



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

“CONSTRUCCIÓN DE LA CIMENTACIÓN DE UN
CONJUNTO HABITACIONAL EN ARCOS DE
ARAGÓN, D.F.”

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTA:

OSIEL CRUZ SAGASTUME

DIRECTOR DE TESIS:

ING. CARLOS MANUEL CHÁVARRI MALDONADO



MÉXICO, D.F. CIUDAD UNIVERSITARIA 2007.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA
DIRECCIÓN
FING/DCTG/SEAC/UTIT/034/07

Señor
OSIEL CRUZ SAGASTUME
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor ING. CARLOS MANUEL CHÁVARRI MALDONADO, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"CONSTRUCCIÓN DE LA CIMENTACIÓN DE UN CONJUNTO HABITACIONAL EN ARCOS DE ARAGÓN, D.F."

- INTRODUCCIÓN
- I. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO
- II. PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCIÓN EN EDIFICIOS Y ESTACIONAMIENTO
- III. CONCLUSIONES

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

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

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria a 4 de Mayo 2007.
EL DIRECTOR

MTRO. JOSÉ GONZALO GUERRERO ZEPEDA
GGZ/RSU/gar.

Agradecimientos

"Le doy especialmente las gracias a la Universidad Nacional Autónoma de México por darme la oportunidad, y facilitarme los medios para realizarme como profesionalista"

A MIS PADRES

GREGORIO CRUZ MENDOZA

MARÍA DEL SOCORRO SAGASTUME CASTAÑEDA

A MIS HERMANOS

JOSE MANUEL CRUZ SAGASTUME

NARDA EVELIN CRUZ SAGASTUME

ARMIDA CRUZ SAGASTUME

A MI DIRECTOR DE TESIS

ING. CARLOS CHÁYARRI MALDONADO.

AL ING. JUAN PAULÍN AGUIRRE

DE CIMESA, MÉXICO.

A TODOS LOS COMPAÑEROS QUE ME AYUDARON

A CONCLUIR LA CARRERA

EL MEJOR PREDICADOR ES EL CORAZÓN; EL MEJOR MAESTRO, EL TIEMPO; EL MEJOR LIBRO ES EL MUNDO; EL MEJOR AMIGO, DIOS.

ÍNDICE

I.	INTRODUCCIÓN.	.1
II.	DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.	.3
2.1	Estudios de mecánica de suelos.	.4
2.1.1	Mediciones realizadas en Aragón I.	.5
2.1.2	Exploración geotécnica.	.9
-	Sondeos y muestras.	.9
-	Piezometría.	12
-	Pruebas de laboratorio.	17
-	Perfil estratigráfico.	20
2.1.3	Revisión de capacidad de carga.	23
-	Cargas.	23
-	Revisión de los estados limite de falla.	26
-	Revisión de los estados limite de servicio.	28
2.2	Descripción de las cimentaciones.	31
2.2.1	Conceptos generales de inclusiones rígidas.	31
-	Definiciones y desarrollo.	31
-	Interacción entre inclusión y suelo.	37
-	Método de los elementos finitos.	38
2.2.2	Cálculo de inclusiones.	39
2.3	Descripción de las estructuras.	47
2.3.1	Tipos de edificios.	47
-	Aspectos arquitectónicos.	49
-	Aspectos urbanos.	50
2.3.2	Elementos estructurales.	52
-	Losa y contratrabe.	52
-	Sistema de piso.	53

III.	PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCIÓN EN EDIFICIOS Y ESTACIONAMIENTO DE LAS CIMENTACIONES.	.55
3.1	Construcción de las inclusiones.55
3.1.1	Obras preliminares.55
3.1.2	Perforación.56
3.1.3	Supervisión.63
3.1.4	Instrumentación.64
3.2	Construcción de terraplenes y losas de cimentación.65
3.3	Construcción de muros.68
IV.	CONCLUSIONES.	<u>.71</u>

BIBLIOGRAFÍA

I. INTRODUCCIÓN

En los últimos años la población de la ciudad de México ha presentado un extraordinario crecimiento. Esto ha provocado la expansión de conjuntos habitacionales de interés social hasta zonas de suelos blandos como es la zona del lago de la ciudad de México, en donde los materiales del subsuelo presentan una alta compresibilidad y una baja resistencia al cortante, también presentan asentamientos a largo plazo cuyos efectos se muestran como asentamientos diferenciales y emersiones aparentes. Habitualmente se considera para la cimentación de estos edificios el uso de cimentaciones compensadas parcial o totalmente, o de cimentaciones profundas que trabajen principalmente por fricción. Sin embargo, cada tipo de cimentación propuesta resulta económicamente inviable de aplicar cuando se considera el bajo precio de los departamentos.

Otra opción consiste en el mejoramiento masivo del suelo como base para el diseño de la cimentación, en la actualidad, resulta más económica la aplicación de tecnología especial para su construcción. Por ello, en esta obra se trata el procedimiento constructivo de la cimentación a base de inclusiones rígidas del conjunto habitacional Arcos de Aragón en su segunda etapa.

Como antecedente, distintas compañías propusieron tres tipos de cimentaciones. Uno de ellos consistía en una losa de cimentación superficial con pilotes de fricción y los otros dos en sistemas a base de inclusiones rígidas, figura 1. La selección del tipo de cimentación se basó en los estudios geotécnicos y en las mediciones hechas en el lugar, con los cuales se pudo hacer un nuevo análisis y diseño de la cimentación. De acuerdo con los estudios se determinó que la solución adecuada era el uso de inclusiones rígidas, que implicaba un mejoramiento masivo de suelo que disminuiría los asentamientos del suelo.

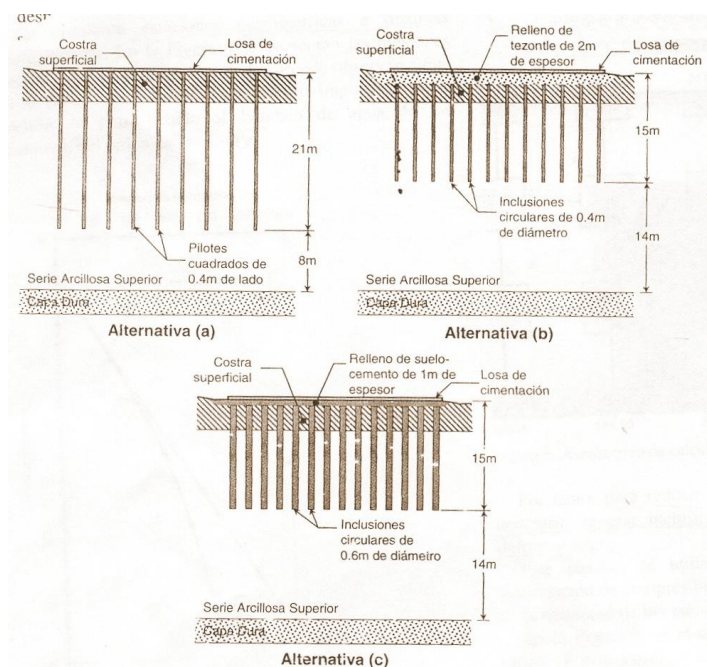


Figura 1. Alternativas de cimentación propuestas.

En el segundo capítulo referente a la descripción de proyecto se muestran los estudios de mecánica de suelos y las mediciones realizadas en el predio que tuvieron el propósito de optimizar el diseño de las cimentaciones. Se describe el diseño de la cimentación a base de inclusiones rígidas del predio junto con la definición de los conceptos concernientes al diseño de cimentaciones a base de inclusiones rígidas, también se describe el método numérico basado en elementos finitos para el diseño de las inclusiones del proyecto. En el último inciso se describen las características de los edificios que componen el conjunto habitacional Arcos de Aragón II así como los elementos estructurales que los conforman.

En el tercer capítulo se describe el procedimiento constructivo de las pilas inclusivas, del conjunto habitacional Arcos de Aragón II, a base de un sistema industrial de construcción de pilas. En el primer inciso se describen los procesos anteriores al desplante de los edificios, como son las obras preliminares, se describe la construcción de las pilas inclusivas, de la capa de repartición así como el equipo usado en el proceso. También se describe el monitoreo que se necesita para registrar el comportamiento de las inclusiones.

Por último se trata la construcción de los terraplenes para el desplante de los edificios y el manejo de la capa de repartición como plataforma de trabajo, se trata la construcción del sistema de rejilla a base de losa de cimentación y contratrabes y el método utilizado para el tipo de terreno. También se describe el levantamiento de los muros en los edificios.

II.- DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El proyecto se considera como la ampliación del conjunto habitacional Geovillas de Aragón (Arcos de Aragón II), se localiza en Calzada San Juan de Aragón No. 439, colonia D. M. Nacional, en la delegación Gustavo A. Madero, Figura 1. Al conjunto habitacional se puede llegar por el eje 3 Oriente (Eduardo Molina), posteriormente con la calle de río de Guadalupe hacia el oriente y finalmente llegar al conjunto o bien, continuar por Av. Eduardo Molina hasta su convergencia con el eje 5 Norte (San Juan de Aragón) para continuar con dirección oriente y finalmente llegar al conjunto habitacional Geovillas de Aragón.



Figura 1. Localización del proyecto

2.1.1. Mediciones realizadas en Aragón I

Desde el inicio de la construcción del proyecto Aragón 1ª etapa, se han monitoreado las condiciones piezométricas y el hundimiento regional de la zona, así como los asentamientos de las estructuras. En la parte sur del predio se encuentra instalada una estación piezométrica y un banco de nivel profundo, como se muestra en la figura 3.

La estación piezométrica está formada por un pozo de observación (T.O.) de 6 m de profundidad, tres piezómetros (PZ-2, PZ-3 y PZ-4) instalados en lentes permeables ($z = 10, 18$ y 24 m, figura 3) y uno (PZ-1) en la capa dura a 31 m de profundidad. El resumen de lecturas realizadas en esta estación desde enero de 2005 a marzo de 2006, se presenta en la gráfica de la figura 4. Puede observarse que en el tiempo transcurrido (15 meses, aproximadamente) no existe una variación importante en el valor de la presión de poro en exceso, por lo que se puede decir que el bombeo en la zona ha sido constante y no se ha incrementado desde la primera lectura.

