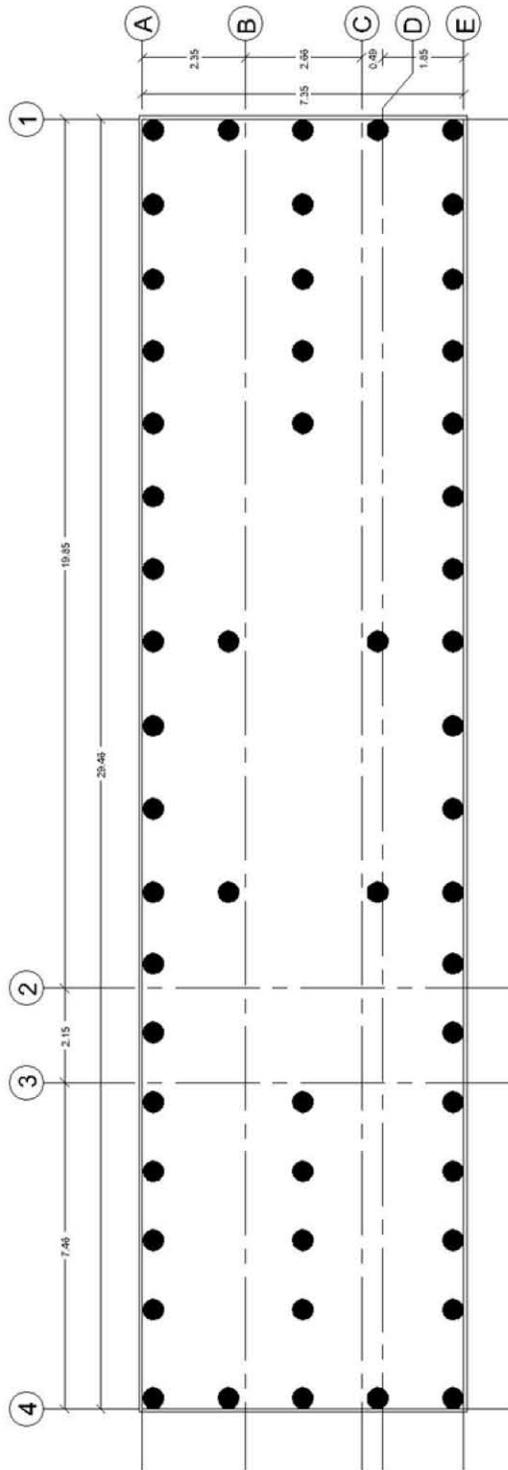
VII.5.4.- PILOTES

Para conocer el número de pilotes que se implementaran es necesario recalcar que esta cimentación provisional no tomara las cargas de la estructura completa, si no, solo hasta el noveno piso, esto debido a la relación de construir 2 niveles de la súper-estructura por uno de la sub-estructura.

El total de niveles que serán considerados para la cimentación provisional es de 15, cada uno de estos niveles enviara una carga de 0.60 ton/m² a la cimentación la cual se encargara de distribuirla en un área de 222.00 m², por lo tanto la carga de la estructura será de 1998.00 ton. Como ya planteo en la Revisión del Estado Limite Falla los pilotes tendrán un diámetro de 0.50 m para dar una capacidad de carga de 192.31 ton/m², con estos datos tendremos entonces que el número de pilotes será de:

$$No. Pilotes = \frac{W_E}{q_d * A_p} = \frac{[1998.00 ton]}{[192.31 ton/m^2][0.196 m^2]} = 54 pilotes$$

Estos 54 pilotes quedan distribuidos en toda el área como en la (Figura VII.3) y donde se encuentran bajo las columnas que bajan las cargas de la súper-estructura.



VII. 3 Distribución de los pilotes en el área del predio.

Estos pilotes serán perfiles I de acero A-36, para cumplir con el área se colocara una placa de acero en el extremo de una de las barras para cumplir con el área necesario de interacción con el suelo.

Después de colocar los pilotes en cada una de las perforaciones quedaran huecos los cuales serán rellenan con una mezcla de tepetate-cemento con la siguiente proporción:

- Tepetate: 1 m³
- Cemento: 125 kg
- Agua 125 litros
- Aditivo MR 370EUCOMEX
- Revenimiento 18 – 22 cm

La resistencia que se tiene a los 28 días es de 25 kg/cm² y las muestras para el control de calidad se toman a cada 6 pilotes inyectados con la mezcla.

Los sótanos cumplirán la función de estacionamiento en sus 5 niveles y para evitar que los pilotes obstruyan espacio destinado a los vehículos y para obtener más comodidad a los usuarios, los pilotes que no cumplan un función dentro de la estructura cuando el cajón esté terminado serán cortados en los entrepisos.

VII.5.5.- MURO DE CONTENCIÓN

El muro de contención es un elemento más de la cimentación, y tiene la virtud de soportar los empujes del subsuelo. Dentro del sistema de Niveles Gemelos se hace necesario la implementación de un tipo de muro que satisfaga las necesidades del proyecto. Dentro de las posibilidades que se tiene, el más acertado sería el uso de un muro rígido de entre los cuales podemos elegir Muro Milán o Muro Berlín.

De las dos opciones previamente mencionadas el Muro Berlín es el que mejor se adecua al proyecto del edificio, entre las razones se encuentra que tiene un menor grosor comparado con Muro Milán por ejemplo, característica que es perfecta para el poco espacio que se tiene en el predio, incluyendo que la maquinaria para Muro Milán es más grande que la necesaria para Muro Berlín

El proceso que llevara la construcción del muro en el proyecto comienza con el hincado de los perfiles de acero hasta la profundidad de 19.00 m, y que a su vez servirán como pilotes para la cimentación provisional, situación que favorece enormemente en la construcción.

Aunque normalmente se colocan polines de madera entre los perfiles metálicos, el muro no se proyecta de tal forma, ya que, el uso de polines solo se emplea cuando el muro será provisional y en este caso el muro ya quedara como un elemento de la estructura por lo que entre los perfiles de acero se colocaran armados que conectaran con dichos pilotes y será formara un muro de concreto reforzado.

La geología de la zona ayuda mucho a que este proceso se lleve de esta forma al no haber un alto riesgo de que la excavación sufra algún inconveniente.

VII.5.6.- PROCEDIMIENTO

Debido a la compleja tarea con que se tiene que lidiar el proceso se realizara por etapas.

Etapa 1: Comienza con el despalme en todo el terreno hasta 1.00 m de profundidad con respecto a Av. Revolución, y haciendo remoción de las instalaciones hidráulicas y sanitarias, la cimentación de piedra braza de la casa demolida y el cascajo de la misma.

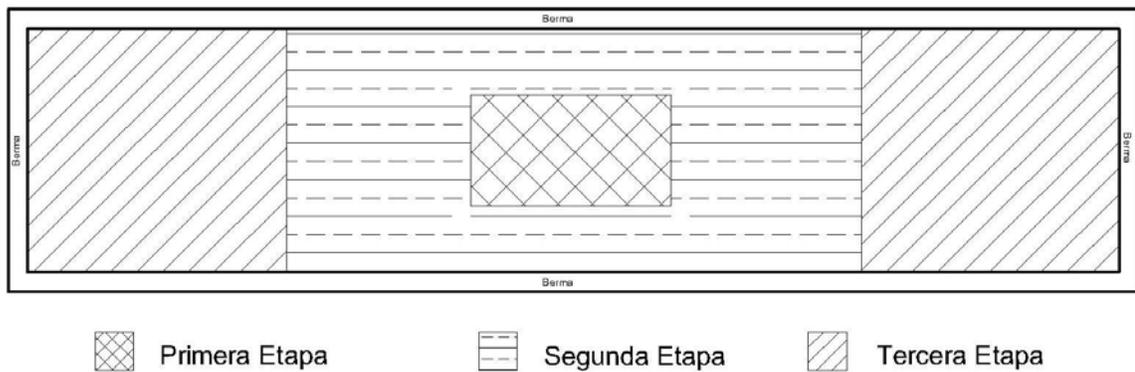
Con ayuda de topografía se hace el trazado para ubicar la posición de los pilotes de acero tanto en el perímetro del predio que formaran parte del Muro Berlín así como de los demás que se encontraran en la estructura de los sótanos (Figura A.4).

El siguiente paso es realizar las perforaciones para cada uno de los pilotes y estos deben quedar al nivel de la losa de planta baja. Las viguetas que se usaran como pilotes se colocaran en tramos de 6.0 metros y serán soldadas en campo. También se usara el material del mismo terreno para hacer una mezcla de tepetate-cemento que se colocara en el hueco dejado entre los pilotes y la perforación. Antes de colocar las viguetas ya deben estar preparadas para servir de apoyo a las columnas de la superestructura.

Etapa 2: Comienza la excavación del terreno, la maquinaria adecuada para este caso un minicargador debido al poco espacio con el que se cuenta en cada uno de los niveles. La excavación se hace como lo indica el programa de la (Figura VII.4) y dejara una berma perimetral de 0.50 m en la corona y un talud 3:1.

La excavación con maquina se hará hasta 0.20 m por arriba del nivel de lecho inferior de la losa del sótano 1, el motivo de esto es que no se altere de una manera significativa las condiciones en las que se encuentra el suelo. La excavación faltante se realiza con pico y pala para afinar la superficie del suelo que servirá como cimbra.

La berma que queda es retirada después manualmente, antes de hacer el colado del muro de contención se hace la recimentación de las construcciones colindantes y al término de cada sección de recimentación debe colocarse una capa de poliestireno y dos capas de cartón engrasado, esto con el fin de asegurar la separación entre el muro y la recimentación.



VII.4 Programa de excavación.

Durante la etapa de la recimentación de las construcciones vecinas paralelamente se realiza un levantamiento de la posición de cada uno de los perfiles que se están implementando como pilotes. La razón es que al colocar los perfiles estos no siempre quedan completamente verticales o en la posición exacta que se requieren, por lo tanto, no siempre se cumplen con las longitudes establecidas previamente. Para evitar que se generen retrasos debido a que las conexiones de los marcos no cumplen con lo requerido se hace un levantamiento en cada nivel.

Conforme se retira el material se van formando los marcos en ambas direcciones y se hace el armado y el colado del muro en tramos de 2 m similar a lo realizado en la recimentación; es importante no pasar a otro hasta que no se encuentre acabada la recimentación y el muro, además de ir con un orden del centro a los extremos de cada colindancia.

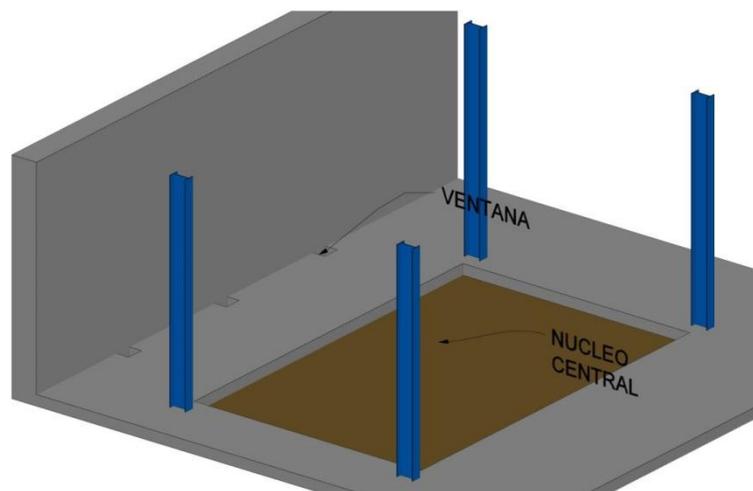
Antes de colocar el armado de la losa del sótano 1 se colocara una capa de plástico negro a manera de plantilla, para poder armar y conectar el acero de refuerzo de la losa con los pilotes de la cimentación provisional.

Ahora si se coloca el armado y se procede a realizar el colado de la misma. Esta tendrá un núcleo central el cual servirá para acceder a los niveles inferiores conforme avance la obra y ya terminada se colocara un eleva-autos.

Es importante dejar las ventanas de aproximadamente 20 cm por 30 cm para el colado del Muro Berlín del sótano 2 antes de hacer el colado del sótano 1 y en la localización que indica la Figura VII.5.

Una vez que la losa alcance la resistencia suficiente en la losa se procede a colar los muros del eleva-autos (Núcleo central) y las columnas del sótano 1.

En este punto es donde comienza el ritmo de 2 niveles hacia arriba y uno hacia abajo, propio de Niveles Gemelos, ya que, ahora podemos hacer la colocación de la cimbra, el armado que incluye la colocación de anclas para la placa base de las columnas de acero de la súper-estructura y el posterior colado de la losa de planta baja.



VII.5 Localización de las ventanas en la losa de sótano.

Uno de las desventajas con que contaba este proyecto era el nulo espacio con el que se contaba para almacenar los materiales de la obra, pero ahora teniendo el sótano 1 terminado se puede disponer de él para almacenar los materiales que se ocuparan en la súper-estructura y el suelo excavado de los niveles inferiores hasta que se pueda sacar de la obra.

Etapas 3: La excavación comienza del nivel de la losa de sótano 1 hacia abajo, la maquinaria para realizarla entra por el hueco del eleva-autos y tiene que seguir el mismo programa de excavación como en el sótano 1, y dejando la berma con las mismas características de 0.50 m en la corona y un talud de 3:1.

Los pilotes que vayan siendo descubiertos se deben limpiar perfectamente de la mezcla de suelo-cemento y como en la Etapa 2 se realiza el levantamiento para conocer la posición exacta de cada pilote y que cada conexión sea la adecuada para formar los marcos que integran la estructura del sótano 2.

Los tramos de suelo excavado de acuerdo al programa se deberán ir sacando de la excavación ya sea al sótano superior que funciona de almacén o directo a un camión que lo sacara de la obra, esto se hace con el motivo de no generar un exceso de material y que provoque algún retraso por falta de espacio. Posterior al retiro de bermas y siguiente el mismo proceso que en el nivel superior se van colocando los armados en cada sección de Muro Berlín y posteriormente se haga el colado de este.

Es importante recalcar que el afine del terreno se hace con pico y pala para tener una superficie más homogénea.

Previo al colado de la losa se coloca una capa de plástico negro para poder hacer la correcta conexión y armado del acero de refuerzo de la losa con el de los pilotes. Antes de realizar el colado de la losa se dejan ventanas para el colado del sótano 3, haciendo cumplido con esto ahora si se procede a hacer el colado de la losa de sótano 2.

Esta etapa concluye con la colocación de la cimbra y el posterior colado de los muros y columnas del sótano 2. Para este punto en la súper-estructura deber haber terminado de construir la planta baja y el primer nivel.

Etapa 4: Se hace el mismo procedimiento descrito de la etapa 3 para construir el Sótano 3 y en la súper-estructura se llega al segundo y tercer nivel.

Etapa 5: Se hace el mismo procedimiento descrito de la etapa 3 para construir el Sótano 4 y en la súper-estructura se llega al cuarto y quinto nivel.

Etapa 6: En esta etapa se realiza casi el mismo procedimiento descrito de la etapa 3 para construir el Sótano 5 con la ligera diferencia de que ya no se dejara el núcleo central de las mismas dimensiones, la razón es que el siguiente nivel ya es el cajón de cimentación, al ser de 2 metros de altura el minicargador ya no tiene espacio suficiente para realizar su trabajo. Los accesos al cajón que se dejan en la losa tapa son de aproximadamente 2 m largo por 2 m de ancho, con el fin de que una persona pueda tener acceso y realice la excavación con las mismas características de las etapas previas. En la súper-estructura se llegan a al sexto y séptimo nivel.

Etapa 7: La última etapa consiste en la construcción del cajón de cimentación, esta es la cimentación definitiva que se encargara de distribuir por completo las cargas de la sub-estructura como de la súper-estructura que hasta ahora había sido apoyada en los pilotes.

Para empezar se excava terreno hasta el nivel de desplante del cajón que es de 17 m por debajo del nivel de la losa de planta baja. Aquí la excavación ya es con pico y pala, el motivo es porque la altura del minicargador es superior a los 2.0 metros restantes por excavar. Los taludes y bermas se dejan con las mismas características que las hechas en los niveles superiores. Se realiza el levantamiento para las conexiones, que es necesario para formar los marcos correctamente. Las bermas se retiran del centro a los extremos para poder colocar el armado y el posterior colado de los muros.

Después de que se finaliza el colado de los muros perimetrales se procede a colar el armado para las contratraves del cajón. Por último se coloca el armado de la losa y se hace el colado de la losa fondo y así terminar por completo el cajón que va a completar la cimentación definitiva, en el cajón quedan celdas que son usadas como cisternas para almacenar el agua que será usada en los departamentos. Al ser la última etapa en lo que respecta a la súper-estructura se debe tener terminados los niveles octavo y noveno.

Para complementar cada una de las etapas previamente descritas en el Anexo se encuentran las figuras que ilustran el proceso.

VII.5.7.- MONITOREO

La meta principal del monitoreo es controlar los movimientos durante y posteriormente a la construcción, de las construcciones vecinas y del propio edificio con el fin de tomar las medidas precautorias si existiera una inclinación de las anteriores mencionadas.

Para lograr esto es necesario colocar un banco de nivel y puntos fijos para la medición de los movimientos, estos datos son graficados para encontrar algún comportamiento inadecuado tanto en el edificio como las construcciones vecinas y corregir hasta llevarlo a su comportamiento adecuado. El proceso para monitorear es el siguiente:

1. Se coloca un número suficiente de puntos de monitoreo altimétrico en las construcciones vecinas y placa base de apoyo de las columnas de acero del edificio. Los puntos se fijarán en la esquina de las placas en caso de quedar visibles o en la propia columna.
2. Se establecen varios bancos de nivel superficial, pero fuera del área de influencia de la cimentación y de la excavación.
3. Una vez colocados los puntos para el monitoreo, se efectúa la primer nivelación que servirá de partida para una nivelación base.

4. En el proceso de excavación se hace una nivelación cada 3 días, con el objetivo de verificar que los movimientos que dañen las construcciones vecinas.
5. Durante el proceso de construcción de la cimentación y los sótanos, se deberá llevar el monitoreo de los puntos colocados cada 7 días.
6. Una vez concluida la construcción de la cimentación y los sótanos, se hace una nivelación cada 15 días hasta concluir con la colocación de la estructura de acero del edificio.
7. Hasta finalizar la obra se hará una nivelación cada 30 días.

Una vez concluida la obra, el monitoreo se realiza una vez al año o después de un sismo intenso.

VIII.- CONCLUSIONES

A pesar de que el Sistema de Niveles Gemelos (Top-Down) no tuvo un reconocimiento tan grande a partir de su surgimiento en la década de los 80's , al parecer la creciente demanda de proyectos dentro de la Ciudad de México está generando que se tome más en cuenta este sistema que brinda múltiples ventajas con respecto a otros.