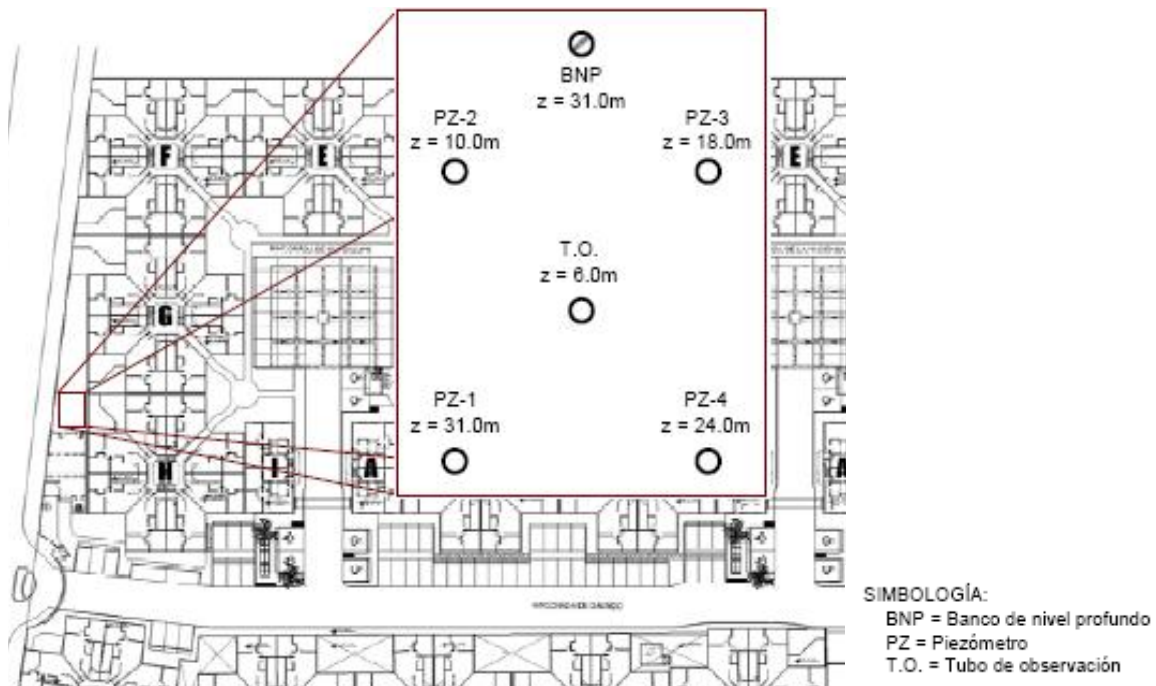


Figura 3. Localización de instrumentación

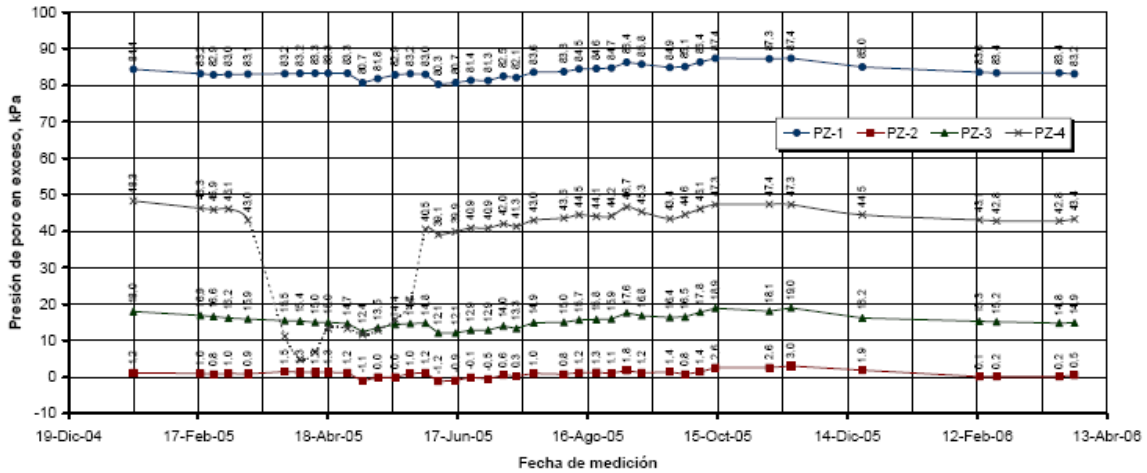


Figura 4. Mediciones periódicas de los niveles de los piezómetros

En la gráfica de la figura 5 se presenta un perfil de la variación de la presión de poro con la profundidad, obtenido de mediciones realizadas al 9 de octubre de 2006 en la estación piezométrica. En la figura puede observarse un abatimiento importante de la hidrostática, de hasta 90 kPa a la profundidad de la capa dura (31 m). Se aprecia también que no existe variación importante con la última lectura realizada en marzo de 2006.

Por otra parte, se han realizado algunas mediciones del hundimiento regional. Estas se efectuaron midiendo la separación entre la punta del banco de nivel profundo y el ademe que lo rodea. Los resultados de esta medición se presentan en la gráfica de la figura 6, de la cual se obtiene un hundimiento regional del orden de los 5.3 cm/año.

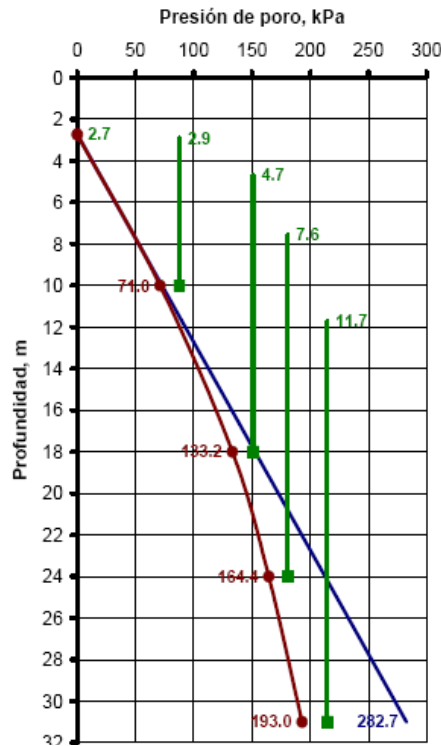


Figura 5. Presiones de poro actuales medidas en la estación piezométrica

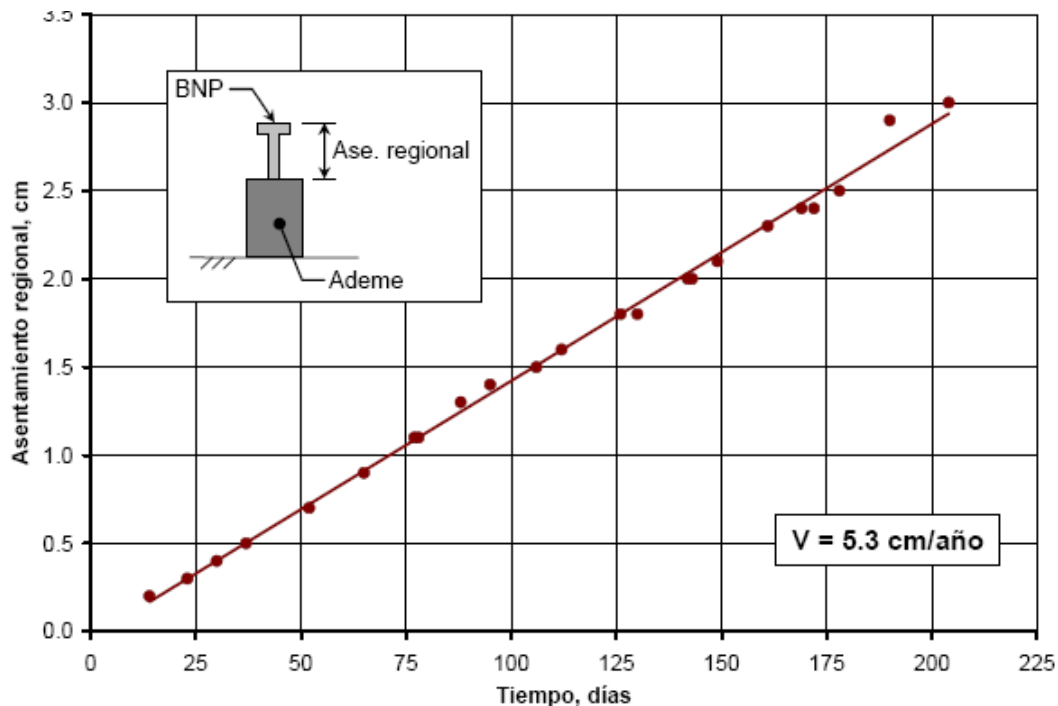


Figura 6. Velocidad del hundimiento regional

La forma en la que se realiza la medición del hundimiento regional es poco confiable, ya que el ademe del banco se encuentra influenciado por la carga de los edificios vecinos y por la adherencia del suelo en su fuste. Sin embargo, las mediciones realizadas hasta la fecha pueden ser útiles para tener un orden de magnitud del problema.

El hundimiento regional registrado indica que, aunque la presión de poro en exceso medida en los lentes permeables no ha cambiado desde enero de 2005, esta no se ha terminado de disipar en los estratos arcillosos y por esto el hundimiento continúa desde entonces.

Se debe aclarar que el hundimiento regional que se registra es el correspondiente únicamente a la serie arcillosa superior ya que el banco de nivel se encuentra instalado en la primera capa dura. De acuerdo con lo anterior, se puede decir que el hundimiento regional de la zona, desde enero de 2005 a diciembre de 2006, es del orden de los 10.5 cm.

También se han realizado nivelaciones topográficas en varios puntos de cada uno de los edificios que se han construido hasta el momento. En la gráfica de la figura 7 se presenta el asentamiento medio total calculado de dichas mediciones desde marzo de 2005 hasta octubre de 2006, del edificio E de las manzanas III, IV y V. Es importante mencionar que estos asentamientos son totales ya que incluyen el hundimiento regional, debido a que las nivelaciones se efectuaron respecto al banco de nivel profundo.

Puede observarse que no se cuenta con la información de las mediciones de diciembre de 2005 a abril de 2006 (5 meses). Si se considera, de forma conservadora, que en este lapso se ha desarrollado un asentamiento adicional de 8 cm, se podría decir que el asentamiento total máximo hasta octubre de 2006 sería del orden de los 22 cm. Si a este asentamiento se resta el regional, correspondiente a un periodo de un año y siete meses (8.4 cm), entonces se obtiene el asentamiento efectivo que sería del orden de los 13.6 cm, inferior al límite establecido por la Norma (30 cm, Ref. 2).

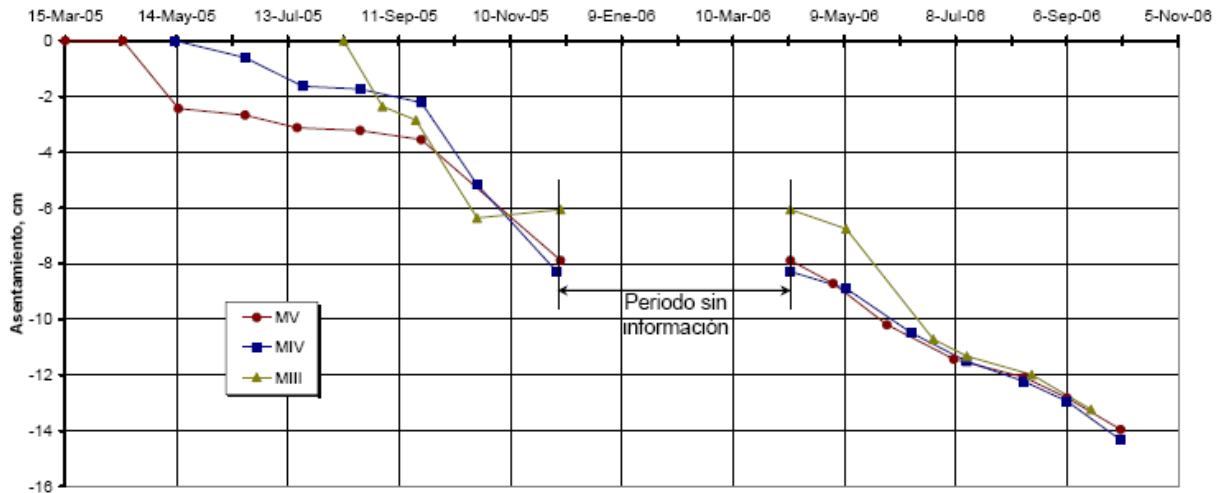


Figura 7. Resumen del asentamiento total, medido desde marzo de 2005

Ahora, si se elimina la información anterior a abril de 2005, se obtiene la gráfica de la variación del asentamiento con el tiempo de la figura 8. En esta figura puede observarse que el hundimiento de las manzanas IV y V es menor que el registrado en la III, debido a que estas dos primeras se terminaron de construir unos meses antes que la segunda.

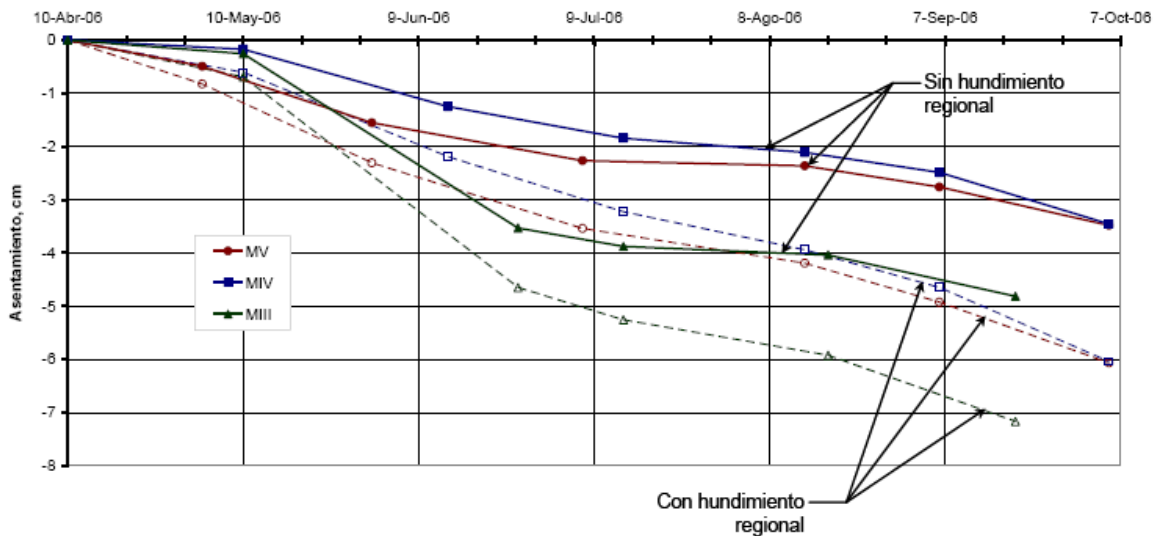


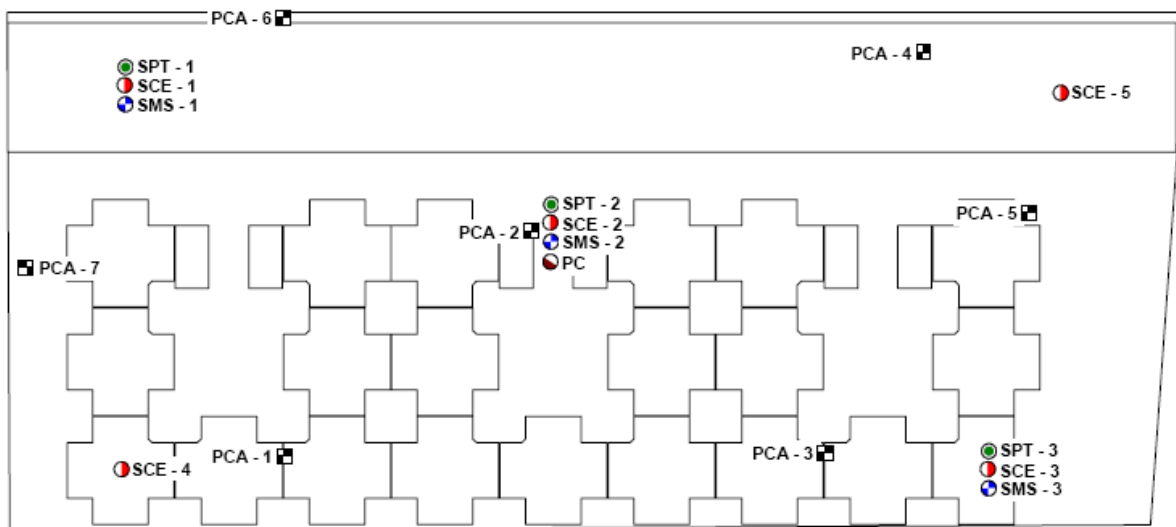
Figura 8. Resumen de los asentamientos medidos desde abril de 2006

De acuerdo con las nivelaciones realizadas y con lo observado en campo, se puede decir que el comportamiento, hasta el momento, de los edificios cimentados sobre inclusiones cumple con los límites establecidos por la Norma. Sin embargo, es necesario disminuir al máximo las incertidumbres en dichas nivelaciones, tomando en cuenta las recomendaciones mencionadas respecto a la medición del hundimiento regional.

2.1.2. Exploración geotécnica.

Sondeos y muestras

Con el fin de observar las características de los rellenos superficiales y conocer a fondo la composición de los materiales del subsuelo en el terreno de interés, se realizaron diferentes tipos de sondeos como son el sondeo mixto (penetrómetro estándar, pozos a cielo abierto y tubo Shelby), de cono eléctrico, así como una clasificación mediante el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). Los trabajos de exploración y muestreo realizados en la zona de estudio se presentan en la figura 9.



SIMBOLOGÍA:
SPT = Sondeo de Penetración Estándar
SCE = Sondeo de Cono Eléctrico
SMS = Sondeo de Muestreo Selectivo
PC = Piezocono
PCA = Pozo a Cielo Abierto

Figura 9. Localización de los trabajos de exploración

A continuación se presenta una descripción de los tipos de sondeos realizados e información de los resultados obtenidos de los mismos.

Pozo a cielo abierto

Consiste en excavar un pozo de dimensiones suficientes para que un técnico baje y examine los diferentes estratos del suelo en su estado natural, así como darse cuenta de las condiciones precisas como son el agua contenida en el suelo, este es el método mas conveniente para conocer las condiciones superficiales del subsuelo.

Se realizaron siete sondeos, con el propósito de definir con detalle las propiedades índice y mecánicas de los dos primeros metros de la costra superficial, se obtuvieron tanto muestras alteradas como "inalteradas" (cúbicas).

Sondeo de penetración estándar (SPT)

Este sondeo requiere un recolector de muestras especial o penetrómetro que se enrosca al extremo de una tubería de perforación, figura 10, la prueba consiste en hacerlo penetrar a golpes para lograr que entre a 30 cm. En cada avance de 60 cm se retira el penetrómetro, removiendo al suelo de su interior, el cual constituye la muestra. Para evitar que las muestras se contaminen con caídos dentro del pozo abierto por el muestreador se hace circular una preparación de agua y bentonita que reduce la posibilidad de desprendimiento de las paredes del pozo, además de que limpia el fondo del pozo para continuar la exploración. La prueba estándar se realiza en estratos accesibles, ayuda a correlacionar las pruebas realizadas en campo y en laboratorio y mediante ella se pueden obtener muestras inalteradas confiables.

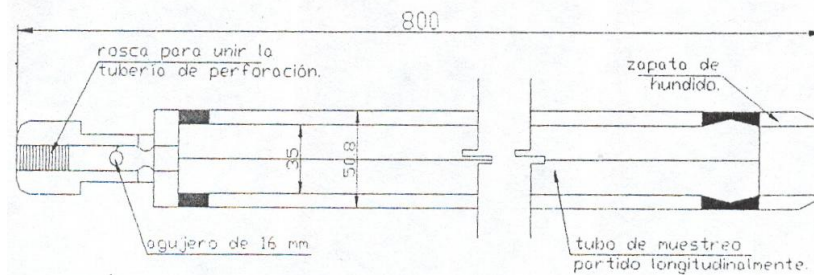


Figura 10. Penetrómetro estándar

Se realizaron tres sondeos, con el propósito de obtener el perfil estratigráfico de la zona, así como, la resistencia a la penetración estándar, el perfil de contenido de agua y las propiedades índice de muestras alteradas obtenidas de manera continua a lo largo de la longitud explorada.

Sondeo de muestreo selectivo (SMS)

En este sondeo se usan tubos de pared delgada (conocidos como tubos Shelby) que permiten obtener muestras del subsuelo relativamente inalteradas. Se requiere un recolector de muestras formado por un tubo de acero o latón, con el extremo inferior afilado y unido en la parte superior con la cabeza de muestreo, a su vez montada al final de las barras de perforación. La prueba consiste en hincar con velocidad constante entre 15 y 30 cm/s una longitud de 75 cm, después del hincado se deja el recolector en reposo unos minutos para que la muestra se expanda en el interior y aumente su adherencia contra las paredes; en seguida se corta la base del espécimen y se saca para

obtener la muestra en el tubo. Es un método recomendable para obtener muestras inalteradas de calidad en suelos blandos cohesivos, mediante las cuales se determinen las características de resistencia y compresibilidad que se requieren para el diseño geotécnico de detalle.

Se realizaron tres sondeos, con el propósito de obtener muestras de tipo "inalterado" de los estratos más representativos y con estas poder obtener sus propiedades mecánicas en el laboratorio. Se obtuvieron cinco muestras de cada uno de los sondeos SMS-1 y SMS-3, y siete del sondeo SMS-2.

Método de cono eléctrico (SCE)

Su objetivo es determinar la variación con la profundidad de la resistencia a la penetración de punta y fricción del cono, la interpretación de estos parámetros permite definir con precisión cambios en las condiciones estratigráficas del sitio y estimar la resistencia al corte de los suelos mediante correlaciones empíricas. El equipo usado requiere una celda de carga con dos unidades sensibles instrumentadas con deformímetros eléctricos, figura 11. La prueba consiste en hincar el cono en el suelo empujándolo con una columna de barras de acero por cuyo interior sale el cable que lleva la señal a la superficie, la recibe un aparato receptor y la transforma en información. La fuerza para el hincado se genera con un sistema hidráulico con velocidad de penetración controlada que usualmente es de 2cm/s.

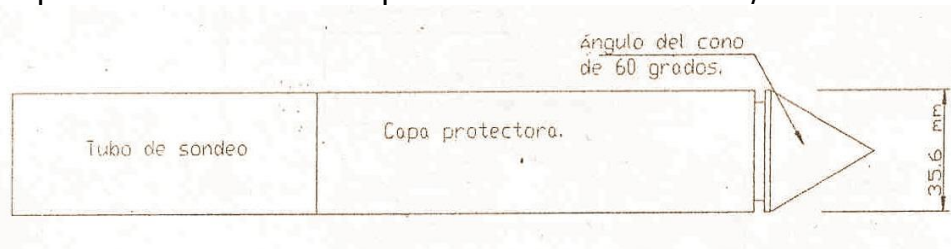


Figura 11. Cono eléctrico

Se realizaron cinco sondeos, con el propósito de definir con detalle la profundidad de las fronteras de los distintos estratos y la profundidad de obtención de las muestras "inalteradas".

Sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS)

Este sistema se basa en el análisis granulométrico de muestras de suelo, el cual requiere un juego de mallas con diferentes aperturas, con las que se realiza el cribado del suelo y se identifican los diferentes tamaños de partículas. El sistema divide a los suelos en dos grandes fracciones: la gruesa, formada por partículas mayores que la malla No. 200 y menores que la malla de 3" y la fina, formada por las partículas que pasan la malla No. 200.

La fracción gruesa se subdivide en gravas y arenas, teniendo como frontera la malla No. 4. Cada grupo presenta un símbolo que está formado por dos letras mayúsculas, en el caso de las gravas se usa G (gravel) y S (sand) en el caso de las arenas y suelos arenosos. Un suelo resulta del grupo G si más del 50% de su fracción gruesa no pasa la

mallas No. 4, y es del grupo genérico S en caso contrario. Las gravas y arenas se pueden subdividir en 4 grupos:

- Material prácticamente limpio en finos. Este puede ser bien graduado (*W, well graded*) o mal graduado (*P, poorly graded*).
- Material con cantidad apreciable de finos. Estos pueden ser no plásticos (*M, de mjala*) o con finos plásticos (*C, clay*).

La fracción fina se subdivide en arcillas y limos orgánicos e inorgánicos, también se dividen en grupos con sus símbolos:

- limos inorgánicos, con símbolo genérico M (de *mo* y *mjala*) y arcillas inorgánicas (*C, de clay*)
- limos y arcillas orgánicas (*O, organic*).

Cada uno de estos tres tipos de suelos se subdivide, según su límite líquido, en dos grupos. Un suelo resulta del grupo de baja compresibilidad (*L, low compressibility*) si el LL es menor del 50%. Los suelos con LL mayor de 50% resultan de alta compresibilidad (*H, hig compressibility*). El simbolote cada grupo se puede combinar con los símbolos genéricos, con lo cual se obtienen descripciones más detalladas del suelo.

Cabe mencionar que la clasificación de los suelos finos se basa en sus características de plasticidad. En las cartas de plasticidad, definidas por el límite líquido y el índice plástico, se pueden identificar los diferentes tipos de suelos dependiendo de los valores de los límites de consistencia.