Particularmente en el proyecto del edificio de Av. Revolución se puede constatar que no existe mejor opción para encarar las dificultades que se presentan que Niveles Gemelos. Y Podemos sustentar esto a base de los cálculos realizados los cuales cumplen en todo momento con lo estipulado en las normas.

Otro aspecto a destacar es el nivel de seguridad con el que se trabaja, esto gracias en parte al tipo de suelo en el que se desplanta el proyecto el cual ofrece muchas ventajas constructivas. Adicionalmente a ello el ir excavando por etapas convierte nuestra propia estructura definitiva en la contención necesaria para disminuir los riesgos que probablemente se presentarían si se excava primero y después comenzara con la construcción del edificio.

Actualmente el proyecto presentado se encuentra en una pausa indefinida debido a los problemas que enfrentan los ingenieros estructuristas, para dotar de seguridad a la súper estructura, lo que encontramos desafortunado ya que todo lo que engloba este proyecto resulta muy interesante desde la perspectiva de diferentes panoramas.

Por ultimo podemos afirmar que el resultado de la investigación de la historia y procedimiento de Niveles Gemelos fue lo que sustentó cada una de las acertadas decisiones que se tomaron para el proyecto; aunque hacemos especial énfasis en que este se puede adaptar perfectamente a las exigencias de cada proyecto que se desarrolle en la Ciudad de México y satisfacer las necesidades de cada una de las partes involucradas.

ANEXO

FIGURAS NIVELES GEMELOS

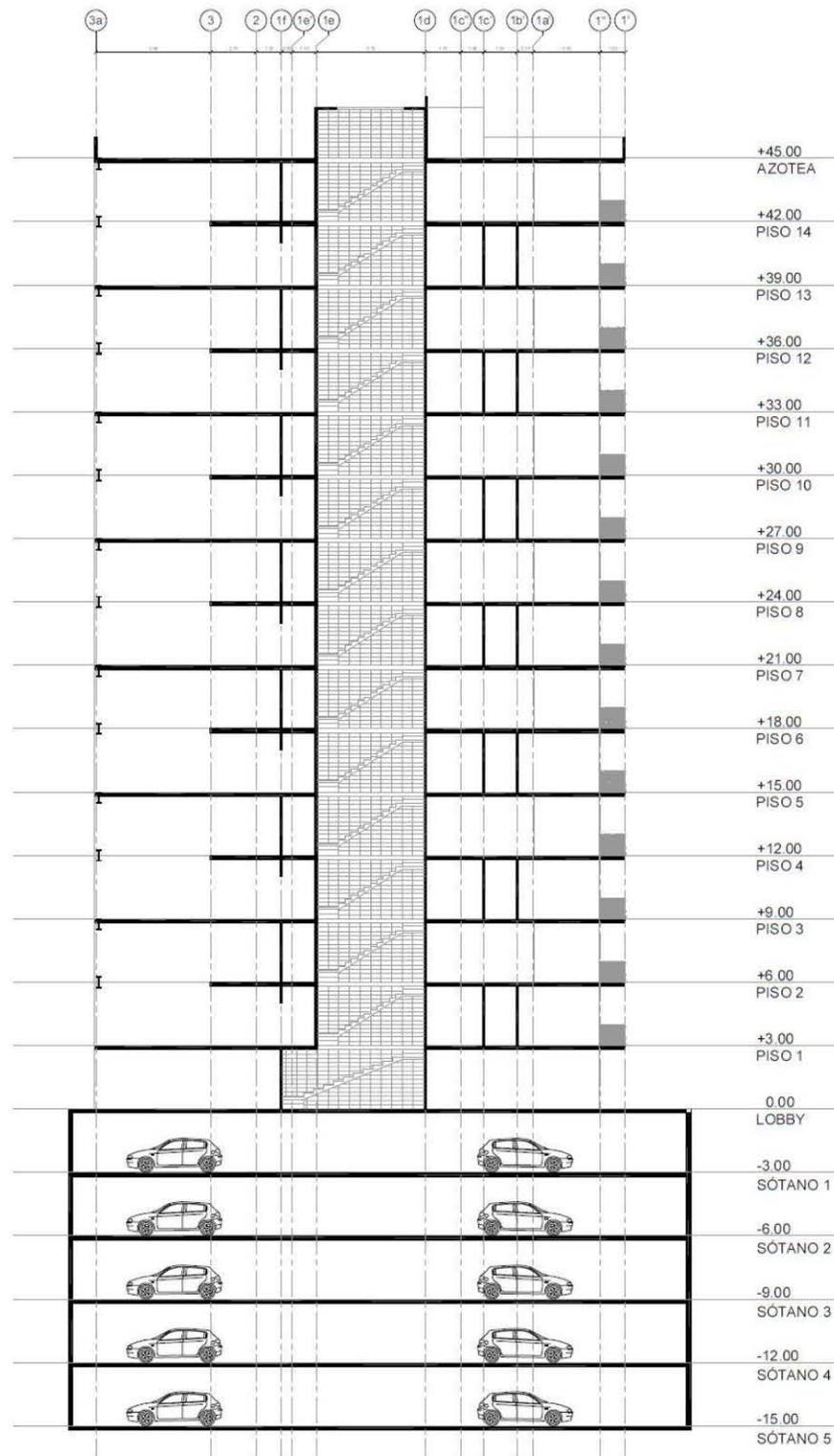


Figura A.1 Vista de la distribución de cada nivel en el edificio.

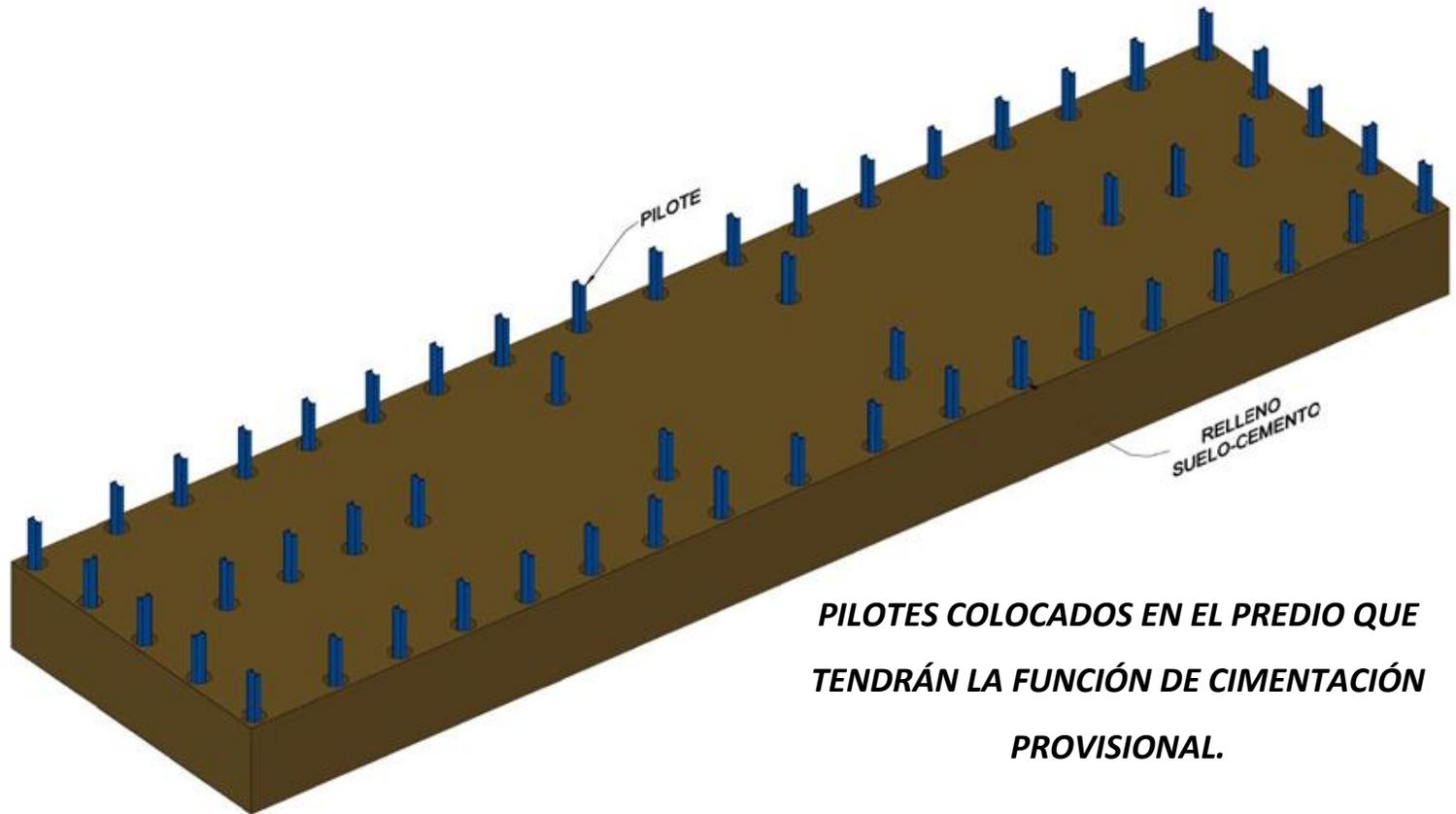
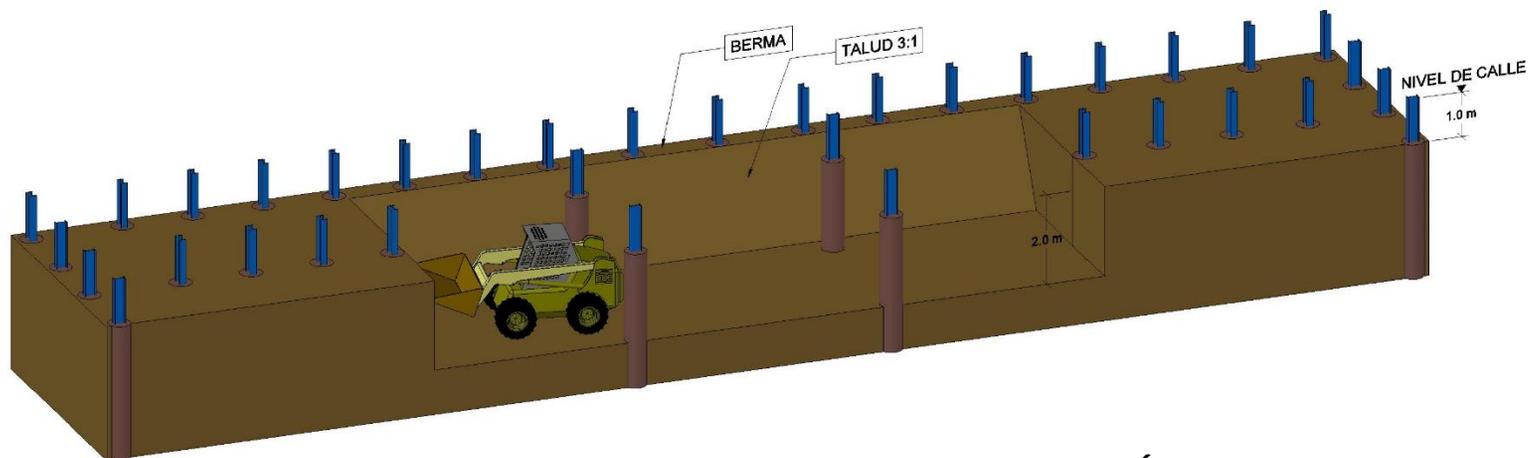
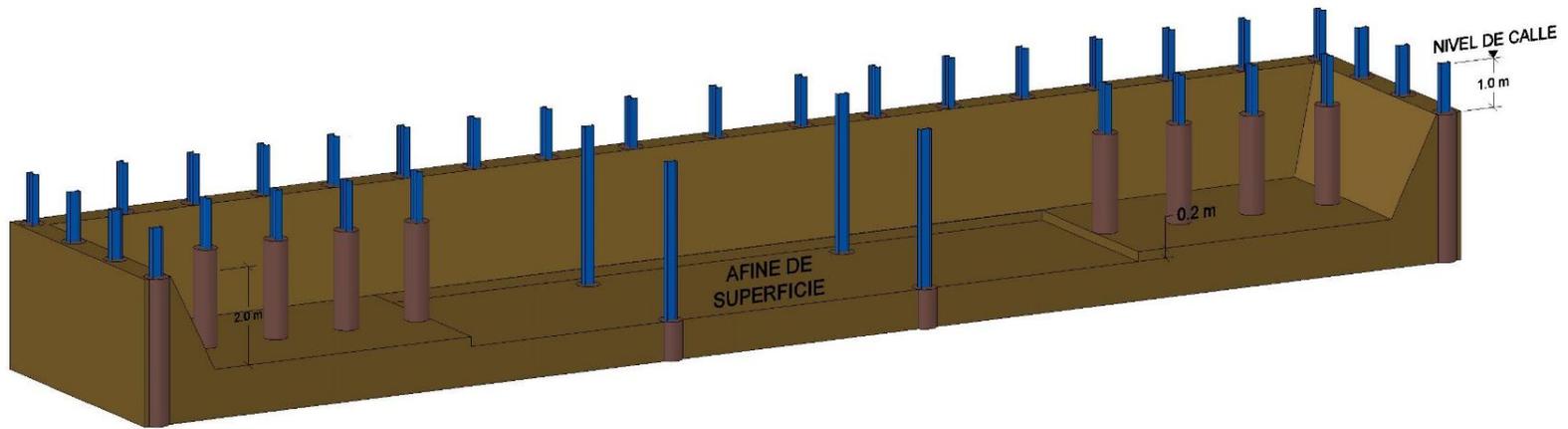


Figura A.4 Etapa 1.



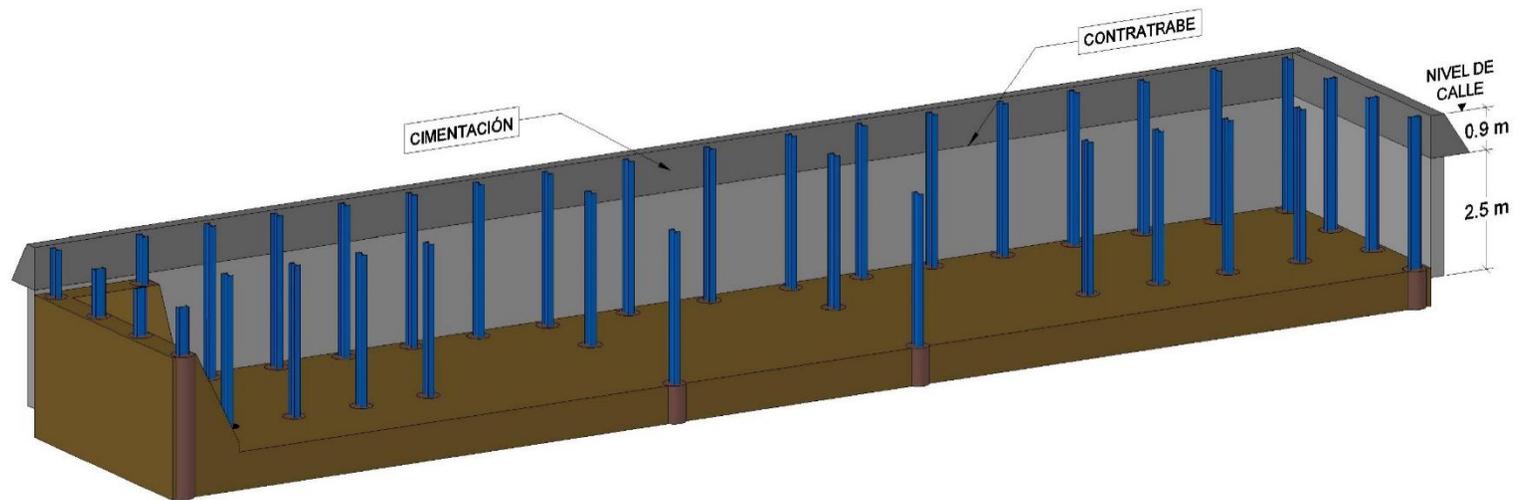
**INICIO DE LA EXCAVACIÓN CON
MINICARGADOR DE ACUERDO AL
PROGRAMA INDICADO.**

Figura A.5 Corte eje D. Etapa 2.



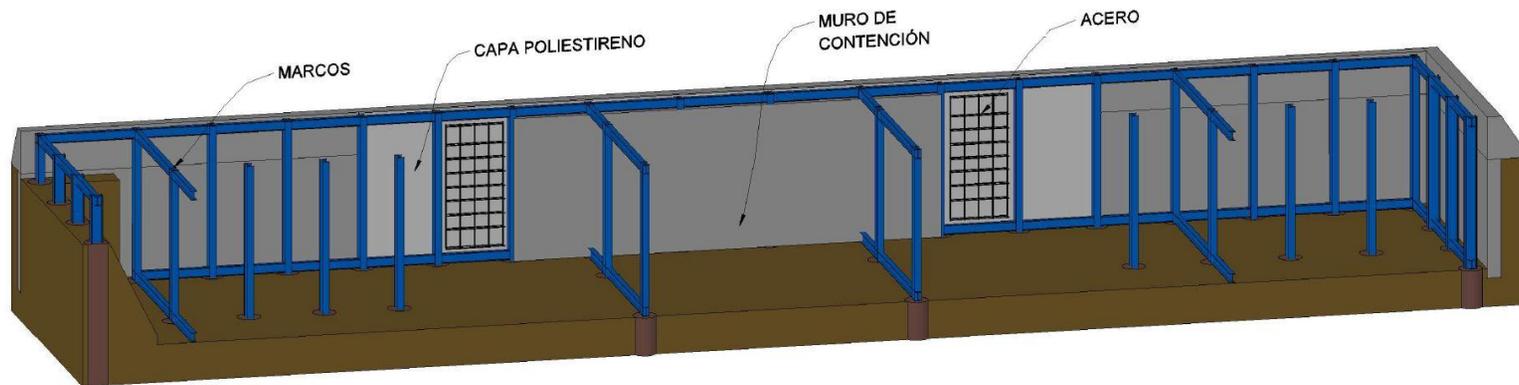
***AFINE DEL TERRENO DE FORMA
MANUAL HASTA EL NIVEL DE LECHO
INFERIOR DE LA LOSA.***

Figura A.6 Corte eje D. Etapa 2.