Piezometría

Adicionalmente a los sondeos anteriores, se realizó un sondeo con piezocono con la finalidad de obtener las condiciones piezométricas del área de estudio. Se realizaron cinco pruebas distribuidas en cuatro lentes permeables y uno en la capa dura, localizados con la información obtenida de los sondeos de cono eléctrico.

En la gráfica de la figura 12 se presenta la variación con la profundidad de la presión de poro, obtenida de la interpretación de los resultados del piezocono. Al igual que en la estación piezométrica se observa un abatimiento importante en la profundidad de la capa dura, siendo ligeramente mayor la medida con el piezocono, del orden de los 5 kPa.

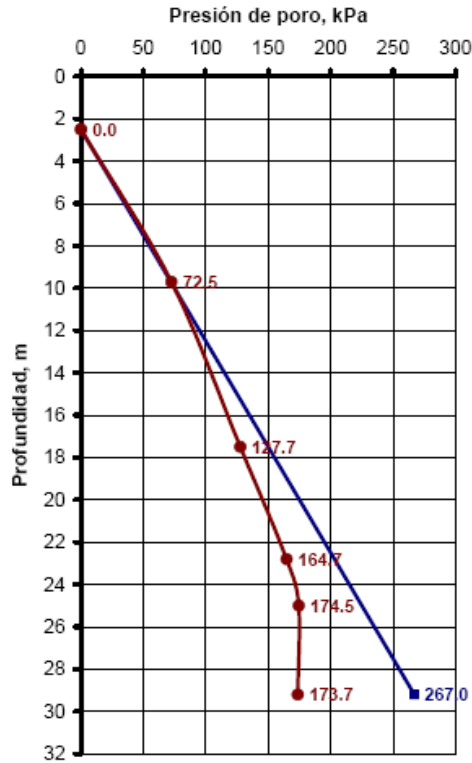


Figura 12. Presión de poro medida con el piezocono

En las siguientes fotografías se muestran parte de los trabajos que se realizaron en cada uno de los sondeos descritos.



Foto 1. Trabajos en los pozos a cielo abierto. Medición de la resistencia del suelo, en campo, con el penetrómetro de bolsillo; se realizaron mediciones a cada 10 cm.



Fotos 2 y 3. Extracción de muestras cúbicas; se sacaron muestras en todos los pozos a profundidades variables entre 1.00 y 1.75 m. Posteriormente en éstas muestras se labraron probetas para realizar pruebas triaxiales tipo UU y consolidada rápida.

Extracción de muestras representativas en los pozos a cielo abierto; se sacaron muestras a cada 10 cm para posteriormente obtener los contenidos de agua y límites en el laboratorio de mecánica de suelos.



Fotos 4 y 5. Se observan los materiales que componen la costra superficial. En algunos de los pozos se detectaron rellenos, arcillas de alta plasticidad y losas de concreto de 0.4 m de espesor; esto generalmente en los primeros 0.80 m; de los 0.80 m a la profundidad máxima explorada (2.40 m), en los pozos, se detectaron limos de alta plasticidad con algunos lentes de arena.



Fotos 6, 7, 8 y 9. Ejecución de los sondeos de cono eléctrico. Se realizaron cinco sondeos, uno en cada vértice del terreno y uno al centro; se realizaron hasta detectar la capa dura, la cual se detectó a una profundidad promedio de 29.2 m.



Fotos 10, 11 y 12. Realización de los sondeos de penetración estándar. Se realizaron tres con el propósito de confirmar el contacto de la capa dura detectado en los sondeos de cono eléctrico. El SPT-2 se realizó hasta los depósitos profundos; es decir hasta 45.0 metros. Además se aprovecharon las muestras obtenidas para determinar los contenidos de agua y porcentaje de finos de los materiales encontrados.



Fotos 13 y 14. Trabajos correspondientes al muestreo selectivo. Aprovechando la información geotécnica obtenida en los sondeos de cono eléctrico y de penetración estándar se definieron los estratos representativos para la extracción de muestras inalteradas y con ellas definir los parámetros, posteriormente en el laboratorio de mecánica de suelos, de resistencia y de deformabilidad.



Fotos 15, 16, 17 y 18. Para determinar las condiciones de presión de poro se realizó un sondeo con piezocono y cinco lecturas distribuidas en los primeros 29.20 m; es decir, en la formación arcillosa superior. Es importante comentar que en el proyecto de la primera etapa se instaló una estación piezométrica, de la que se obtuvieron mediciones. Con la información obtenida se pudieron calibrar los resultados obtenidos con el piezocono.

Pruebas de laboratorio

De los sondeos de campo realizados se lograron obtener muestras alteradas e inalteradas, de estas últimas se labraron probetas que se usaron en las pruebas de laboratorio.

Con la finalidad de obtener las propiedades índice y mecánicas de las muestras representativas de la estratigrafía encontrada, se realizaron las pruebas de laboratorio que se indican en la Tabla 1.

Tipo de muestra	Tipo de prueba
Alterada	Clasificación visual y al tacto
	Contenido de agua
	Límites de consistencia
	Porcentaje de finos
Shelby y cúbica inalterada	Clasificación visual y al tacto
	Contenido de agua
	Límites de consistencia
	Porcentaje de finos
	Triaxial tipo UU
	Consolidación unidimensional

Tabla 1. Pruebas de laboratorio realizadas

A continuación se describen las pruebas triaxiales realizadas en el laboratorio.

Prueba de compresión triaxial

Consisten en someter la muestra de suelo a una variación de las presiones actuantes en tres dimensiones ortogonales. La prueba triaxial con mayor uso es aquella donde la carga transmitida al espécimen de suelo es por medio de un vástago, el valor de esta presión ($\Delta\sigma$, incremento de esfuerzo axial), sumada a la del agua (σ_c , esfuerzo confinante), menos la presión de poro (U) de la muestra dará el esfuerzo efectivo sobre la muestra (σ_{ef}):

$$\sigma_{ef} = \sigma_c + \Delta\sigma - U \dots \dots \dots (1)$$

En su primera etapa, la muestra se encuentra sometida a la presión de poro que es la presión de poro residual en el material, es decir, solo la ejercida por el agua dentro de la muestra de suelo, de tal forma que el esfuerzo efectivo es igual al valor negativo de la presión de poro del material de prueba. Las siguientes etapas determinan el tipo de prueba que se hará.

Prueba consolidada no drenada
(Prueba consolidada rápida, CU)

En la siguiente etapa se monta la muestra en la cámara cilíndrica, se sella herméticamente y se le aplica la presión de cámara, se deja consolidar el espécimen y se permite el drenaje. Al principio los esfuerzos principales totales (σ_h , σ_v) son iguales con el esfuerzo confinante y al ser drenado el líquido la presión de poro vale cero; por tanto, los esfuerzos principales efectivos del material por definición resultan iguales al esfuerzo confinante.

En la última fase se aplica el incremento del esfuerzo vertical sobre la muestra y se deja de drenar la cámara, por lo que los esfuerzos principales efectivos resultan ser:

$$\sigma'_h = \sigma_c - BD\Delta\sigma_v, \sigma_v = \sigma_c + \Delta\sigma_v (1-B)$$

Prueba no consolidada no drenada
(Prueba rápida, UU)

Se siguen los mismos pasos que en la prueba anterior con la diferencia de que se aplica el esfuerzo confinante y no hay drenaje de la prueba; entonces los esfuerzos principales totales son iguales al esfuerzo de consolidación. Ahora se pueden definir porcentajes de participación (B para la primera etapa y D para la segunda) para definir cuanta carga es tomada por el agua en cada etapa de la prueba, resulta que la presión de poro es igual al valor residual mas B veces el incremento de la presión U_m en el material, el incremento de la presión de poro es igual al esfuerzo confinante, y por tanto el esfuerzo efectivo se obtiene de restar el esfuerzo total y la presión de poro.

En la ultima etapa la muestra sigue sin drenarse y se aplica un incremento del esfuerzo vertical por lo que la magnitud de los esfuerzos principales efectivos resulta: $\sigma'_h = \sigma_c(1-B) - D*\Delta\sigma_v - U_m$, $\sigma_v = \sigma_c(1-B) - (1-D)*\Delta\sigma_v - U_m$

Tanto en el proceso de muestreo como en el de manejo en el laboratorio, se disminuyó el remoldeo de las muestras "inalteradas". El resultado de este cuidado se refleja en los valores obtenidos tanto de las pruebas triaxiales como de consolidación unidimensional.

Ya que el diseño de cimentaciones en este tipo de suelos depende principalmente de la compresibilidad de los estratos arcillosos, se utilizaron de nueve a diez incrementos de carga en las pruebas de consolidación unidimensional, con el propósito de definir con precisión las pendientes de las ramas de recompresión y compresión, y el esfuerzo efectivo de preconsolidación.

Perfil estratigráfico

De acuerdo con los trabajos de exploración y laboratorio, se obtuvieron los perfiles estratigráficos de los sitios explorados. En la figura 13 se muestra el perfil típico encontrado en la zona, correspondiente a los sondeos SPT-2, SMS-2 y SCE-2.

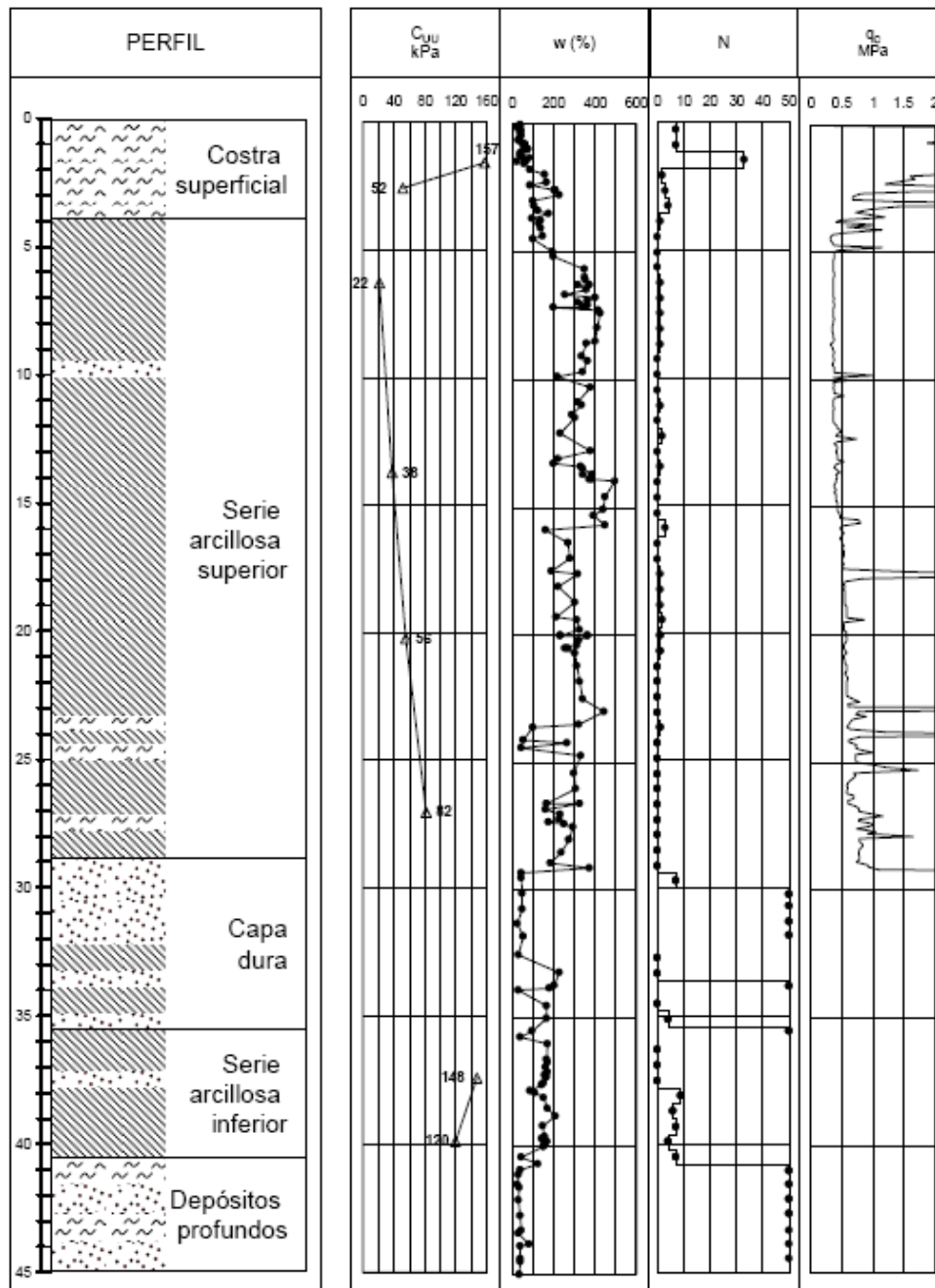


Figura 13. Perfil estratigráfico

La estratigrafía está formada principalmente por:

De 0 a 2 m. Rellenos y costra superficial. Limos de alta plasticidad de consistencia media a dura, muy preconsolidados (OCR medio del orden de 10), con lentes y betas de arena fina a gruesa limosa. Contenido de agua medio de 65%, peso volumétrico medio de 14.4 kN/m³ y resistencia no drenada media del orden de los 125 kPa.

De 2 a 5 m. Costra superficial. Limos y arcillas de alta plasticidad de consistencia muy blanda a media, muy preconsolidados (OCR medio del orden de 5), con algunos lentes y betas de arena fina a gruesa limosa. Contenido de agua medio de 240%, peso volumétrico medio de 12 kN/m³ y resistencia no drenada media del orden de los 60 kPa.

De 5 a 29 m. Serie arcillosa superior. Arcilla de alta plasticidad con lentes de limos y arenas limosas. Se puede dividir en cuatro sub-estratos: **de 5 a 10 m** arcilla preconsolidada (OCR medio del orden de 1.6), contenido de agua medio de 400%, peso volumétrico medio de 11.4 kN/m³ y resistencia no drenada media del orden de los 28 kPa; **de 10 a 17 m** arcilla preconsolidada (OCR medio del orden de 1.3), contenido de agua medio de 450%, peso volumétrico medio de 11.1 kN/m³ y resistencia no drenada media del orden de los 33 kPa; **de 17 a 24 m** arcilla preconsolidada (OCR medio del orden de 1.8), contenido de agua medio de 320%, peso volumétrico medio de 11.4 kN/m³ y resistencia no drenada media del orden de los 53 kPa; y **de 24 a 29 m** arcilla preconsolidada (OCR medio del orden de 2.0), contenido de agua medio de 320%, peso volumétrico medio de 11.6 kN/m³ y resistencia no drenada media del orden de los 91 kPa.

De 29 a 36 m. Capa dura. Limos de alta y baja plasticidad de consistencia dura, intercalado con lentes de arcilla de alta plasticidad y de arena fina negra limosa. Su peso volumétrico medio se estima del orden de los 17 kN/m³ y su contenido de agua medio de 30%.

De 36 a 41 m. Serie arcillosa inferior. Arcilla de alta plasticidad de consistencia blanda a firme, muy preconsolidada (OCR medio del orden de 2.1), con algunos lentes de limos y arenas limosas. Contenido de agua medio de 130%, peso volumétrico medio de 13 kN/m³ y resistencia no drenada media del orden de los 134 kPa.

De 41 a 45 m. Depósitos profundos. Limos de baja plasticidad y consistencia dura, con arenas limosas de compacidad muy densa. Contenido de agua medio de 35%.

Además, se registraron valores del nivel de aguas freáticas desde 1.45 m hasta 3.85 m.

De acuerdo con la estratigrafía mencionada, en la tabla 2 se presenta un resumen con los resultados de laboratorio obtenidos.

Estrato	Profundidad, m		Espesor m	Sondeo	γ_m kN/m ³	w %	e_0	C_1	C_c	C_d	OCR	POP kPa	c_u kPa
	de	a											
CS ₁	0.00	2.00	2.00	PCA-1	15.0	59	1.56	0.043	0.404	0.043	13.1	197.5	64
				PCA-2	14.9	67	1.72	0.031	0.250	0.046	12.0	283.9	157
				PCA-3-1	12.7	40	1.68	0.071	0.553	0.059	5.8	90.1	114
				PCA-3-2	13.1	120	2.70	0.043	1.917	0.125	9.9	270.1	99
				PCA-4	14.7	70	1.72	0.044	0.303	0.047	10.7	225.6	146
				PCA-5	15.0	59	1.52	0.036	0.328	0.045	10.5	230.3	114
				PCA-6	14.7	68	1.80	0.122	0.563	0.063	5.3	77.4	92
CS ₂	2.00	5.00	3.00	PCA-7	15.5	56	1.39	0.042	0.198	0.044	10.5	192.6	232
				S-1	12.1	143	3.28	0.076	1.625	0.101	5.3	161.0	45
				S-2	11.9	234	5.21	0.192	4.386	0.278	3.7	93.3	52
				S-3	11.6	342	7.79	0.225	7.400	0.487	4.8	136.9	90
				S-1	11.4	442	9.75	0.349	9.091	0.385	1.8	34.8	38
				S-2	11.3	400	8.89	0.260	8.256	0.577	1.7	30.0	22
				S-3	11.4	323	7.33	0.340	5.789	0.434	1.3	12.0	24
SAS ₁	5.00	10.00	5.00	S-1	11.1	424	9.50	0.461	6.689	0.468	1.3	16.3	31
				S-2	11.2	361	8.07	0.403	5.916	0.445	1.2	10.8	38
				S-3	10.9	549	12.50	0.512	10.200	0.669	1.3	13.6	30
SAS ₂	10.00	17.00	7.00	S-1	11.6	299	6.63	0.231	5.995	0.278	1.9	49.6	51
				S-2	11.5	314	6.92	0.200	5.703	0.262	1.6	34.9	56
				S-3	11.1	351	8.27	0.236	7.464	0.376	1.8	36.9	53
SAS ₃	17.00	24.00	7.00	S-1	11.6	296	6.86	0.237	5.928	0.303	2.3	88.5	82
				S-2	11.9	245	5.48	0.156	4.431	0.219	1.9	64.3	120
				S-3	11.2	417	9.32	0.218	8.154	0.567	1.9	60.3	70
SAS ₄	24.00	29.00	5.00	S-2	13.4	108	2.48	0.065	2.300	0.085	2.4	161.1	148
				S-3	13.2	147	3.32	0.054	1.592	0.193	1.8	99.6	120

Tabla 2. Resumen de propiedades

2.1.3. Revisión de capacidad de carga

Además de la cimentación profunda, se requiere evaluar la capacidad de carga del suelo sin inclusiones con los edificios de departamentos y de estacionamiento para evitar que se presente un estado límite. Para la evaluación, se describen los análisis de capacidad de carga y la revisión de los estados límite de falla y de servicio, en base al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF), las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones (NTCDCC) y sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de Edificaciones.

Cargas

Las cargas para la revisión tanto de los estados límite de falla como de servicio, de acuerdo con el reglamento y las normas (Refs. 2 y 3), fueron proporcionadas por el analista y se resumen en las Tablas 3 a 7.

CARGAS SIN FACTORIZAR Y CONSIDERANDO LOSA DE CIMENTACIÓN											
Peso de la estructura	Estado límite de falla										Estado límite de servicio
	Estática	Sísmicas									
W_{mue}	$W_{vmáx.}$	$W_{vins.}$	100% en X+30% en Y				100% en Y+30% en X				$W_{vmed.}$
			M_X	V_X	$0.3M_Y$	$0.3V_Y$	M_Y	V_Y	$0.3M_X$	$0.3V_X$	
1855.1	496.2	262.7	2507.1	372.1	752.1	111.6	2507.1	372.1	752.1	111.6	204.3
$W_{mue.}$ = carga muerta, t $W_{vmáx.}$ = carga viva máxima, t $W_{vins.}$ = carga viva instantánea, t M_X = momento de volteo alrededor del eje X, t.m M_Y = momento de volteo alrededor del eje Y, t.m V_X = cortante basal en dirección X, t V_Y = cortante basal en dirección Y, t $W_{vmed.}$ = carga viva media, t						<p>El diagrama muestra un edificio con una planta en forma de cruz. Las dimensiones son: ancho total de 14.0m, altura total de 14.0m, y los brazos de la cruz tienen una longitud de 6.57m desde el centro de cada eje.</p>					

Tabla 3. Cargas para la revisión de los estados límite del edificio Tipo cruz (sin elevador), de acuerdo con el RCDF y las NTCDCC (Refs. 2 y 3).

CARGAS SIN FACTORIZAR Y CONSIDERANDO LOSA DE CIMENTACIÓN											
Peso de la estructura	Estado límite de falla										Estado límite de servicio
	Estática	Sísmicas									
W_{mue}	$W_{vmáx.}$	$W_{vins.}$	100% en X+30% en Y				100% en Y+30% en X				$W_{vmed.}$
			M_X	V_X	$0.3M_Y$	$0.3V_Y$	M_Y	V_Y	$0.3M_X$	$0.3V_X$	
508.8	123.9	65.6	686.1	102.0	205.8	30.6	686.1	102.0	205.8	30.6	51.0
$W_{mue.}$ = carga muerta, t $W_{vmáx.}$ = carga viva máxima, t $W_{vins.}$ = carga viva instantánea, t M_X = momento de volteo alrededor del eje X, t.m M_Y = momento de volteo alrededor del eje Y, t.m V_X = cortante basal en dirección X, t V_Y = cortante basal en dirección Y, t $W_{vmed.}$ = carga viva media, t											

Tabla 4. Cargas para la revisión de los estados límite del edificio Tipo pórtico, de acuerdo con el RCDF y las NTCDC (Refs. 2 y 3).

CARGAS SIN FACTORIZAR Y CONSIDERANDO LOSA DE CIMENTACIÓN											
Peso de la estructura	Estado límite de falla										Estado límite de servicio
	Estática	Sísmicas									
W_{mue}	$W_{vmáx.}$	$W_{vins.}$	100% en X+30% en Y				100% en Y+30% en X				$W_{vmed.}$
			M_X	V_X	$0.3M_Y$	$0.3V_Y$	M_Y	V_Y	$0.3M_X$	$0.3V_X$	
4636.5	1627.1	670.0	4533.2	757.9	1359.9	227.4	4533.2	757.9	1359.9	227.4	258.4
$W_{mue.}$ = carga muerta, t $W_{vmáx.}$ = carga viva máxima, t $W_{vins.}$ = carga viva instantánea, t M_X = momento de volteo alrededor del eje X, t.m M_Y = momento de volteo alrededor del eje Y, t.m V_X = cortante basal en dirección X, t V_Y = cortante basal en dirección Y, t $W_{vmed.}$ = carga viva media, t											

Tabla 5. Cargas para la revisión de los estados límite del edificio de estacionamiento (Cuerpo 1) de acuerdo con el RCDF y las NTCDC (Refs. 2 y 3).

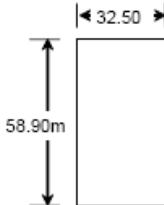
CARGAS SIN FACTORIZAR Y CONSIDERANDO LOSA DE CIMENTACIÓN											
Peso de la estructura	Estado límite de falla										Estado límite de servicio
	Estática	Sísmicas									
W_{mue}	$W_{vmáx.}$	$W_{vins.}$	100% en X+30% en Y				100% en Y+30% en X				$W_{vmed.}$
			M_X	V_X	$0.3M_Y$	$0.3V_Y$	M_Y	V_Y	$0.3M_X$	$0.3V_X$	
7348.3	2105.7	861.41	10197.1	1137.6	3059.1	341.3	10197.1	1137.6	3059.1	341.3	335.0
$W_{mue.}$ = carga muerta, t $W_{vmáx.}$ = carga viva máxima, t $W_{vins.}$ = carga viva instantánea, t M_X = momento de volteo alrededor del eje X, t.m M_Y = momento de volteo alrededor del eje Y, t.m V_X = cortante basal en dirección X, t V_Y = cortante basal en dirección Y, t $W_{vmed.}$ = carga viva media, t											

Tabla 6. Cargas para la revisión de los estados límite del edificio de estacionamiento (Cuerpo 2) de acuerdo con el RCDF y las NTCDCC (Refs. 2 y 3).