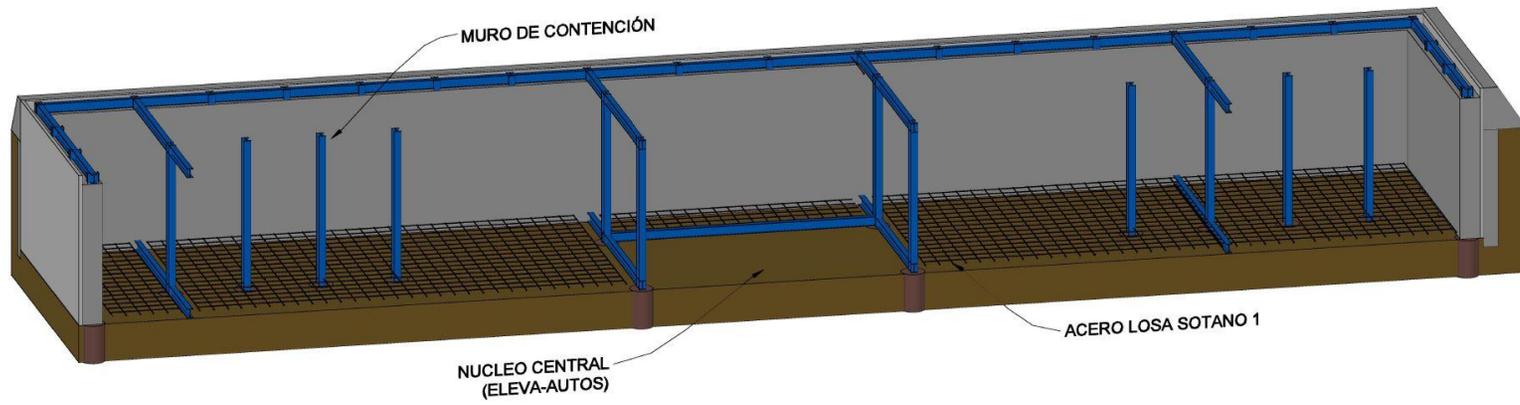
**RECIMENTACIÓN DE LAS
CONSTRUCCIONES COLINDANTES.**

Figura A.7 Corte eje D. Etapa 2.



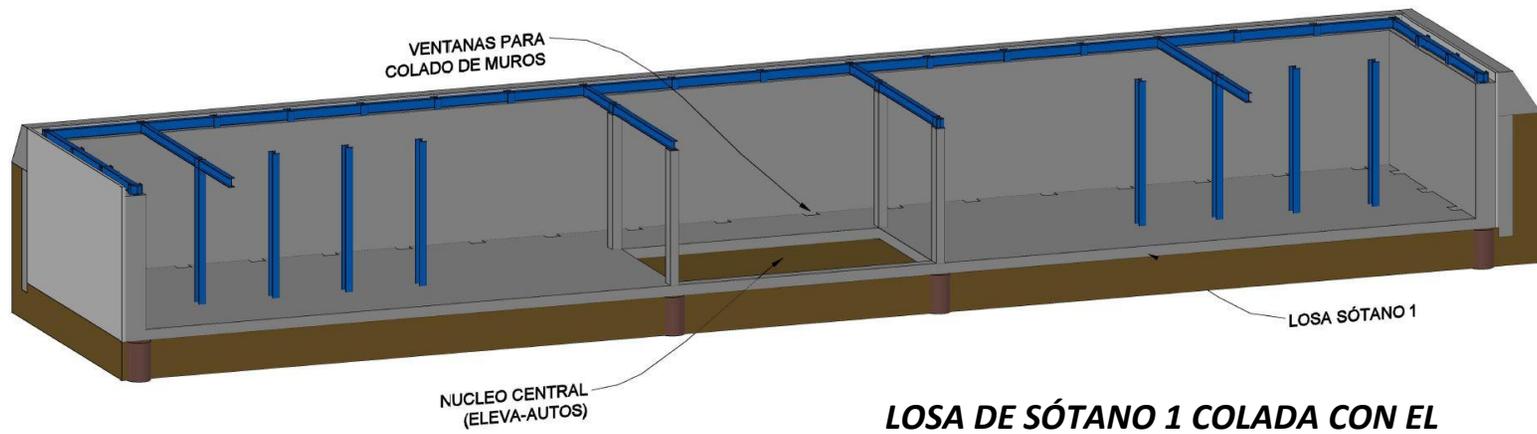
***COLADO DE LOS MUROS DE CONTENCIÓN
Y TERMINO DE COLOCACIÓN DE LOS
MARCOS.***

Figura A.8 Corte eje D. Etapa 2.



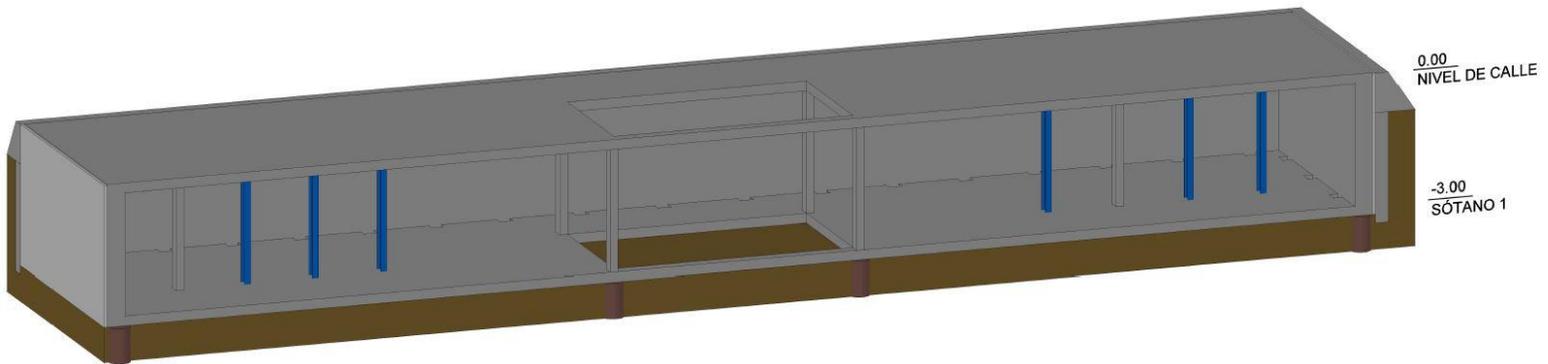
**COLOCACIÓN DEL ACERO DE LA
LOSA DE SÓTANO 1 Y POSTERIOR
COLADO DE LA MISMA.**

Figura A.9 Corte eje D. Etapa 2.



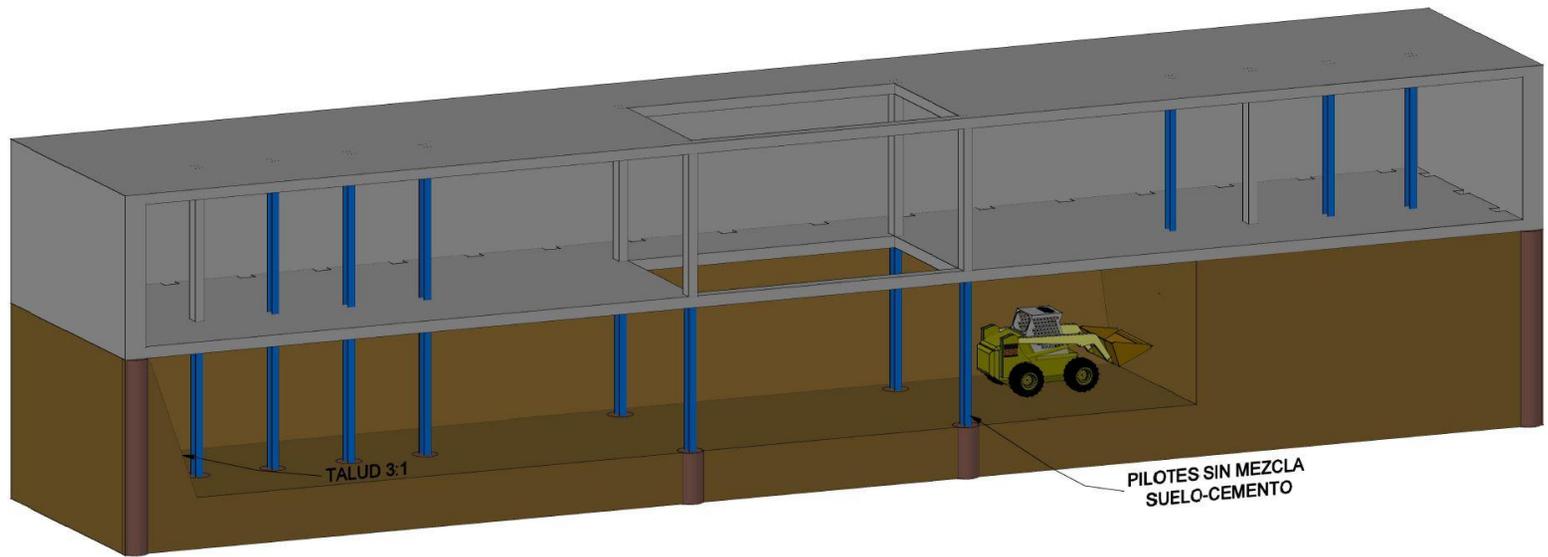
***LOSA DE SÓTANO 1 COLADA CON EL
NÚCLEO CENTRAL PARA ACCEDER A LOS
SUBSECUENTES SÓTANOS.***

Figura A.10 Corte eje D. Etapa 2.



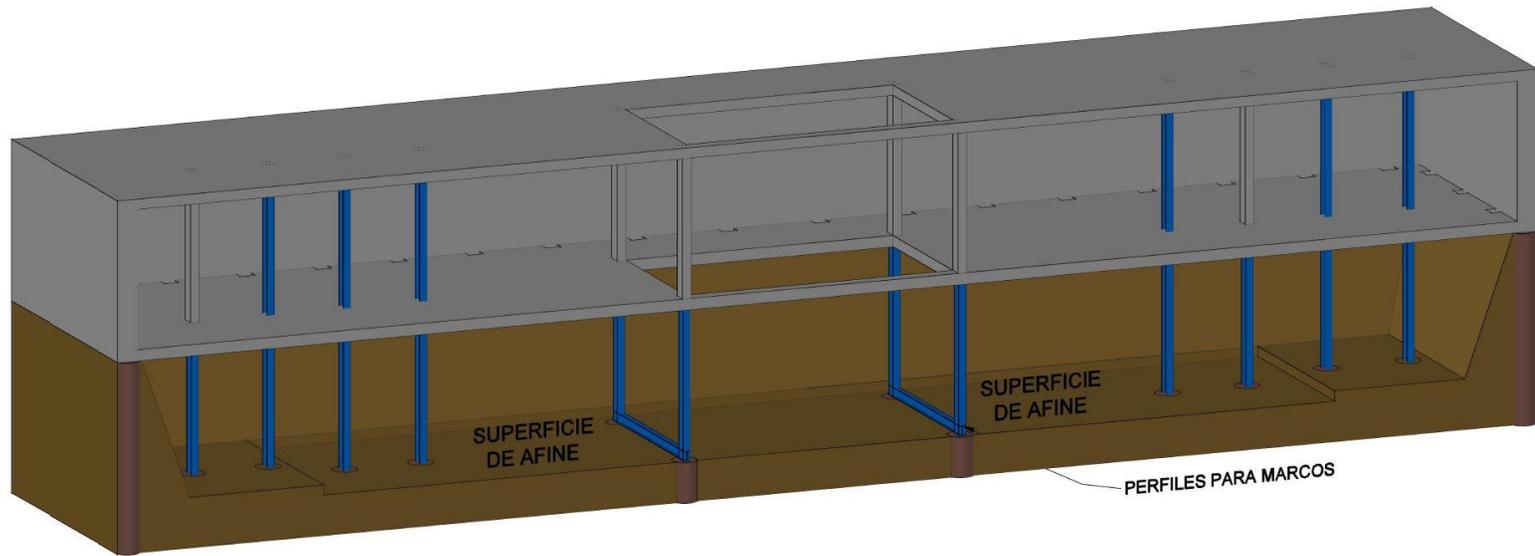
***FINALIZACIÓN DE LA ETAPA, SE COMPLETA
EL SÓTANO 1 Y SE PROCEDE A REALIZAR LA
ESCAVACIÓN DEL SIGUIENTE NIVEL.***

Figura A.11 Corte eje D. Etapa 2.



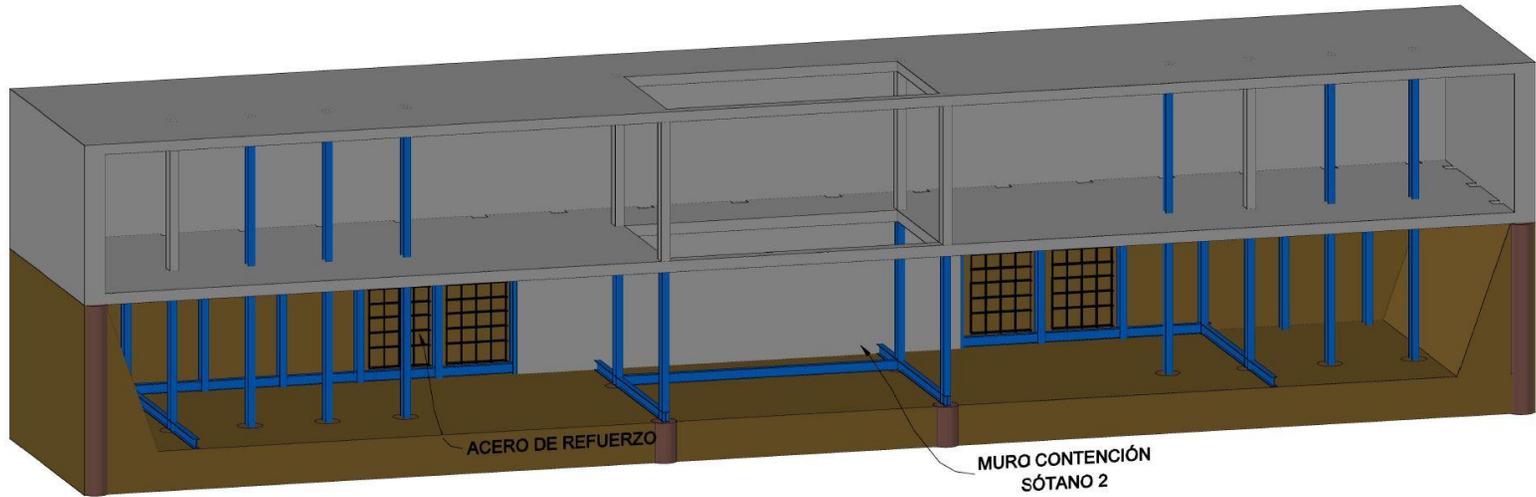
**INICIO DE LA EXCAVACIÓN DEL
SÓTANO 2 DE ACUERDO AL PROGRAMA
INDICADO.**

Figura A.12 Corte eje D. Etapa 3.



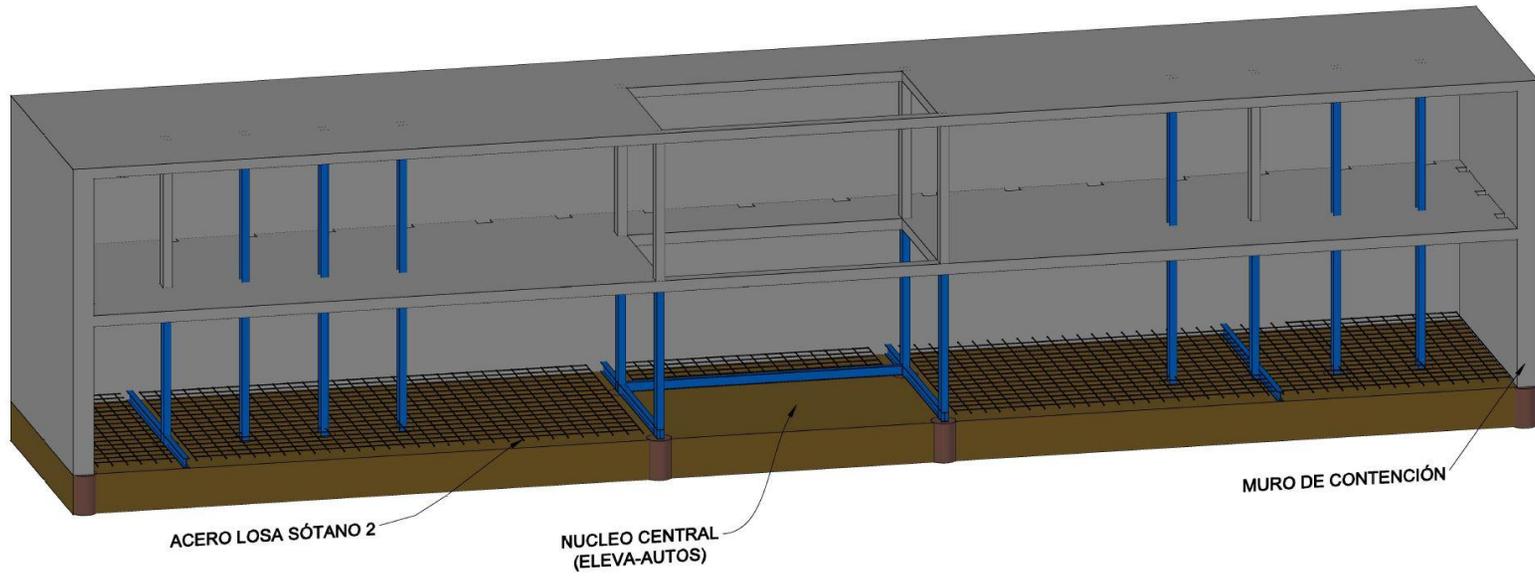
***AFINE DE LA SUPERFICIE QUE SE
USARA COMO CIMBRA PARA LA
LOSA.***

Figura A.13 Corte eje D. Etapa 3.



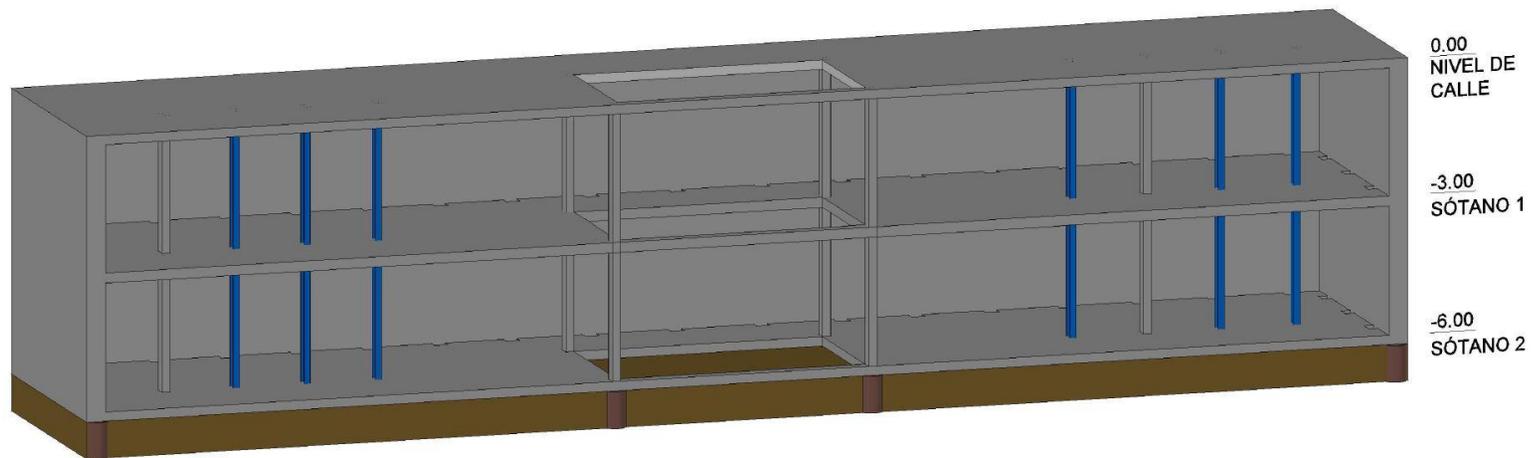
**COLOCADO DE ACERO PARA
MUROS PERIMETRALES Y
POSTERIOR COLADO DE ELLOS.**

Figura A.14 Corte eje D. Etapa 3.



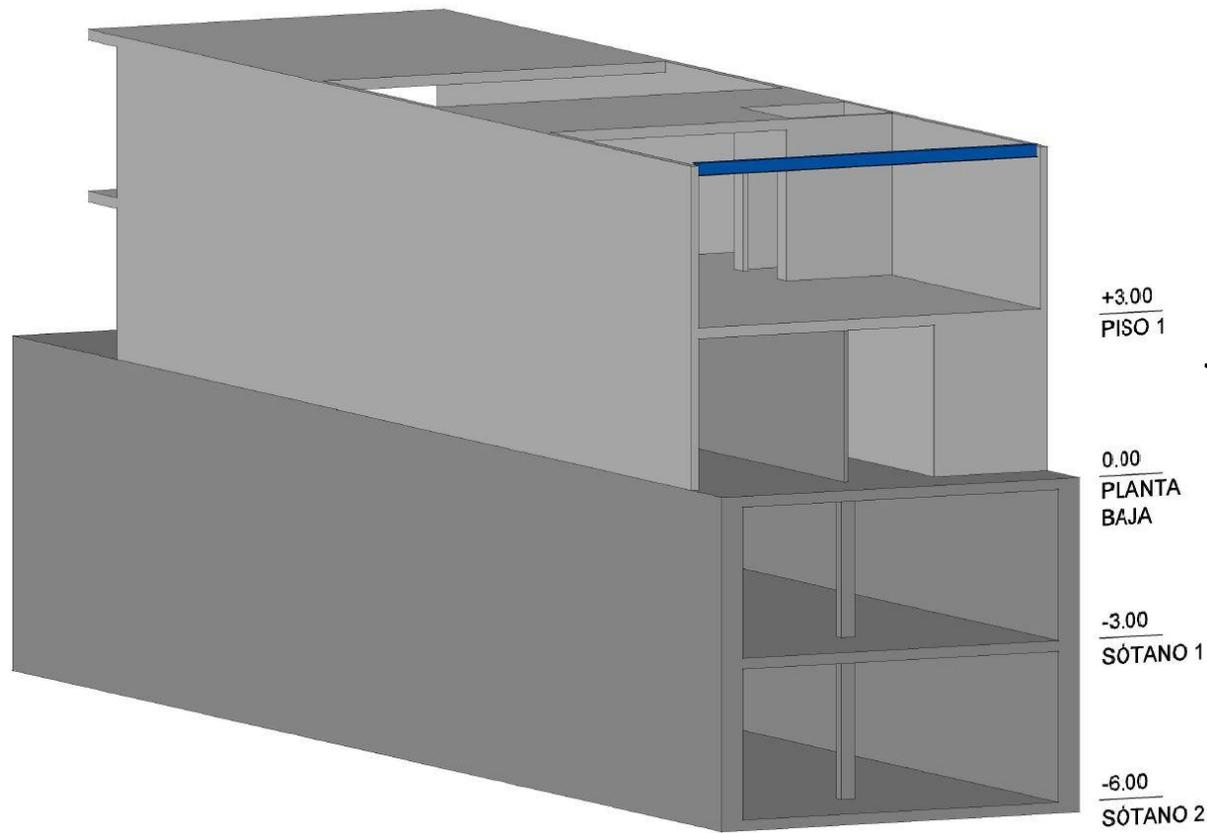
COLADO DE LOSA DE SÓTANO 2.

Figura A.15 Corte eje D. Etapa 3.



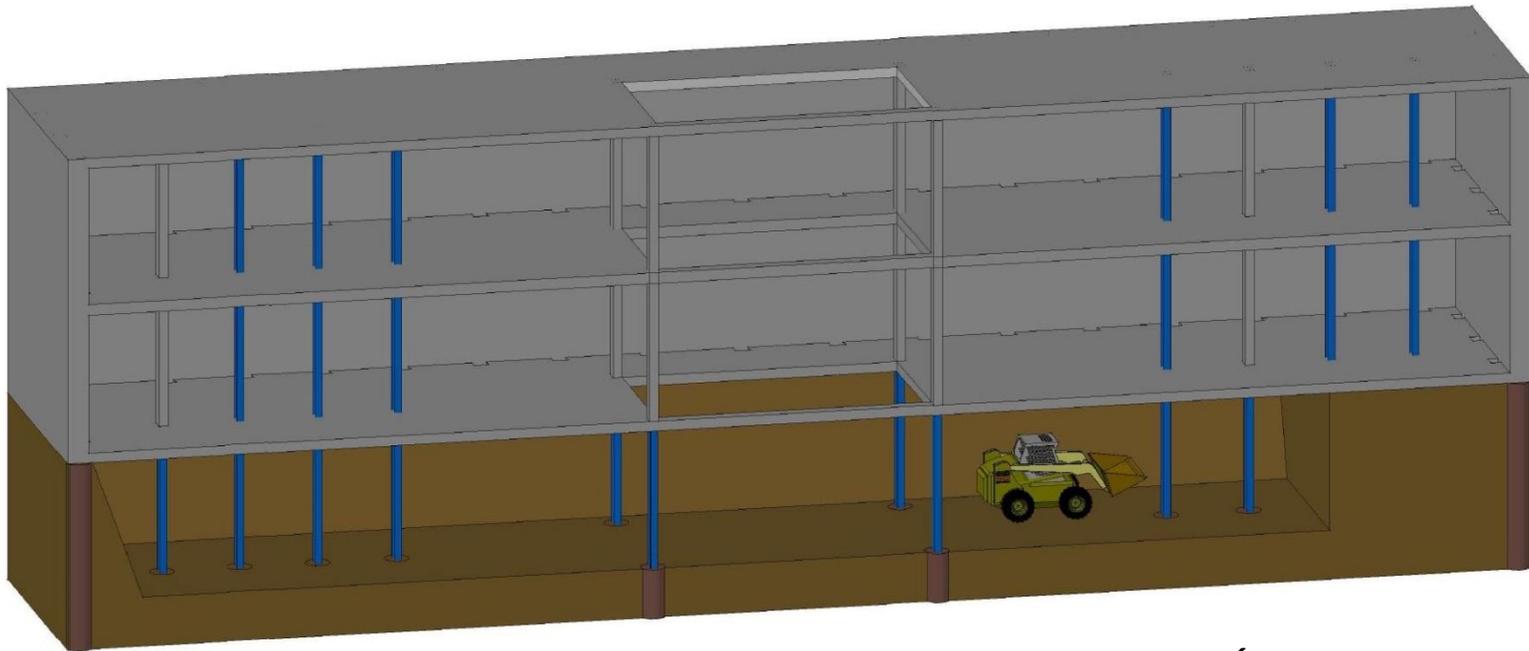
***FINALIZACIÓN DE LA ETAPA, SE COMPLETA
EL SÓTANO 2 Y SE PROCEDE A REALIZAR LA
ESCAVACIÓN DEL SIGUIENTE NIVEL.***

Figura A.16 Corte eje D. Etapa 3.



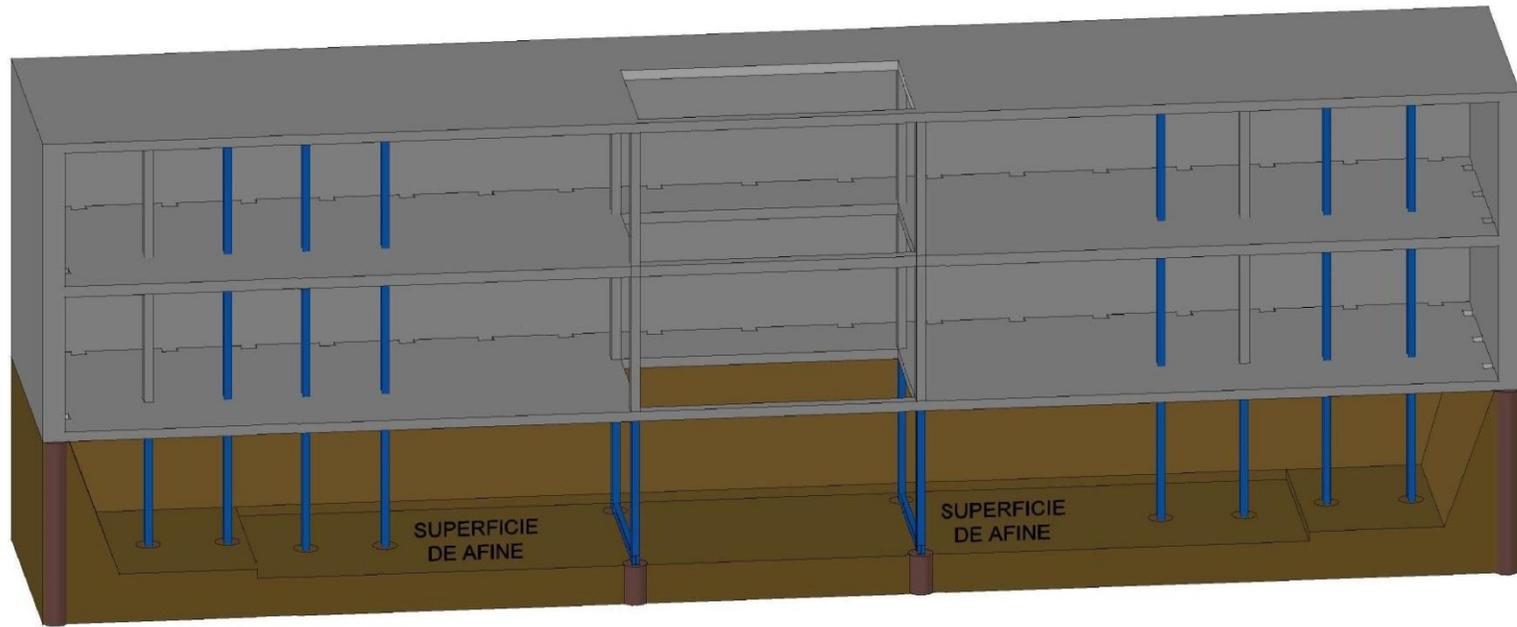
**AVANCE DE LA
SÚPER-ESTRUCTURA,
RESPECTO A LA
CONSTRUCCIÓN DE
LOS SÓTANOS.**

Figura A.17 Corte eje 4.



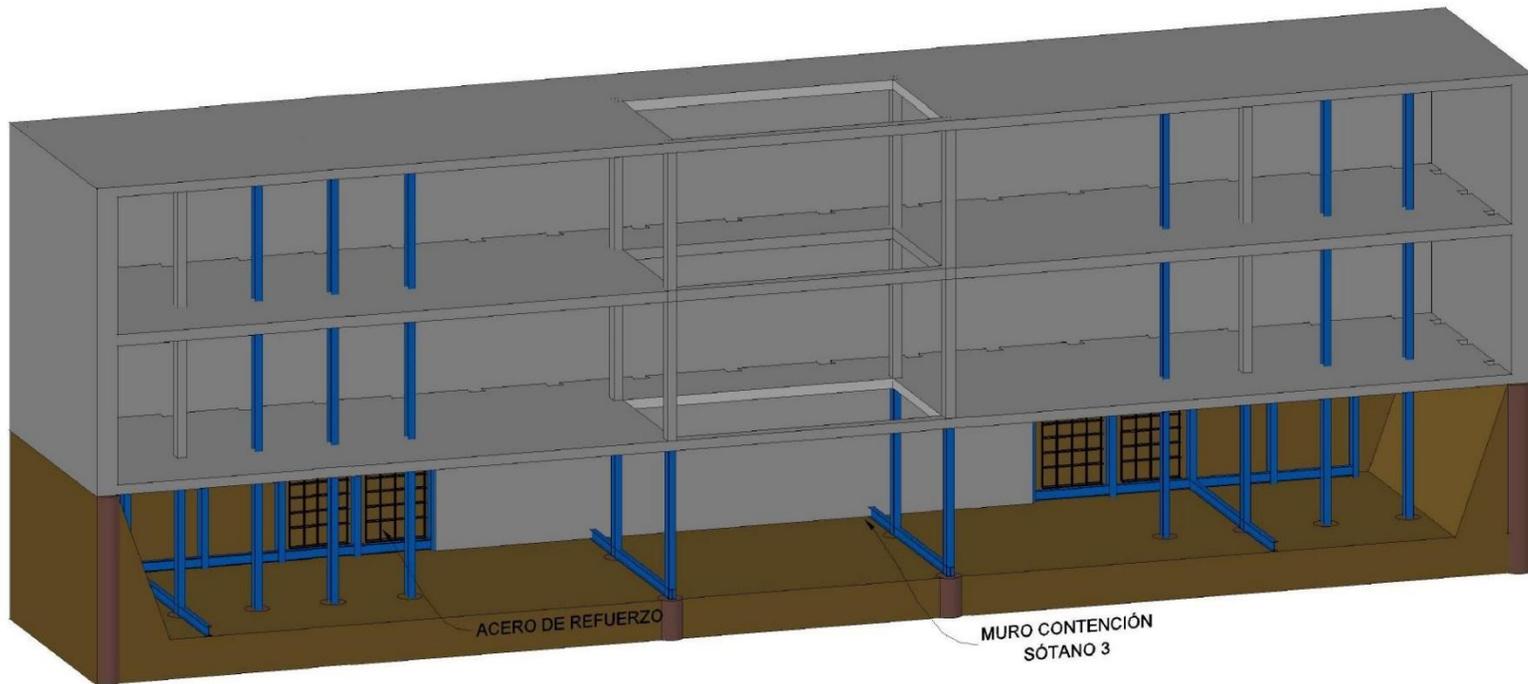
***INICIO DE LA EXCAVACIÓN
PARA EL SÓTANO 3, SE SIGUE EL
PROGRAMA YA ESTABLECIDO.***

Figura A.18 Corte eje D. Etapa 4.



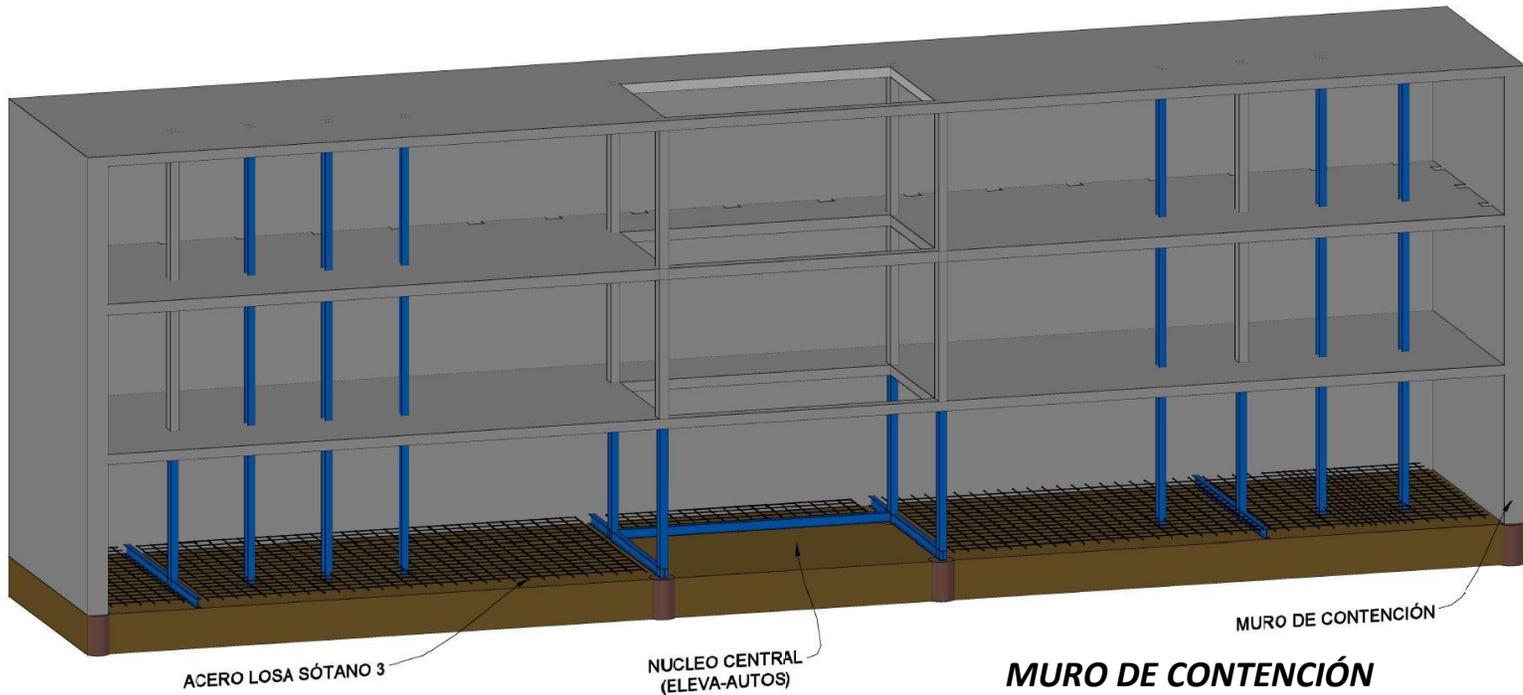
***AFINE DE LA SUPERFICIE QUE
SERVIRÁ COMO CIMBRA PARA EL
COLADO DE LA LOSA.***

Figura A.19 Corte eje D. Etapa 4.