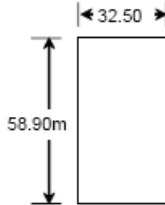
CARGAS SIN FACTORIZAR Y CONSIDERANDO LOSA DE CIMENTACIÓN											
Peso de la estructura	Estado límite de falla										Estado límite de servicio
	Estática	Sísmicas									
W_{mue}	$W_{vmáx.}$	$W_{vins.}$	100% en X+30% en Y				100% en Y+30% en X				$W_{vmed.}$
			M_X	V_X	$0.3M_Y$	$0.3V_Y$	M_Y	V_Y	$0.3M_X$	$0.3V_X$	
6149.3	2105.7	861.4	9491.4	1129.3	2847.4	338.8	9491.4	1129.3	2847.4	338.8	335.0
$W_{mue.}$ = carga muerta, t $W_{vmáx.}$ = carga viva máxima, t $W_{vins.}$ = carga viva instantánea, t M_X = momento de volteo alrededor del eje X, t.m M_Y = momento de volteo alrededor del eje Y, t.m V_X = cortante basal en dirección X, t V_Y = cortante basal en dirección Y, t $W_{vmed.}$ = carga viva media, t											

Tabla 7. Cargas para la revisión de los estados límite del edificio de estacionamiento (Cuerpo 3) de acuerdo con el RCDF y las NTCDCC (Refs. 2 y 3).

Revisión de los estados límite de falla

Los estados límite de falla se refieren a modos de comportamiento que ponen en peligro la estabilidad de la construcción o de una parte de ella, o su capacidad para resistir nuevas aplicaciones de carga.

La revisión de la seguridad de una cimentación ante estados límite de falla consiste en comparar para cada elemento de la cimentación la capacidad de carga del suelo con las acciones de diseño, afectando la capacidad de carga neta con un factor de resistencia y las acciones de diseño con sus respectivos factores de carga.

La revisión se hizo para cimentaciones desplantadas en suelos cohesivos mediante la desigualdad:

$$\frac{\Sigma Q F_c}{A} < c_u N_c F_R + p_V$$

Donde:

$\Sigma Q F_c$, es la suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada en el nivel de desplante, afectada por su respectivo factor de carga.

A , es el área del cimientado.

p_V es la presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo.

c_u es la cohesión aparente determinada en ensaye triaxial no-consolidado no-drenado, (UU).

F_R , factor de resistencia relativo a la capacidad de carga en cimentaciones.

N_c es el coeficiente de capacidad de carga dado por:

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

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

donde D_f , es la profundidad de desplante, B es el ancho de la cimentación y L la longitud del cimientado; en caso de que D_f/B y B/L no cumplan con las desigualdades anteriores, dichas relaciones se considerarán iguales a 2 y a 1, respectivamente; con la desigualdad se compara la capacidad de carga del suelo, para las distintas combinaciones posibles de acciones verticales, como se muestra en la ecuación.

Edificios de Departamentos

Siguiendo los lineamientos definidos en la Norma (NTCDCC), con las combinaciones de cargas señaladas en el inciso anterior, (Tablas 3 y 4) y con las propiedades de los estratos mostradas en la tabla 2, se realizó la revisión de los estados límite de falla de los edificios tipo cruz y tipo pórtico, sin inclusiones. El detalle de este cálculo se presenta en el Anexo I y en la Tabla 8 se presenta un resumen con los resultados obtenidos.

	TIPO DE ANALISIS	QFc/A, T /m2	C_uN_cF_r + P_v, T/m2	OBSERVACIONES
EDIFICIO TIPO CRUZ	ESTATICO	7.1	19.8	SI se cumple con lo señalado en la Norma
	Dinámico (100% en en X y 30% en Y)	5.7	14.2	SI se cumple con lo señalado en la Norma
	Dinámico (30% en en X y 100% en Y)	5.7	14.2	SI se cumple con lo señalado en la Norma
EDIFICIO TIPO PORTICO	ESTATICO	7.6	13.9	SI se cumple con lo señalado en la Norma
	Dinámico (100% en en X y 30% en Y)	7.74	9.2	SI se cumple con lo señalado en la Norma
	Dinámico (30% en en X y 100% en Y)	6.75	9.9	SI se cumple con lo señalado en la Norma

Tabla 8. Revisión de los estados límite de falla para los edificios tipo cruz y pórtico, de acuerdo con las normas.

Es posible observar que, para todos los casos analizados, se cumple con lo señalado en la norma, es decir que, para los edificios cimentados únicamente sobre una losa de cimentación no se presentan problemas de capacidad de carga.

Edificios para estacionamiento

Siguiendo los lineamientos definidos en las Normas (NTCDCC), con las combinaciones de cargas señaladas en el inciso anterior. (Tablas 5, 6 y 7) y con las propiedades de los estratos mostradas en la tabla 2, se realizó la revisión de los estados límite de falla de los edificios para estacionamiento. El detalle de este cálculo se presenta en el Anexo I y en la tabla 9 se presenta un resumen con los resultados obtenidos.

	TIPO DE ANALISIS	QFc/A, t /m2	C_uN_cF_r + P_v, T/m2	OBSERVACIONES
CUERPO 1	ESTATICO	4.6	20.0	SI se cumple con lo señalado en la Norma
	Dinámico (100% en en X y 30% en Y)	3.3	14.9	SI se cumple con lo señalado en la Norma
	Dinámico (30% en en X y 100% en Y)	3.2	15	SI se cumple con lo señalado en la Norma
CUERPO 2	ESTATICO	6.9	22.9	SI se cumple con lo señalado en la Norma
	Dinámico (100% en en X y 30% en Y)	5.2	17.8	SI se cumple con lo señalado en la Norma
	Dinámico (30% en en X y 100% en Y)	5.0	18.0	SI se cumple con lo señalado en la Norma
CUERPO 3	ESTATICO	6.0	22.9	SI se cumple con lo señalado en la Norma
	Dinámico (100% en en X y 30% en Y)	4.5	17.1	SI se cumple con lo señalado en la Norma
	Dinámico (30% en en X y 100% en Y)	4.3	17.2	SI se cumple con lo señalado en la Norma

Tabla 9. Revisión de los estados límite de falla para los edificios de estacionamiento, de acuerdo con las normas.

Es posible observar que, para todos los casos analizados, se cumple con lo señalado en la norma, es decir que, para los edificios cimentados sobre una cimentación compensada no se presentan problemas de capacidad de carga.

Revisión de estados límite de servicio

Los estados límite de servicio incluyen la ocurrencia de daños económicos o la presentación de condiciones (asentamientos) que impiden el desarrollo adecuado de las funciones para las que se haya proyectado la construcción.

La revisión de la seguridad de una cimentación ante estados límite de servicio consiste en revisar: el movimiento vertical medio, asentamiento o emersión de la cimentación con respecto al nivel del terreno circundante; su inclinación media y la deformación diferencial de la misma y de las estructuras vecinas. Estos movimientos se toman para compararlos con los límites máximos para movimientos y deformaciones originados en la cimentación, que establece la norma.

Edificios de departamentos

Con las cargas de los terraplenes y las de servicio definidas en el inciso de cargas, con la estratigrafía y propiedades de los suelos descritas en el inciso 2.1.2 y haciendo uso del algoritmo Asent2006 (basado en el método tradicional de mecánica de suelos), se calcularon los asentamientos a largo plazo debidos al peso propio del conjunto de edificios analizados, figura (a) (anexo II). De acuerdo con la magnitud de los asentamientos calculados se realizó la zonificación que se presenta en la figura (b) (anexo II). Las zonas indicadas en las figuras del Anexo II van de menor a mayor asentamiento. En la figura 14, se presentan los perfiles de esfuerzos efectivos obtenidos para los puntos de mayor asentamiento de las distintas zonas.

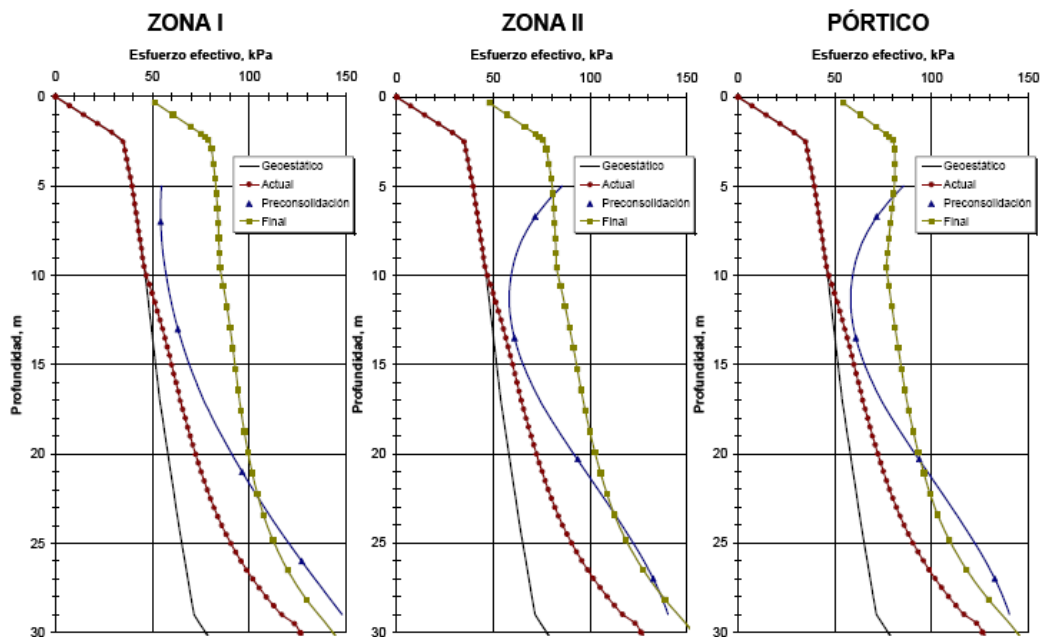


Figura 14. Perfiles de esfuerzos obtenidos para las tres zonas

De acuerdo con los resultados obtenidos, se puede mencionar lo siguiente:

- 1) para las tres zonas, los mayores asentamientos se presentan hasta una profundidad de aproximadamente 20 m, debido a que en este espesor los esfuerzos de preconsolidación son considerablemente inferiores a los esfuerzos efectivos finales,
- 2) la zona I presenta los mayores asentamientos ya que, debido a lo mencionado en la descripción del proyecto y a los resultados obtenidos del Sondeo 3, se considera que es la zona menos preconsolidada, además, los terraplenes de desplante presentan los mayores espesores,
- 3) la considerablemente alta carga de preconsolidación de los estratos arcillosos, que se encuentran debajo de los 20 m de profundidad, incrementarán de manera importante la eficiencia de las inclusiones.

Edificios para estacionamiento

De acuerdo con las solicitaciones de servicio indicadas en el inciso de cargas y con las profundidades de desplante de cada edificio definidas en el plano arquitectónico, se obtuvieron las cargas netas a nivel de desplante que se muestran en la figura 15. En esta figura puede observarse que las estructuras laterales están sub-compensadas, mientras que las centrales están sobre-compensadas. Esto significa que las primeras sufrirán asentamientos y las segundas emergerán por la descarga.