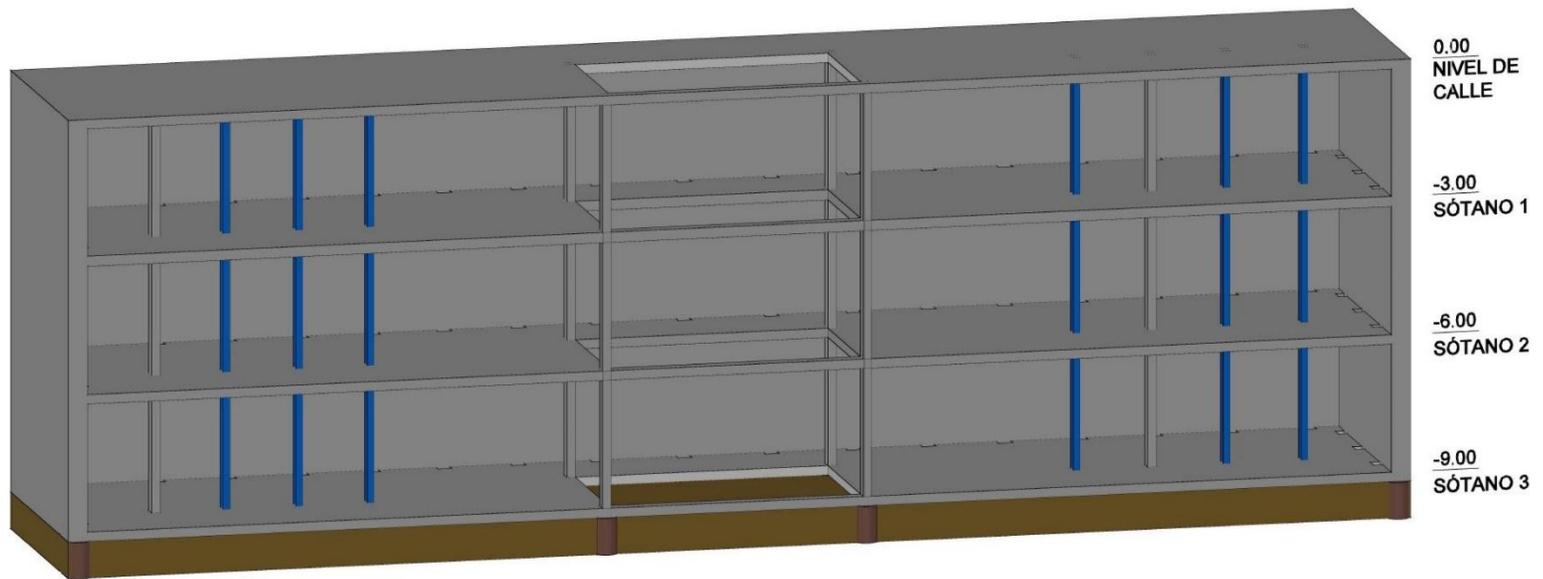
***COLADO DEL MURO DE
CONTENCIÓN CON UN ORDEN DEL
CENTRO A LOS EXTREMOS.***

Figura A.20 Corte eje D. Etapa 4.



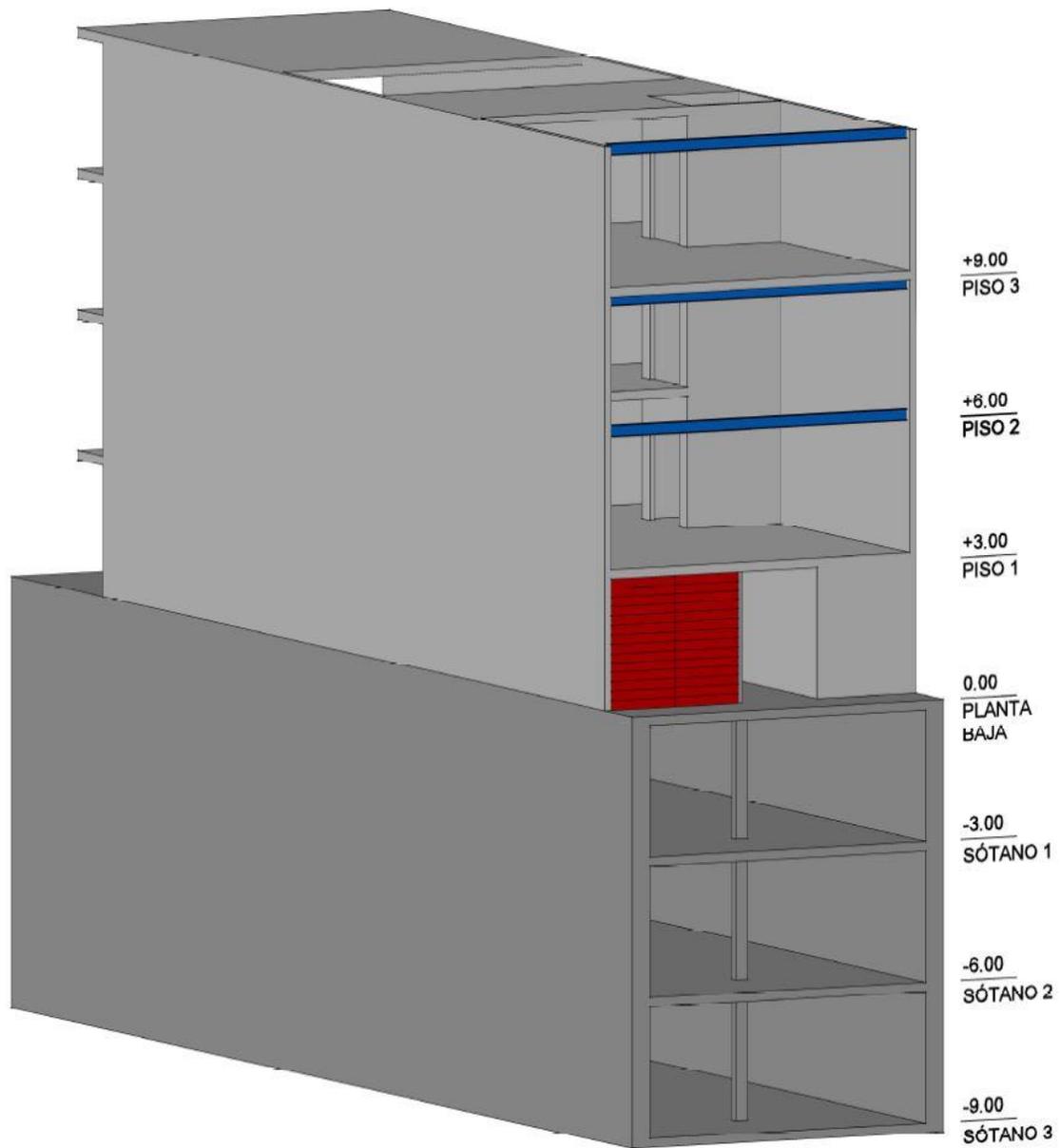
**MURO DE CONTENCIÓN
TERMINADO Y POSTERIOR COLADO
DE LA LOSA DE SÓTANO..**

Figura A.21 Corte eje D. Etapa 4.



***FINAL DE LA ETAPA QUE SE ENCUENTRA
UN NIVEL DE 9 METROS POR DEBAJO DEL
NIVEL DE CALLE.***

Figura A.22 Corte eje D. Etapa 4.



**AVANCE DE LA SÚPER-ESTRUCTURA, RESPECTO A
LA CONSTRUCCIÓN DE LOS SÓTANOS.**

Figura A.23 Corte eje 4

150

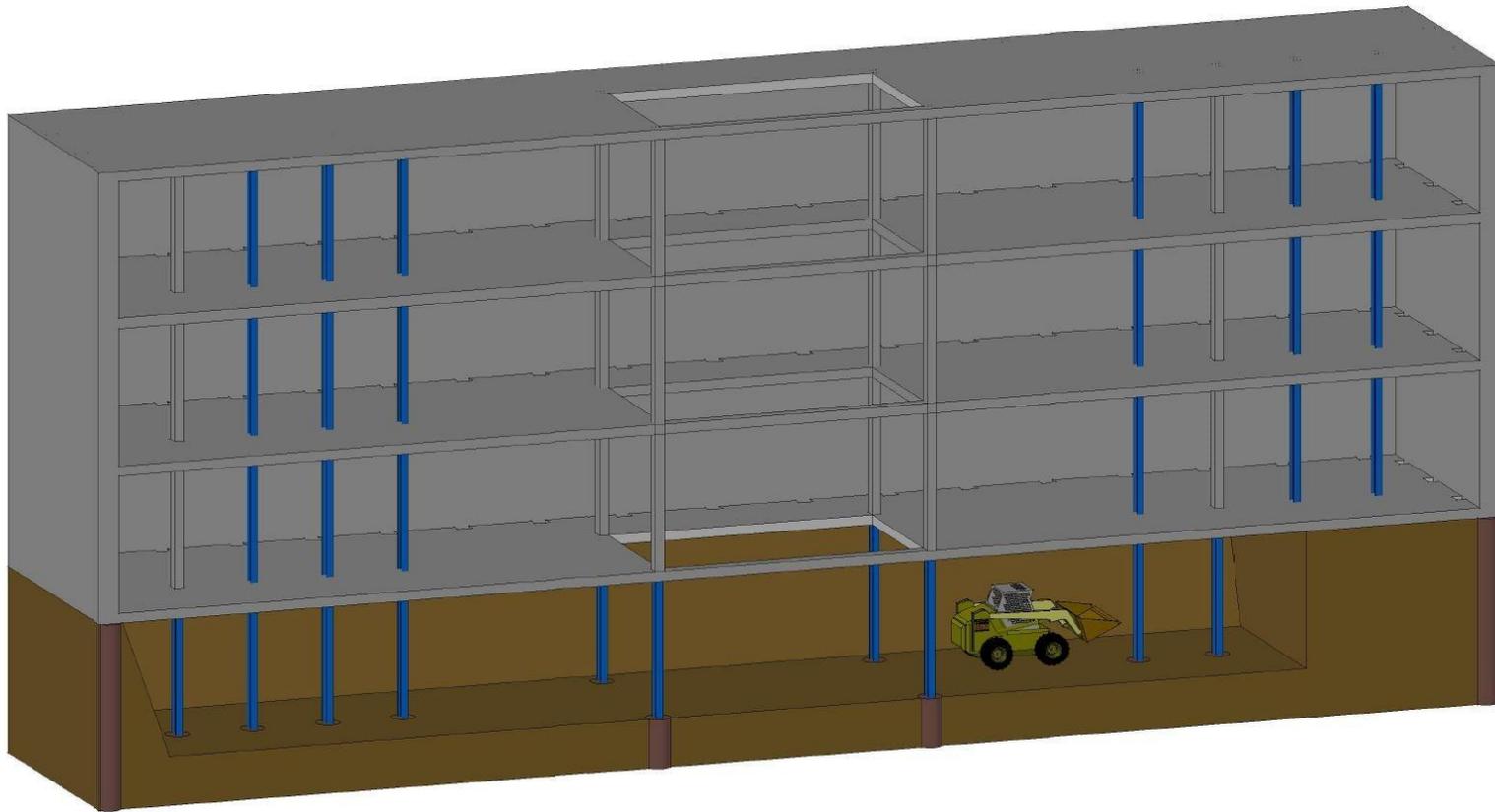
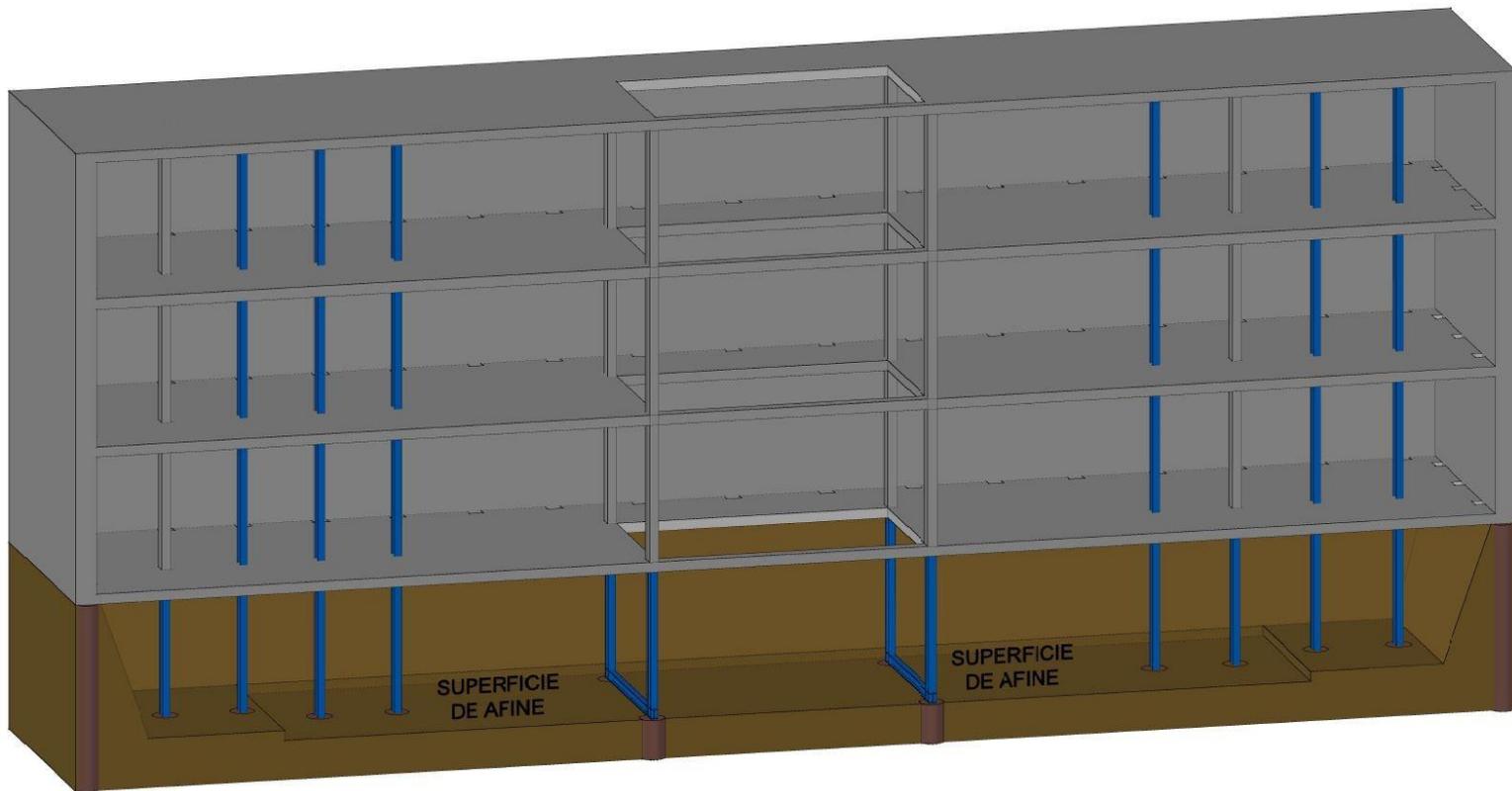
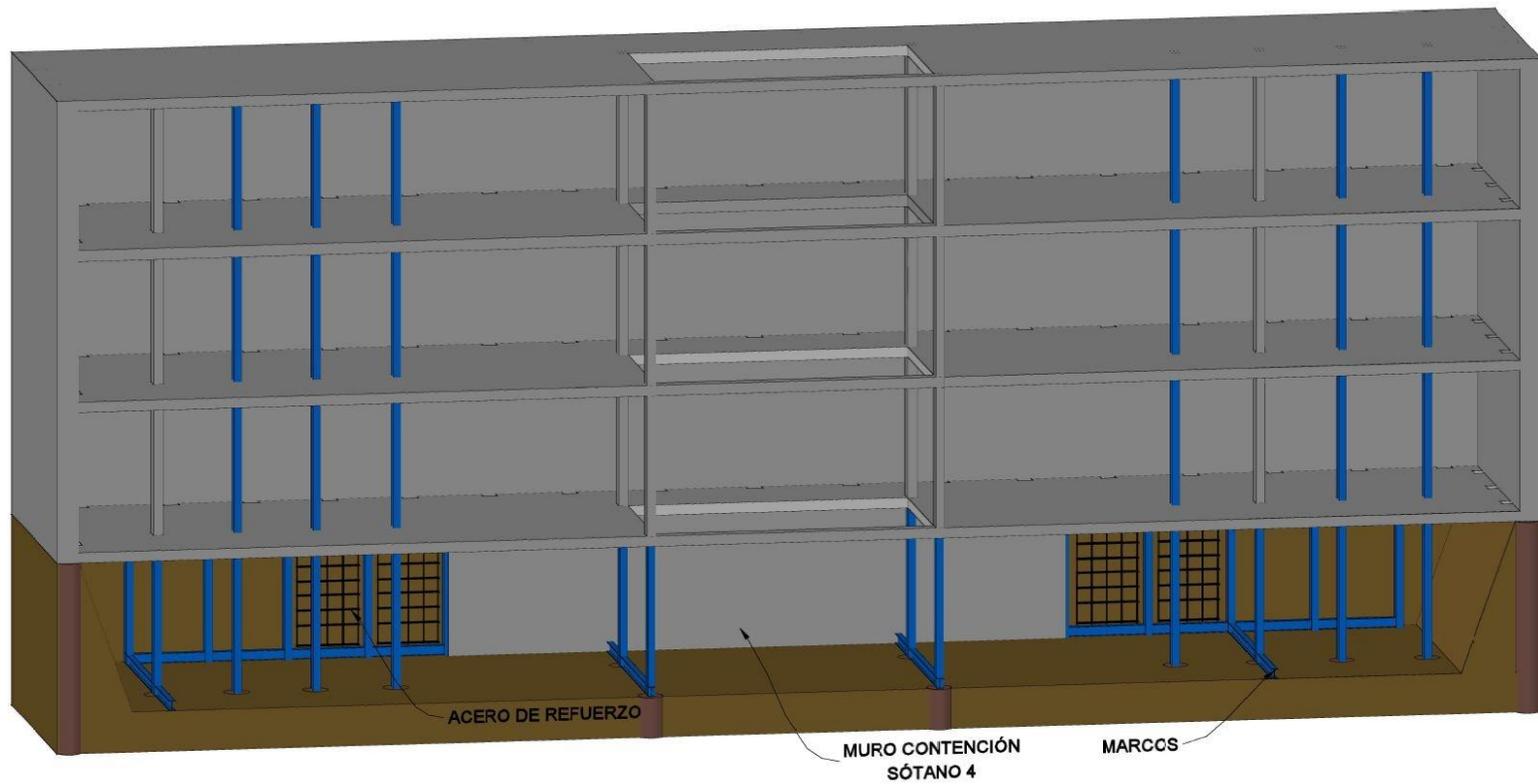


Figura A.24 Corte eje D. Etapa 5. Comienzo de la excavación por debajo de la losa de sótano 3.