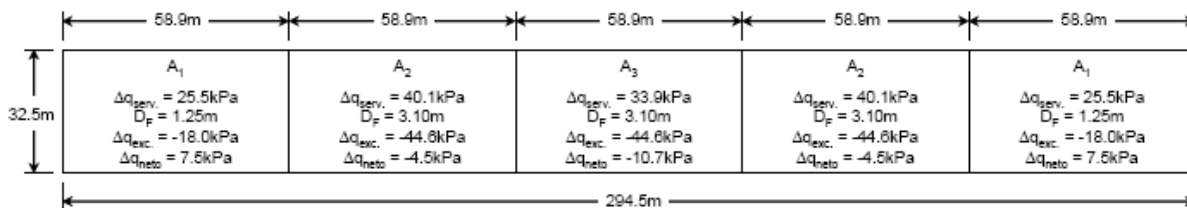


Figura 15. Profundidades de desplante y cargas de servicio obtenidas del proyecto arquitectónico

Con la ayuda del algoritmo Asent2006, se calcularon los asentamientos diferidos considerando, en primer caso, la carga neta calculada sin incluir el abatimiento piezométrico. En la figura 16 se presentan los resultados obtenidos.

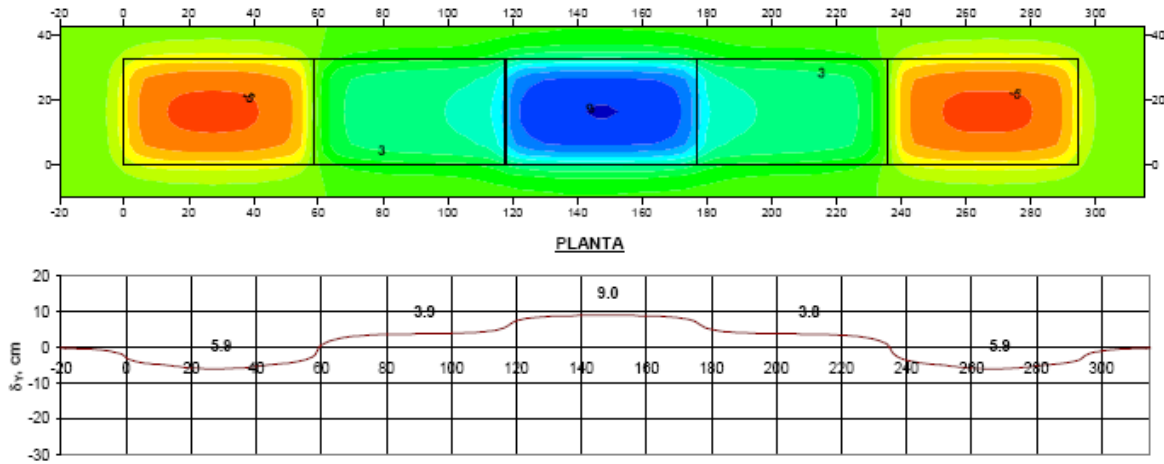


Figura 16. Asentamientos obtenidos sin considerar el hundimiento regional

Puede observarse que el edificio 3 (central) presenta una emersión del orden de los 9 cm, mientras que los laterales (edificio 1) un asentamiento del orden de los 5 cm. Ambos valores obtenidos cumplen con los límites establecidos en la norma (15 cm) para estructuras colindantes. También, si se compara el valor del edificio 1 (-5 cm) con el del 2 (3 cm), entonces se obtiene un diferencial entre estos del orden de los 8 cm.

Ahora, si se realiza de nuevo el análisis incluyendo un abatimiento a futuro de las condiciones piezométricas (hundimiento regional), equivalente al 50% de la actual, entonces se obtienen los asentamientos diferidos que se indican en la figura 17.

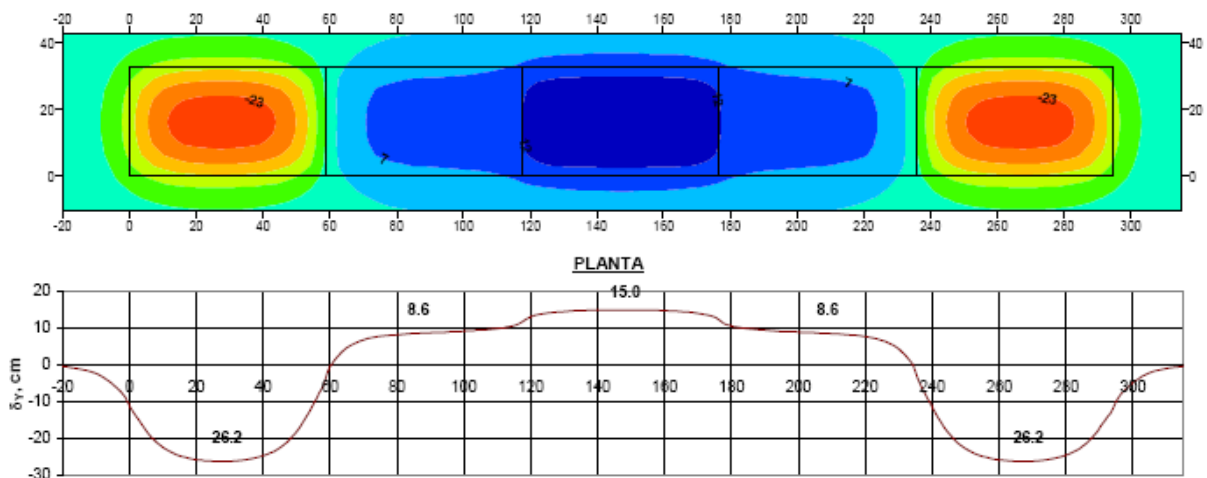


Figura 17. Asentamientos obtenidos considerando el hundimiento regional

Se observa como los asentamientos diferenciales entre los edificios 1 (asentamiento de 23 cm) y 2 (emersión de 15 cm) llegan a presentar valores de hasta los 30 cm. Lo anterior se debe a que: al tener el edificio central una cimentación sobre-compensada, el medio subyacente se descarga y, por tanto, el esfuerzo efectivo se aleja aún más de la carga de preconsolidación; mientras que, para los edificios laterales al estar sub-compensados, el esfuerzo efectivo del medio se acerca aún más al de la carga de preconsolidación y, por tanto, ambas estructuras se comportan de manera distinta cuando se desarrolla el hundimiento regional, comportándose prácticamente como edificios con cimentaciones distintas, ocasionando asentamientos diferenciales importantes entre ellas. Se requiere de un asentamiento uniforme de todos los cuerpos que cumpla con el establecido en las normas.

2.2 Descripción de las cimentaciones

Como se mencionó antes, la construcción de las inclusiones requiere del análisis y diseño de la cimentación, en este inciso se describen los conceptos relacionados al diseño de cimentaciones a base de inclusiones rígidas.

Asimismo se describe la metodología usada para el diseño de cimentaciones a base de inclusiones que se uso en el conjunto habitacional "Arcos de Aragón II", esta se apoya en los resultados de los estudios realizados en los incisos anteriores.

2.2.1 Conceptos generales de inclusiones rígidas

Definiciones y desarrollo

Cuando se busca una cimentación adecuada para suelos blandos el uso de soluciones técnicas a base de inclusiones rígidas es una de las soluciones adecuadas ya que implica un mejoramiento del suelo para reducir los asentamientos de las estructuras. Ahora se describen el desarrollo de proyectos a base de inclusiones rígidas y los tipos principales agrupados en sus técnicas de construcción.

DEFINICIONES

Una inclusión es un elemento sin conexión estructural con la cimentación, se desplanta en el subsuelo con el objetivo de modificar la resistencia del suelo y/o su rigidez. Las inclusiones se diseñan en vista de dos objetivos:

Inclusiones para mejorar la capacidad de carga: consiste en un grupo de elementos plantados en el suelo para incrementar la capacidad de carga de la cimentación del edificio o estructura de tierra, especialmente en condiciones sísmicas.

Inclusiones para el control de asentamientos: trata de un grupo de elementos plantados en el suelo para controlar la magnitud de los asentamientos verticales y/o horizontales de edificios y/o estructuras de tierra.

En general, una solución con inclusiones rígidas debe ser considerada como un mejoramiento masivo de suelo, esto se debe a que como un principio de diseño la rigidez y la resistencia de las inclusiones son mucho mayores que las del suelo, donde son construidas se obtiene como resultado la modificación del suelo original.

Las principales aplicaciones de una solución con inclusiones rígidas están separadas en los siguientes grupos:

- Control de asentamientos
 - En estructuras de tierra
 - En cimentación de estructuras
- Incremento de la resistencia en superficies de falla:
 - Capacidad de carga
 - Estabilidad en taludes (inclinaciones)
- Modificación de la respuesta sísmica en suelos:
 - Modificación del periodo básico o inicial
 - Reducción del potencial de licuación del suelo

ASPECTOS TÉCNICOS

Tipos de inclusión

En el diagrama de la figura 18 se muestra los tipos principales de inclusiones basadas en la técnica de construcción y se describen sus características.

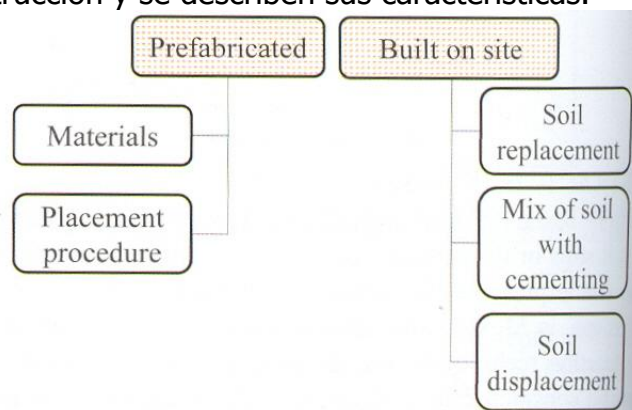


Figura 18. Tipos principales de inclusiones basadas en la técnica de construcción.

Inclusiones prefabricadas

Tienen la ventaja que son hechas con material controlado y sus propiedades geométricas y mecánicas son conocidas de antemano. Su principal desventaja es que las maniobras de transporte y colocación en el lugar pueden regir sobre el diseño, en vez de las condiciones de servicio, lo cual genera un costo importante. En este caso, manejarlas mediante desplazamiento de suelo puede provocar una elevación del suelo adyacente. Los principales materiales usados son: madera, acero y concreto reforzado. El procedimiento principal de hincado es con golpes, a presión, con desplazamiento de suelo para hacer una perforación preliminar que incrementa el precio de la propuesta.

Inclusiones construidas en sitio

Su principal ventaja es que en el diseño rigen las condiciones del sitio y se obtiene una optimización del material. Considerando que se trabaja con una construcción industrial de elementos, las desventajas son que se requiere de un proceso de construcción, equipos y personal especializado para ejecutarlo. Los materiales usados son: concreto simple o reforzado, lechada de cemento/agua, mortero y limo.

Ahora se describen las técnicas de construcción basados en sus procedimientos:

- Reemplazo de suelo

Estas técnicas son usadas para la construcción de elementos estructurales de cimentación (pilas) y significan el reemplazo total del suelo con un material competente. Se puede usar el método tradicional de estabilizar la perforación con ademe metálico o la barrena de perforación continua, figura 19.



Figura 19. Construcción de pilas con barrena de perforación continua

-
- Mezcla del suelo con agente cementante

En este caso se usa el suelo *in-situ*, se mejoran sus propiedades mecánicas mezclándolo con un material cementante (cemento, limo, etc.). La resistencia final depende básicamente del tipo original de suelo, en particular, los suelos de materiales turbios requieren una cantidad importante de cementante. Las técnicas usadas comprenden el Jet Grouting (figura 20), la mezcla de suelo formando una columna o la mezcla de suelo formando un muro.

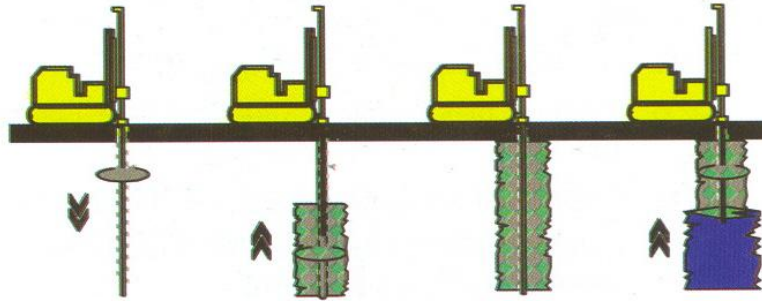


Figura 20. Secuencia de construcción con Jet Grouting.