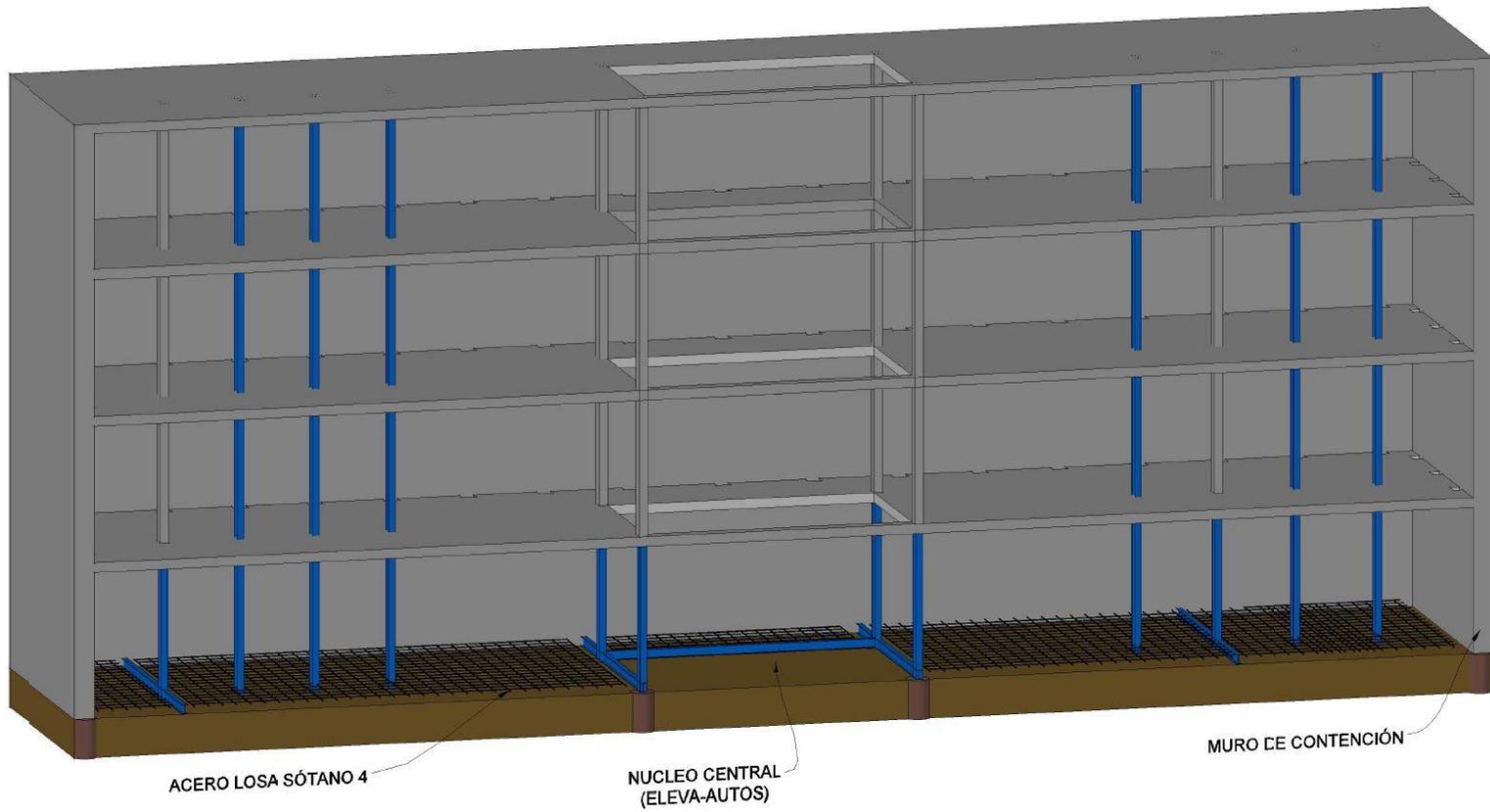
***AFINE DE LA SUPERFICIE SIN MAQUINARIA PARA EVITAR EL
REMOLDEO DEL SUELO.***

Figura A.25 Corte eje D. Etapa 5.



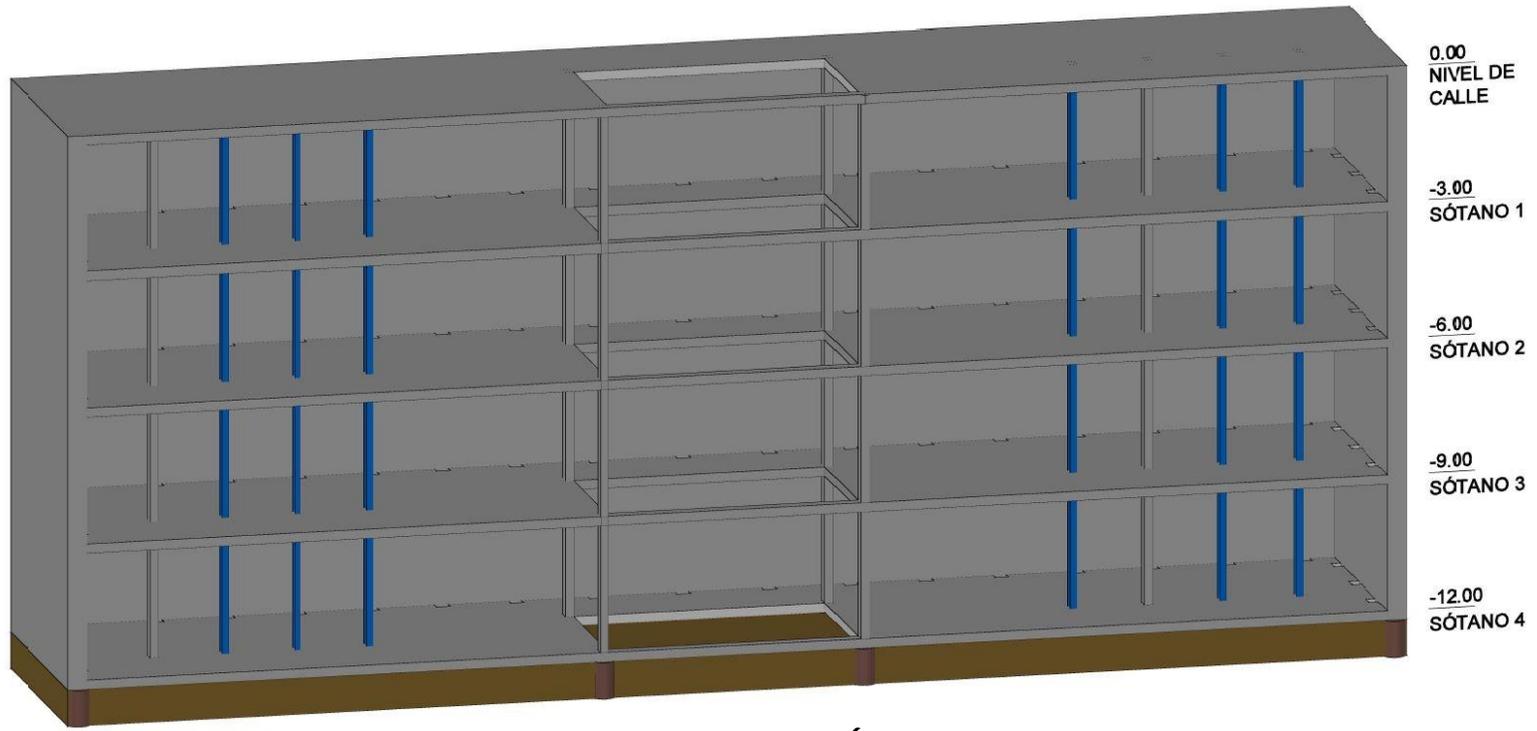
***SE FORMAN LOS MARCOS CONFORME SE RETIRAN LAS BERMAS Y
PARALELAMENTE SE HACE EL COLADO DE LOS MUROS DE CONTENCIÓN.***

Figura A.26 Corte eje D. Etapa 5.



COLOCADO DEL ACERO DE REFUERZO DE LA LOSA Y POSTERIOR COLADO.

Figura A.27 Corte eje D. Etapa 5.



**FINALIZACIÓN DE LA ETAPA, SE COMPLETA
EL SÓTANO 4 Y SE PROCEDE A REALIZAR LA
ESCAVACIÓN DEL SIGUIENTE NIVEL.**

Figura A.28 Corte eje D. Etapa 5.

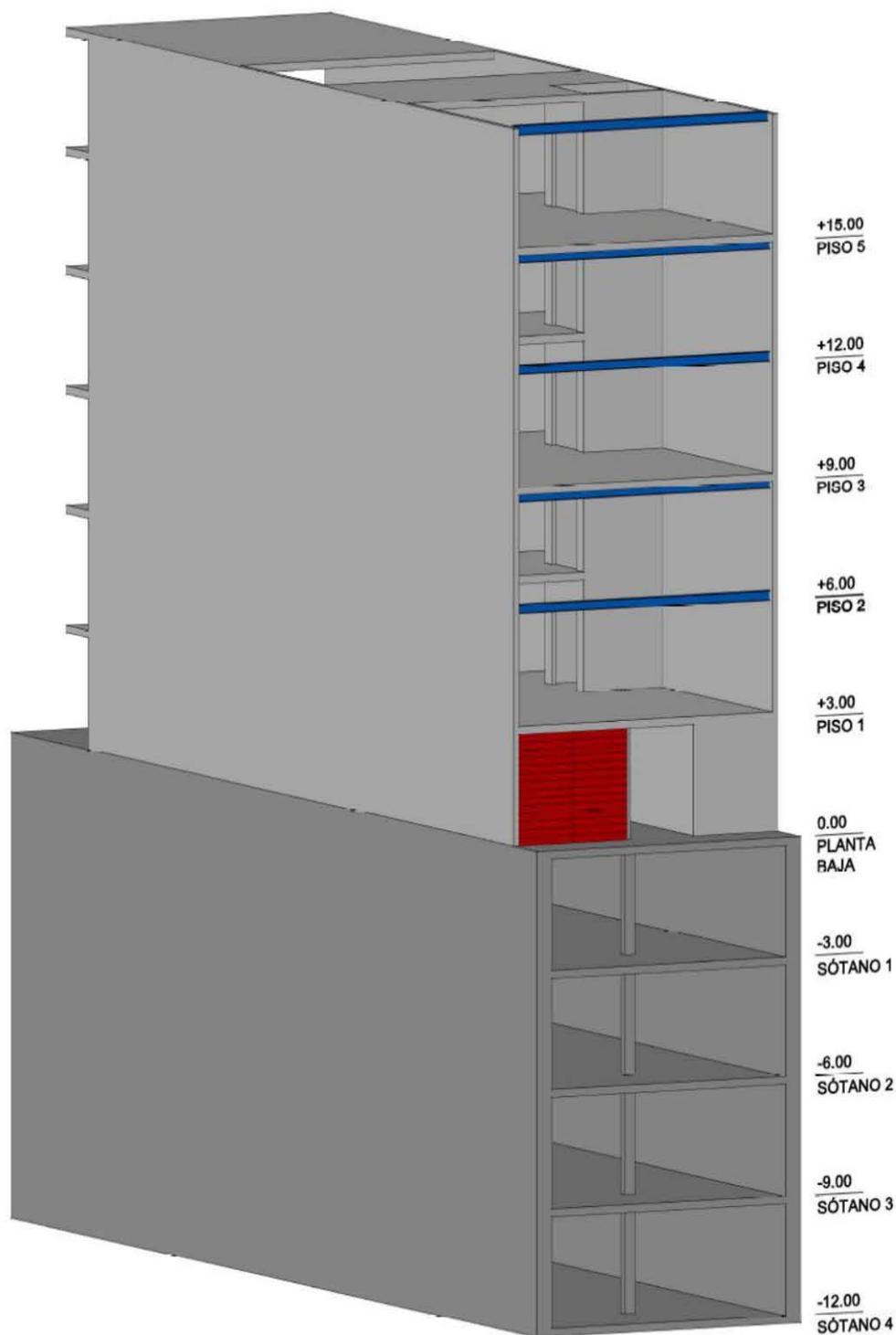


Figura A.29 Corte eje 4. Avance de la súper-estructura, respecto a la construcción de los sótanos.

156

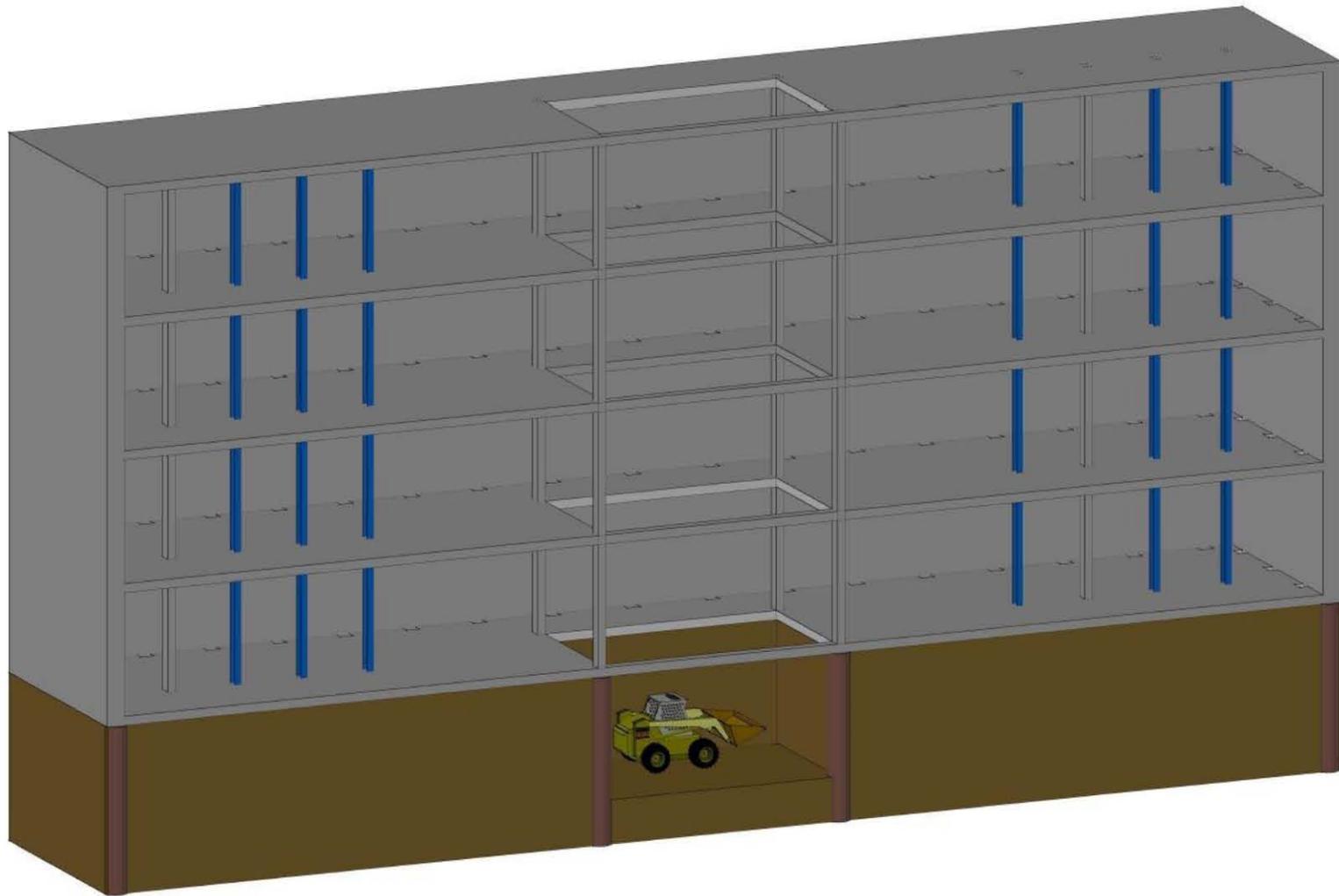


Figura A.30 Corte eje D. Etapa 6. Excavación por debajo del sótano 4.

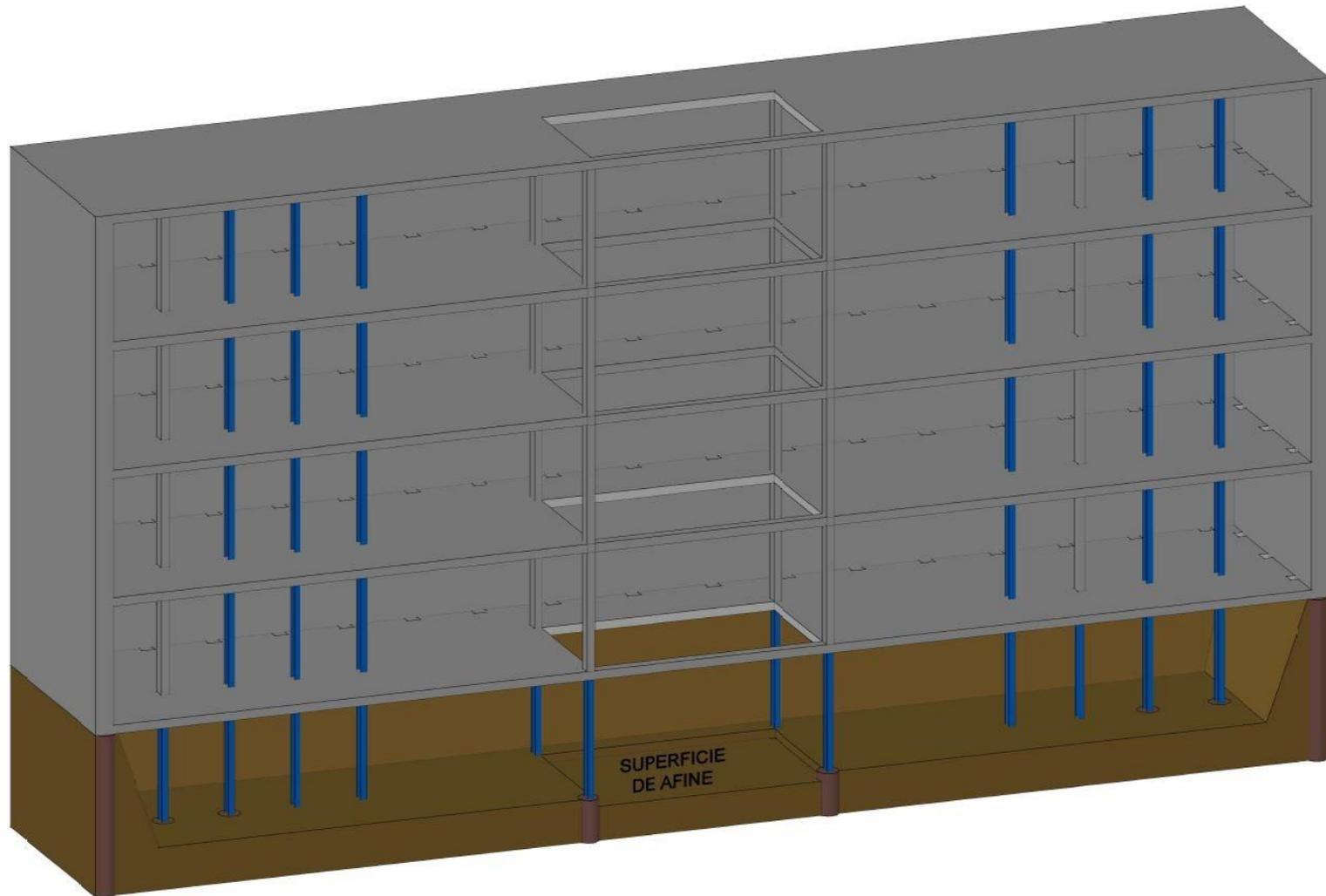


Figura A.31 Corte eje D. Etapa 6. Afine de la superficie sin maquinaria para evitar el remoldeo del suelo.

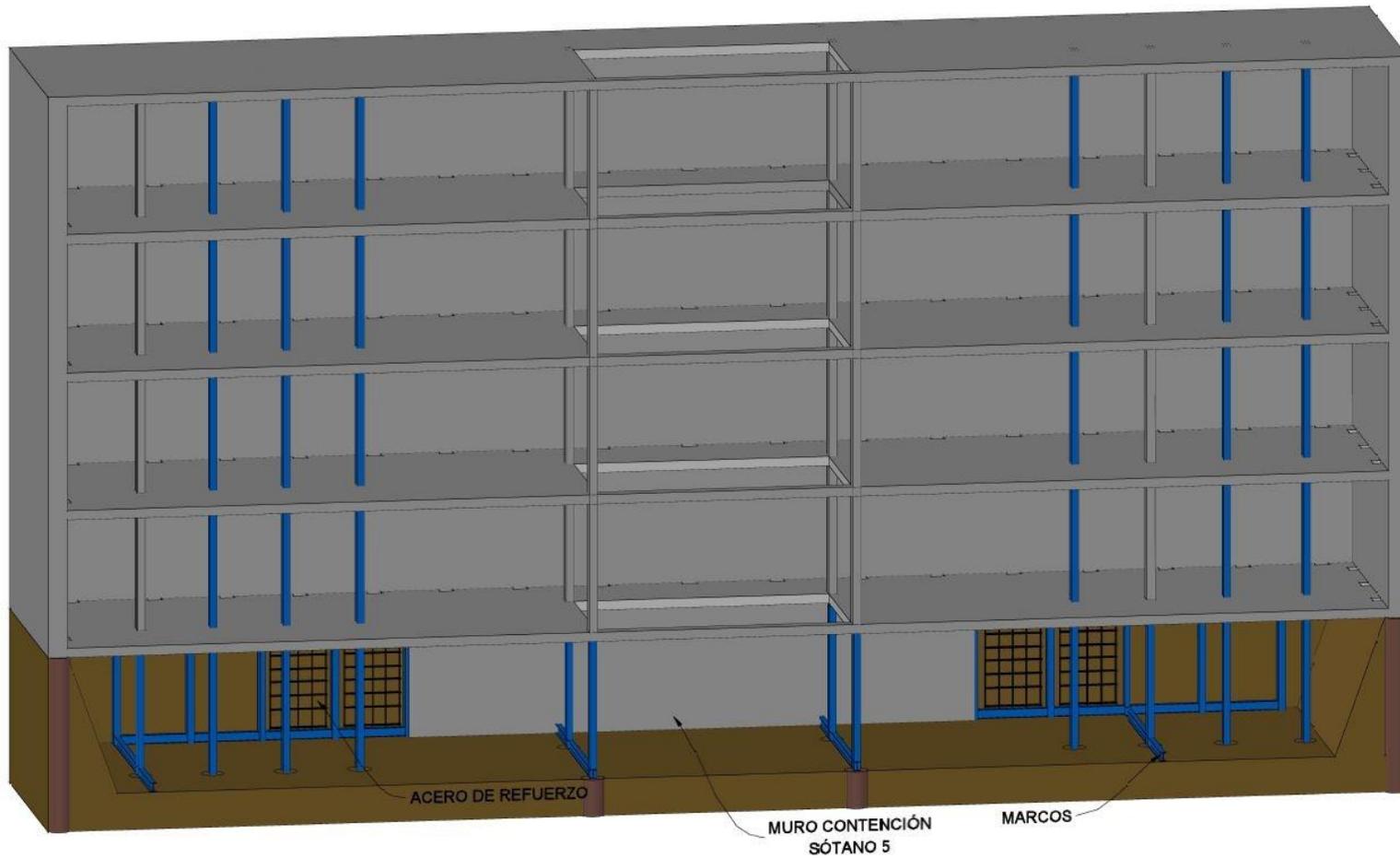


Figura A.32 Corte eje D. Etapa 6. Se forman los marcos conforme se retiran las bermas y paralelamente se hace el colado de los muros de contención del sótano 5.

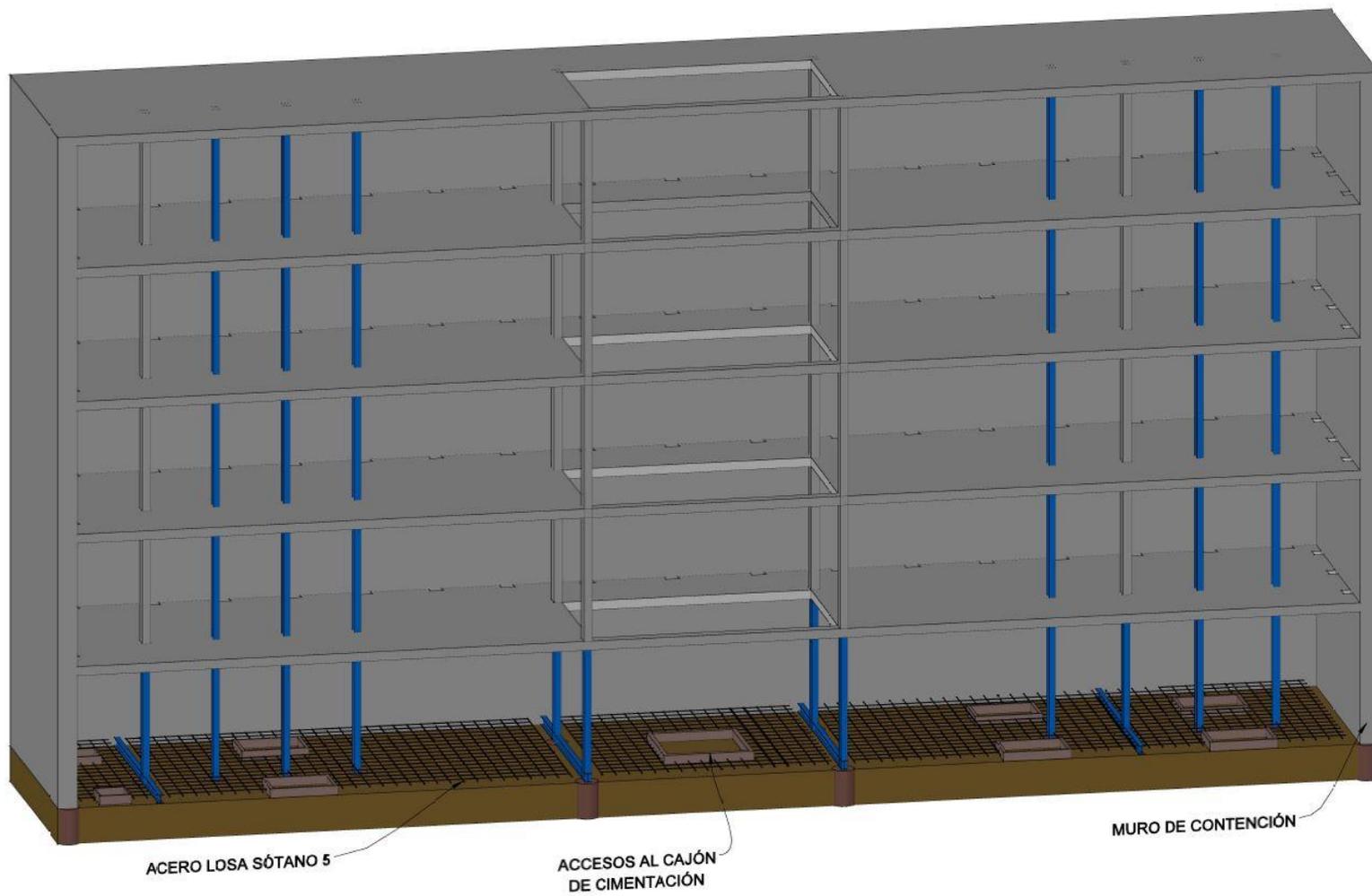


Figura A.33 Corte eje D. Etapa 6. Colocado del acero de refuerzo de la losa y posterior colado.

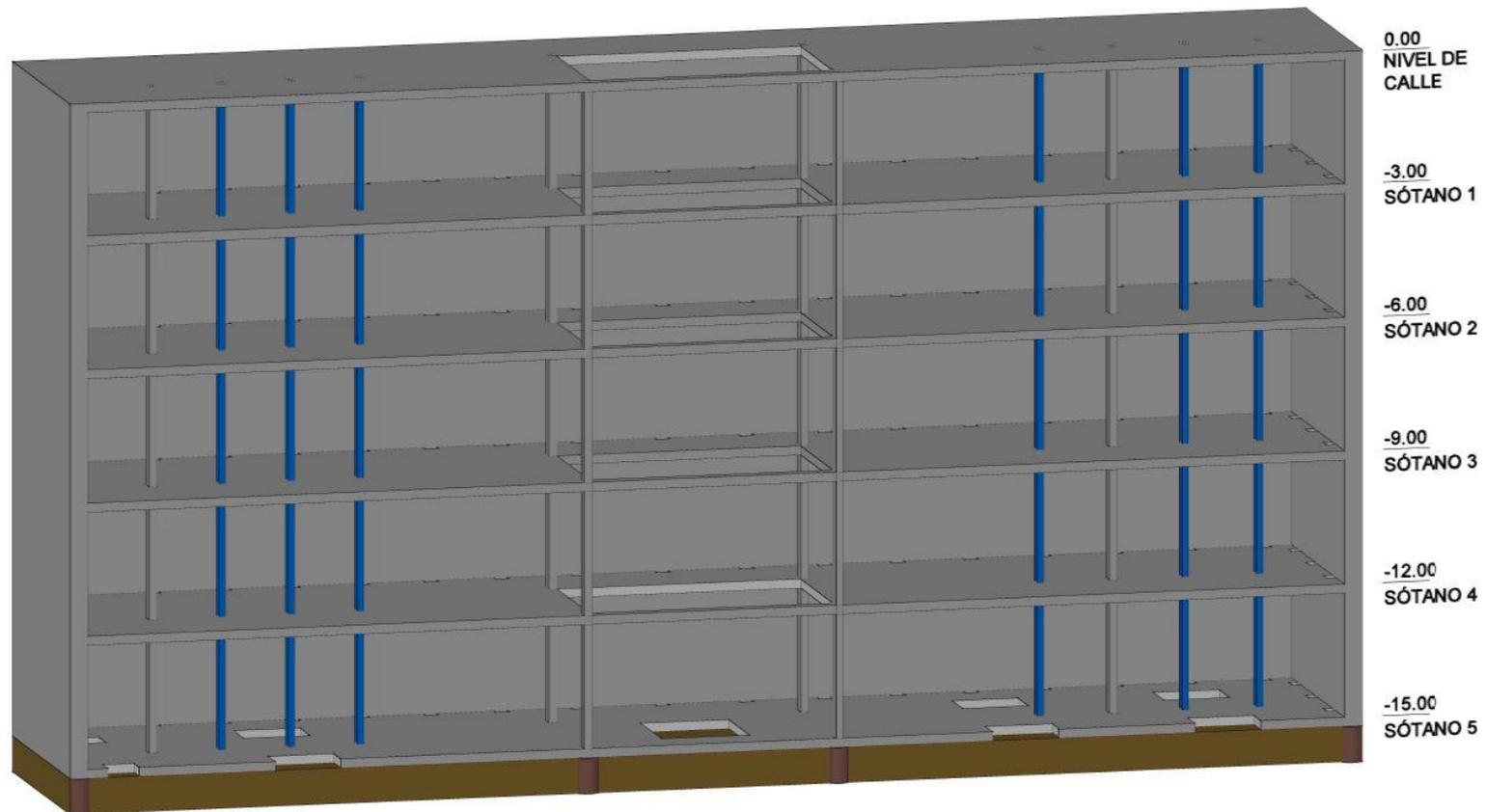


Figura A.34 Corte eje D. Etapa 6. Fin de la etapa, se terminan todos los sótanos que funcionarían como estacionamiento.



Figura A.35 Corte eje 4. Avance de la súper-estructura, respecto a la construcción de los sótanos.

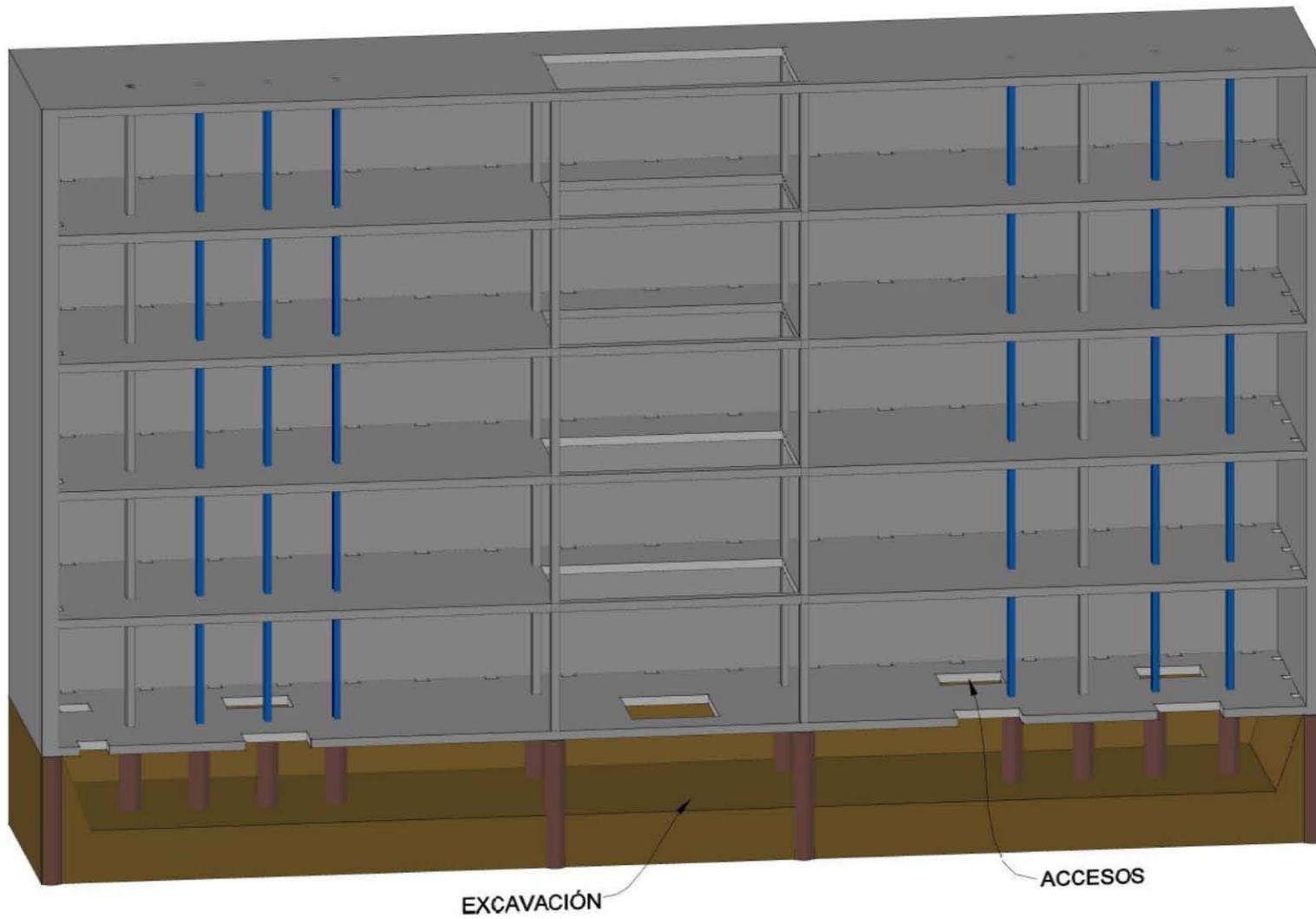


Figura A.36 Corte eje D. Etapa 7. Inicio de la excavación del cajón de cimentación.

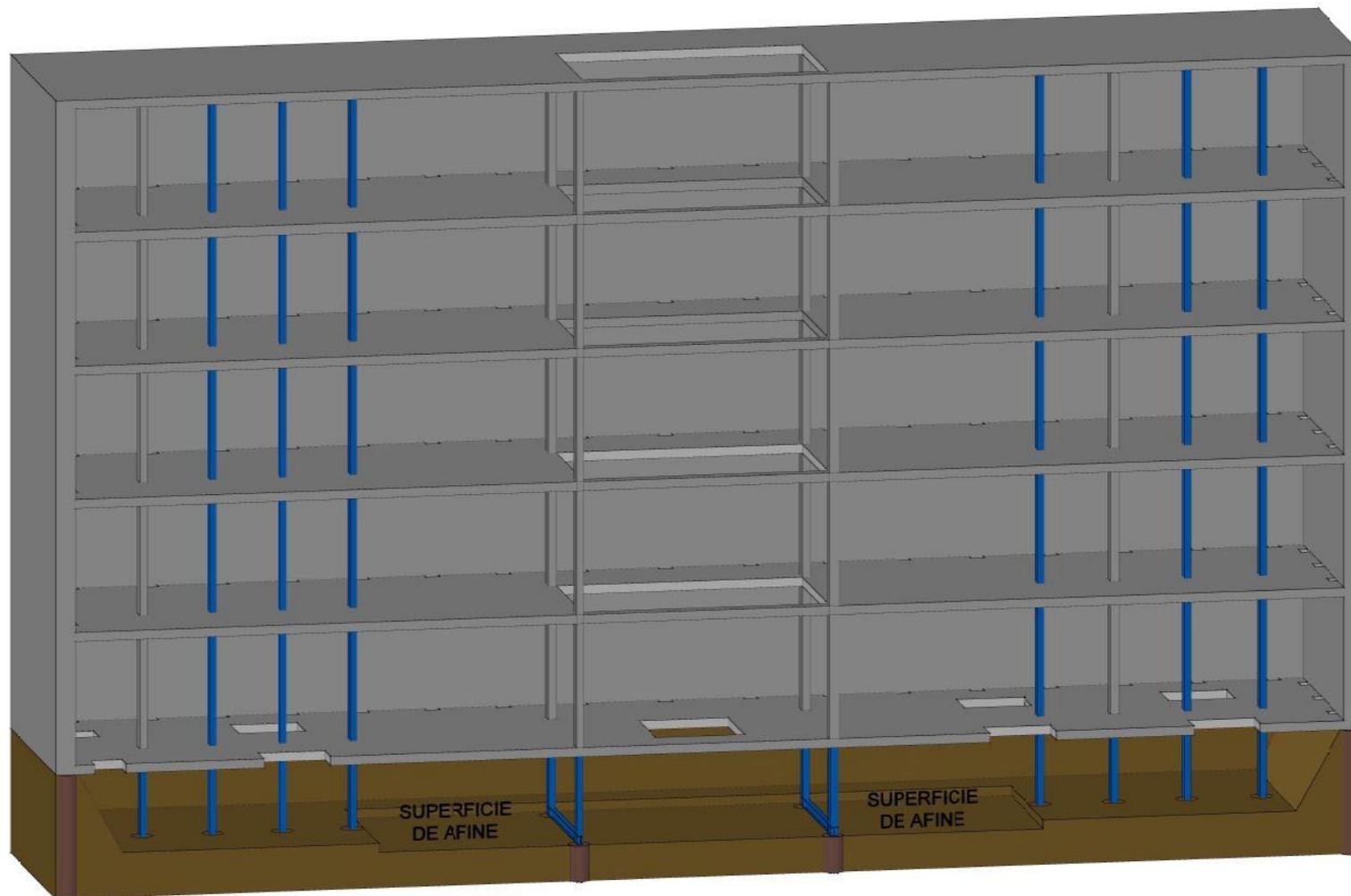


Figura A.37 Corte eje D. Etapa 7. Afine de la superficie y paralelamente formación de los marcos de la estructura.

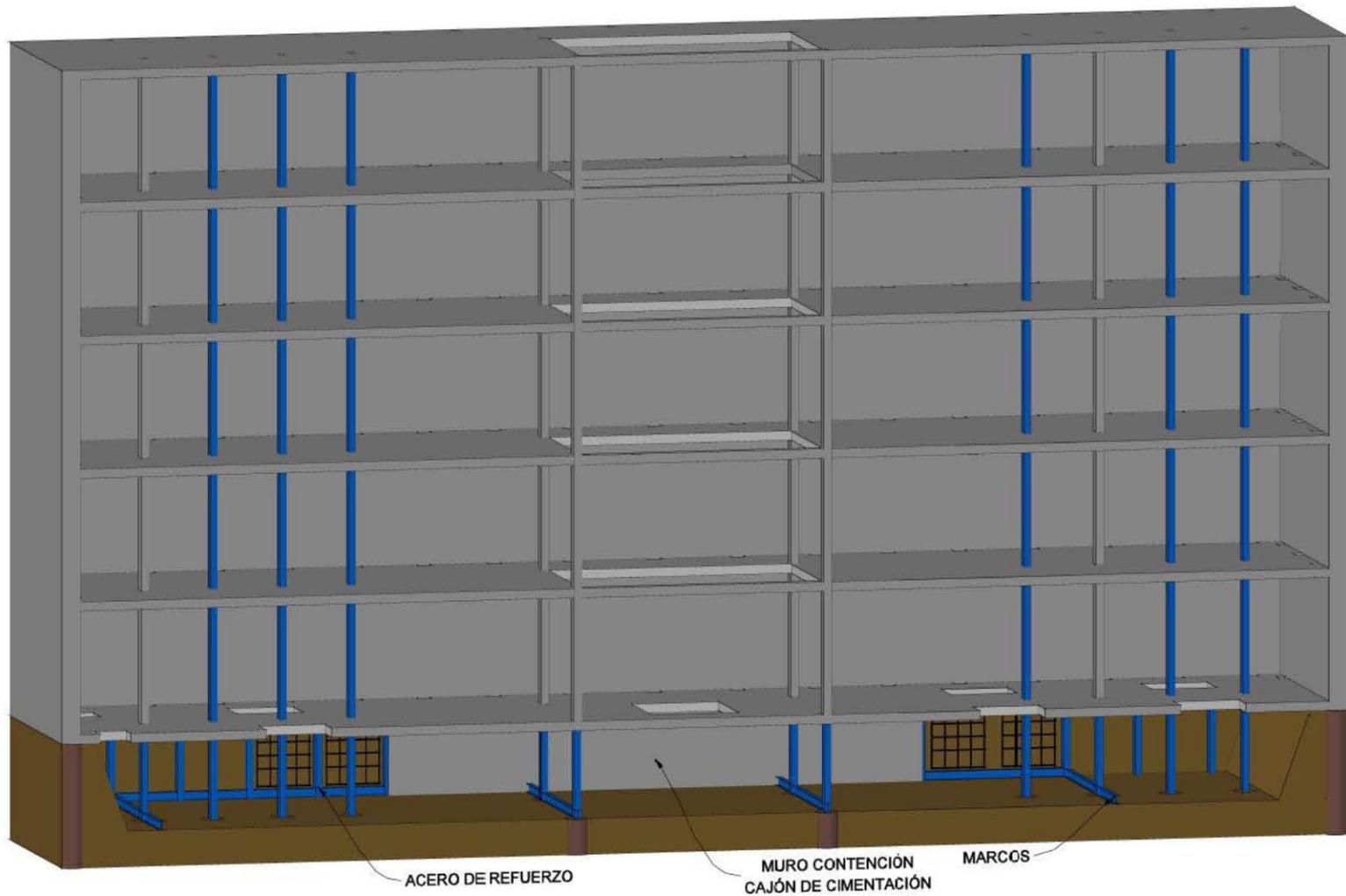


Figura A.38 Corte eje D. Etapa 7. Colocación del acero del muro de contención para posteriormente realizar el colado.

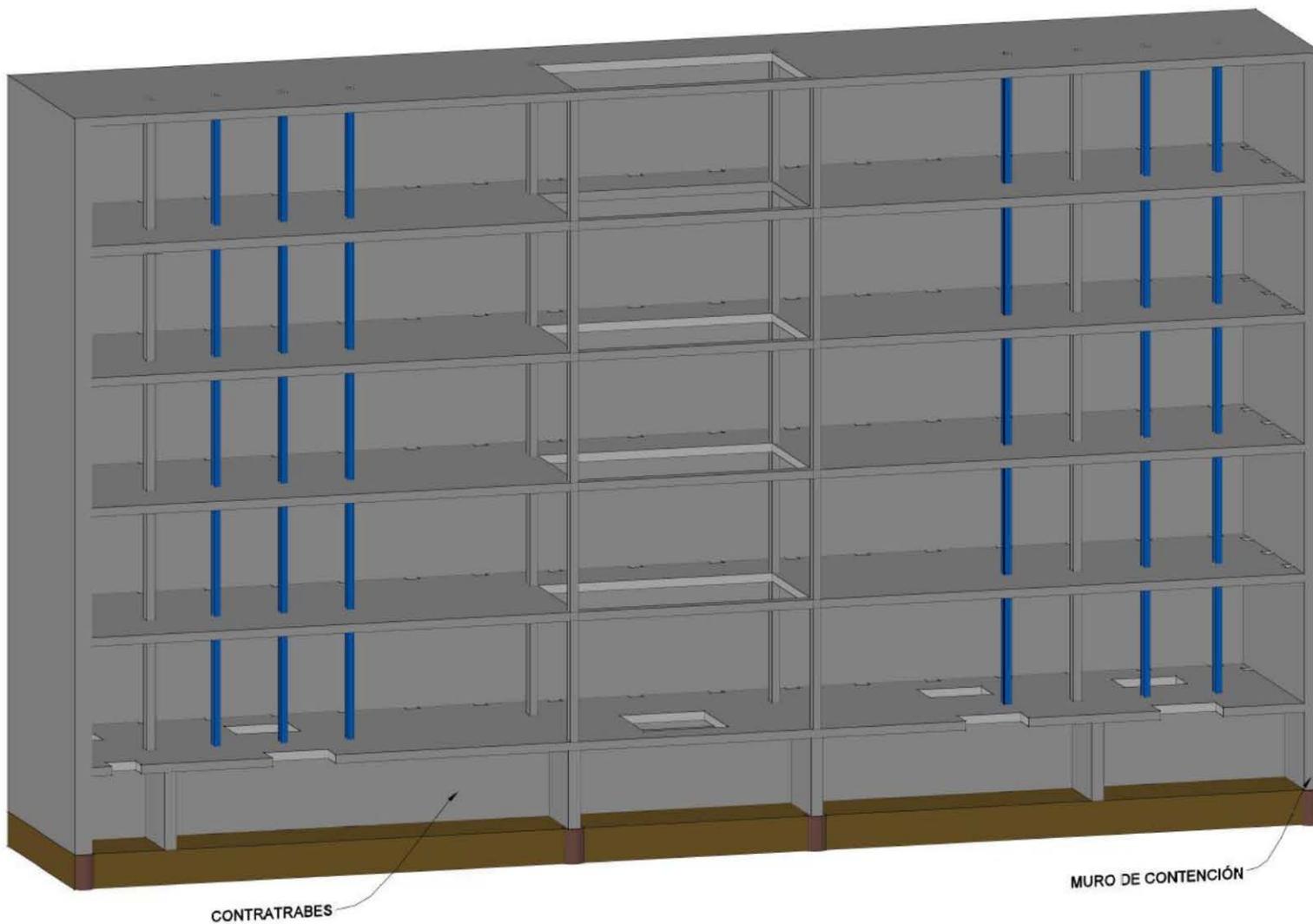


Figura A.39 Corte eje D. Etapa 7. Colado de las contratraves del cajón de cimentación.



Figura A.40 Corte eje D. Etapa 7. Preparación para el colado de la losa de fondo. Colocado de acero de refuerzo.



Figura A.41 Corte eje D. Etapa 7. Fin de la etapa y de todos los niveles de la sub-estructura..

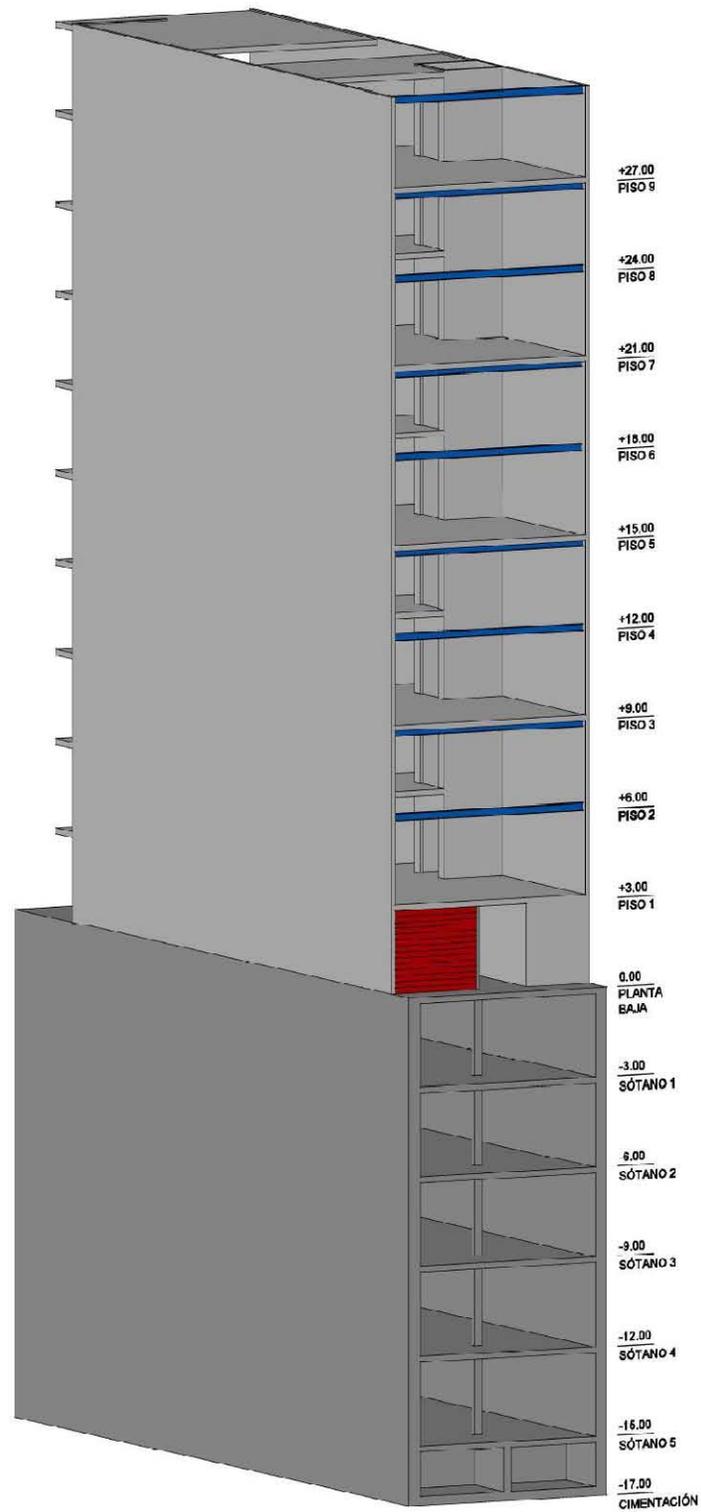


Figura A.42 Corte eje 4. Avance de la súper-estructura, respecto a la construcción de los sótanos.

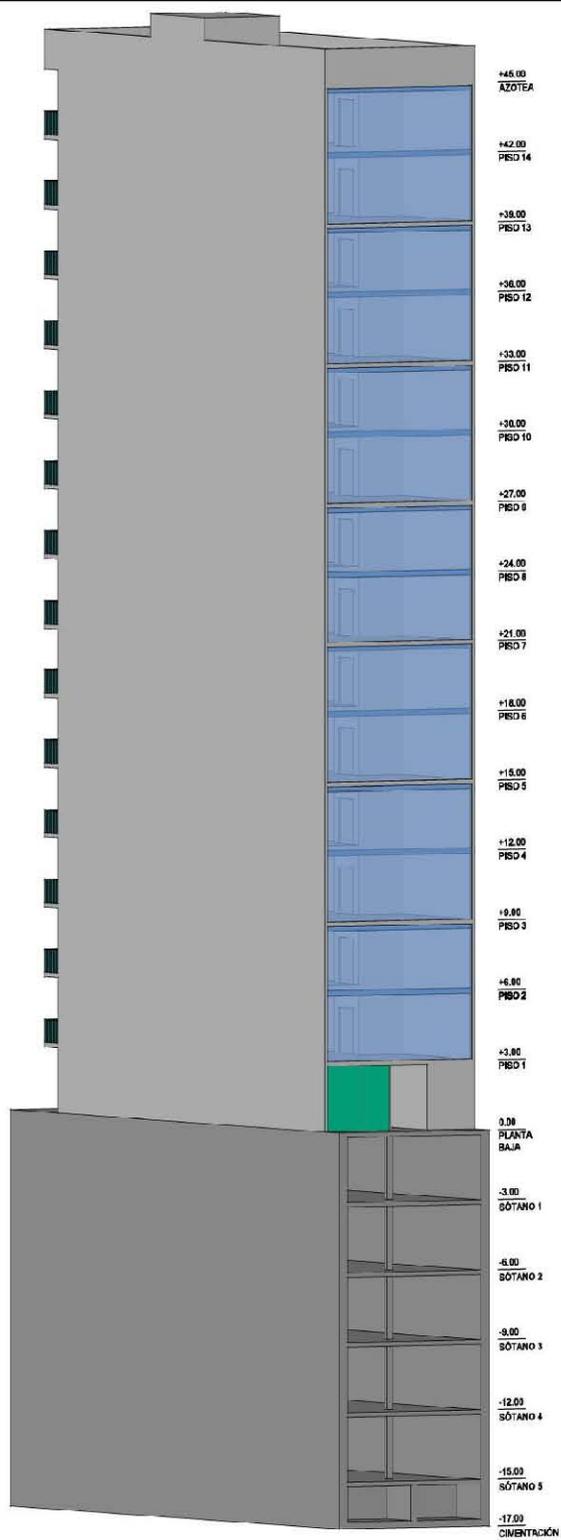


Figura A.43 Corte eje 4. Estructura completa.

BIBLIOGRAFÍA

-
- Aguilar Bejar, M. A. (1995). Edificación por Niveles Gemelos. D.F., México.
- Aguilar Moreno, J. M., Alfaro Licon, L., Ceballos Conde, O., & Martínez Juárez, J. V. (1998). Construcción de una cimentación de arriba hacia abajo en edificios de más de dos sótanos "Niveles Gemelos". D.F., México.
- arquys.com*. (s.f.). Obtenido de <http://www.arquys.com/construccion/torre-caballito.html>
- Bowles, J. E. (1980). *Manual de laboratorio de suelos de Ingeniería Civil*. Colombia: McGraw-Hill.
- Das, B. M. (1985). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. California: Thomson Learning.
- Debora, R. (1 de Junio de 2010). *obrasweb.mx*. Obtenido de <http://www.obrasweb.mx/servicios/2010/06/01/torre-reforma-movimiento-crucial#>
- Díaz Chávez, D. (s.f.). *portaldeingenieria.com*. Obtenido de https://www.portaldeingenieria.com/archivos/publicaciones/usuarios/TOP_DOWN_DAVID_DIAZ_CHAVEZ.pdf
- El Universal. (1983). Los problemas de cimentación que hay en el DF no existen en ninguna parte del mundo. *El Universal*, págs. 5-6.
- Fernandez Zarco, J. R. (2013). Edificación de sótanos en suelos blandos con el procedimiento constructivo Top-Down. D.F., México.
- Fundación Wikimedia. (23 de Febrero de 2016). *wikipedia.org*. Obtenido de https://es.wikipedia.org/wiki/Torre_del_Caballito
- Gobierno del Distrito Federal. (2006). *Normas Técnicas Complementarias* (Vols. Tomo II No. 103-Bis). Distrito Federal: Gaceta Oficial de la Federación.
- Grupo Expansión. (1979). Primero las columnas, después la excavación. *Obras*, 120.
- Grupo Expansión. (1981). Gemelos en Ingeniería. *Obras*, 29-34.

-
- Juárez Badillo, E., & Rico Rodríguez, A. (1973). *Mecánica de Suelos Tomo 1*. México: Limusa.
- Juárez Badillo, E., & Rico Rodríguez, A. (1983). *Mecánica de Suelos Tomo 2*. México: Limusa.
- Kryniné, D. P. (1951). *Mecánica de Suelos*. Buenos Aires: McGraw-Hill.
- Land Transport Authority. (s.f.). *lta.gov.sg*. Obtenido de <https://www.lta.gov.sg/content/dam/ltaweb/corp/PublicTransport/files/TopDown%20Final.pdf>
- Lugo, A. (24 de Marzo de 2014). *prezi.com*. Obtenido de <https://prezi.com/dmvxm8e88i2v/torre-bancomer-e-ixe/>
- Solís, A. A. (30 de Septiembre de 2013). *obrasweb.mx*. Obtenido de <http://www.obrasweb.mx/construccion/2013/09/01/top-down-el-metodo-que-reduce-costos-y-tiempos>
- Terzaghi, K., & Beck, R. B. (1955). *Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica*. Barcelona: El Ateneo.
- Zeevaert, L. (1983). *Foundation Engineering for difficult subsoil conditions*. New York: Van Nostrand Reinhold Company.
- Zeevaert, L. (1984). *Teoría y práctica del péndulo de torsión*. México: UNAM.
- Zeevaert, L. (1991). *Interacción suelo-estructura de cimentación*. México: Limusa.