- Desplazamiento de suelo

En este tipo de inclusión el suelo es desplazado lateralmente, con una herramienta de perforación especial o con la misma incorporación de material. En algunos casos el desplazamiento es parcial y no solo puede haber desplazamiento lateral de la masa de suelo, también puede haber mezcla parcial del suelo *in-situ*, con incorporación del material. Las técnicas usadas son con pilas de desplazamiento (figura 21), columnas de modulo controlado y columnas de vibro-concreto.

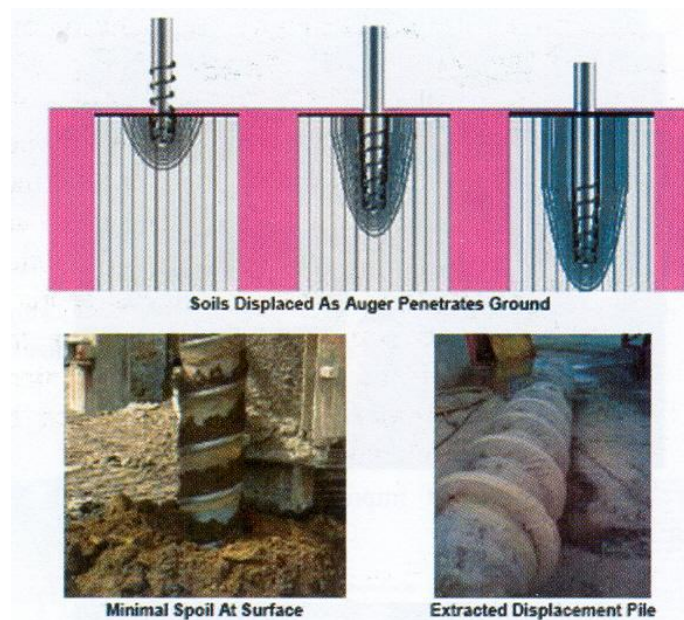


Figura 21. Secuencia de construcción con pilas de desplazamiento.

Tipos de barrenas

La construcción de pilas a base de barrenas se puede dividir en base al método usado en su proceso. Los principales grupo son la barrena continua en sitio (pilas CFA) y el barreno de desplazamiento (pilas de hélice). En la figura 22 se muestra el diagrama de clasificación.

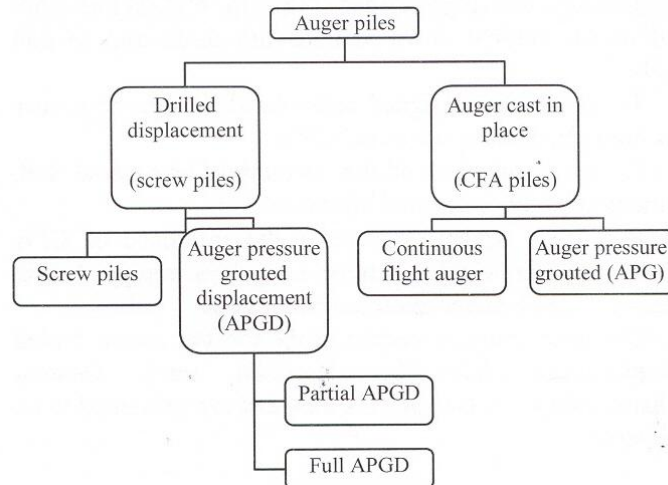


Figura 22. Nomenclatura usada para pilas a base de barreno.

El aspecto distintivo de las barrenas de hélice es que el método surgió a principios del siglo XX y los barrenos cuentan con hélices que dejan un registro continuo en la pila.

Las pilas CFA (continuous flight auger) usan barrenos continuos y pueden trabajar a presión. El barreno deja una sección uniforme en la cual se instala la inclusión, en esta clasificación se encuentra la pila Starsol, se diferencia del proceso normal ya que cuenta con un tubo interior que gira junto con el barreno.

Capa de distribución (terraplén)

La transición, conocida como capa de repartición, está localizada entre la cimentación de la estructura y las cabezas de las inclusiones, es aplicada como solución a la reducción de asentamientos y su objetivo es transmitir eficientemente las cargas de la estructura a los elementos rígidos (inclusiones) que pasan el esfuerzo vertical a través del material blando a estratos profundos mas competentes, figura 23. Los materiales usados para la capa de distribución son: suelo natural, material granular (grava, balastro), suelo con material cementante y concreto fluido.

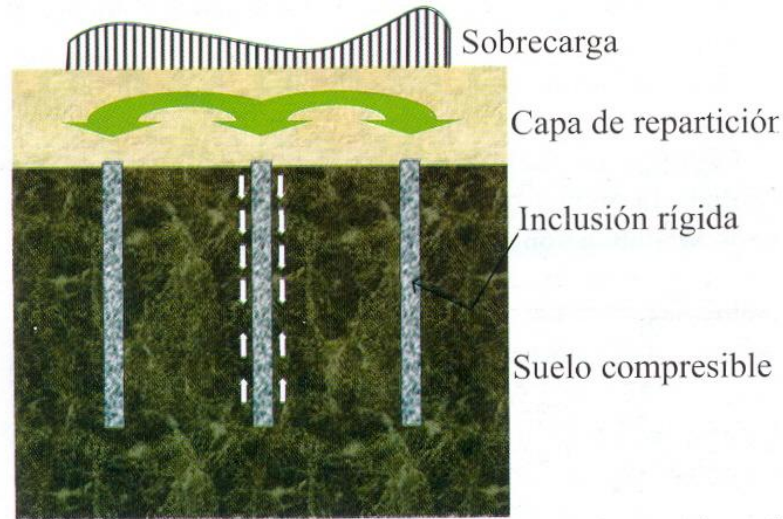


Figura 23. Carga transmitida de la superficie a las inclusiones mediante la capa de repartición

ASPECTOS CONSTRUCTIVOS

Como se mencionó antes, una solución con inclusiones rígidas tiene muchas variantes como *proyecto*, las cuales están directamente relacionadas con la construcción, desde la definición de proceso constructivo de elementos individuales a la definición de los parámetros centrales, o el arreglo de la solución como un todo.

Basado en lo anterior, un proyecto debe pasar un proceso iterativo antes de su definición final, en la que las variables serán modificadas hasta encontrar la deseada relación costo-beneficio, teniendo las necesidades técnicas en mente. Las figuras 24 y 25 muestran la secuencia y el ciclo mencionados.

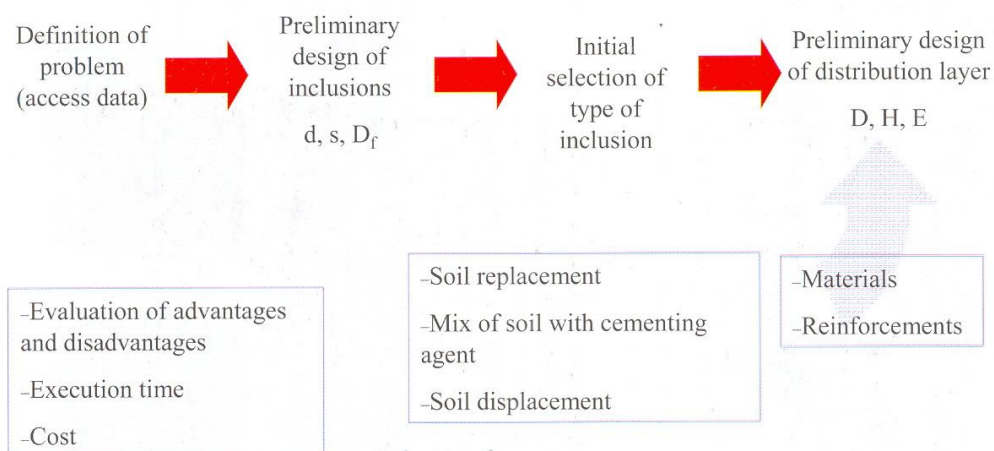


Figura 24. Secuencia de definición de un proyecto preliminar con inclusiones rígidas en una solución de reducción de asentamientos.

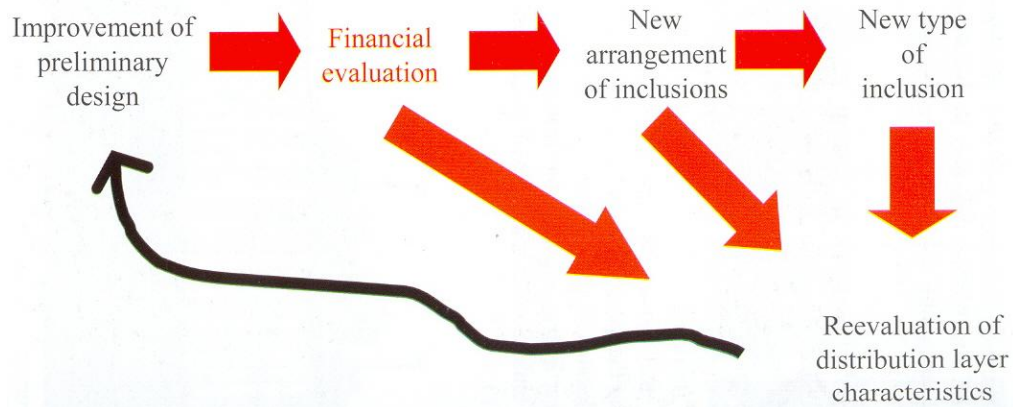


Figura 25. Ciclo que define un proyecto con inclusiones rígidas en una solución de reducción de asentamientos.

Interacción entre inclusión y suelo

La disminución de asentamientos debida a las inclusiones se debe a la transferencia de una parte importante de los esfuerzos soportados por el suelo a estos elementos. Además, su eficiencia aumenta si los esfuerzos concentrados en sus puntas son transmitidos a estratos de menor compresibilidad que las capas de suelo reforzadas.

En el diseño de cimentaciones con base en inclusiones se requiere una evaluación detallada de los esfuerzos desarrollados en las puntas y en el fuste del elemento y de las deformaciones del suelo consecuentes. Estos esfuerzos dependen a su vez de las características geométricas, de la rigidez y de la separación entre inclusiones, así como de las propiedades mecánicas del suelo, de la estratigrafía y de la magnitud de las cargas externas aplicadas y/o de la distribución de abatimientos piezométricos que se considere.

En el caso de inclusiones que refuerzan suelos saturados de alta compresibilidad se considera que el medio está sometido a un proceso de consolidación ya sea por:

- a) Carga externa debida al peso de la propia estructura o de las vecinas
- b) Abatimiento de las presiones intersticiales, debido al bombeo del agua de los acuíferos en el subsuelo, que induce un proceso de consolidación regional
- c) Consolidación bajo el efecto combinado de la carga externa y del abatimiento de las presiones intersticiales

Además, cuando existe un proceso de consolidación regional, las posibilidades de movimiento de la cimentación respecto a sus alrededores pueden incluir no solamente asentamientos sino también emersiones aparentes. Los estudios para el diseño de pilotes que pueden aplicarse al caso de inclusiones deben considerar que:

-
-
- a) Se desarrollan esfuerzos de fricción negativa sobre la parte superior del elemento y de fricción positiva en la parte inferior y que existe un "nivel neutro" que separa ambas zonas;
 - b) En condiciones límite se presenta fluencia en ambas puntas, por lo que es necesario evaluar su capacidad de carga bajo el efecto de cargas superficiales y/o en presencia de consolidación regional;
 - c) Se presentan cambios de esfuerzos inducidos por la presencia de inclusiones en el medio, esto implica que se evalúen los asentamientos por consolidación del medio;
 - d) Revisar la resistencia a la compresión y al pandeo para el diseño estructural.

Método de los elementos finitos

Otra forma de analizar inclusiones es mediante el modelo numérico basado en el método de los elementos finitos (MEF, desarrollado por Auvinet y Rodríguez, 2006), este método se usa en el análisis y diseño de inclusiones en el siguiente inciso y permite conocer el estado de esfuerzos, deformaciones y desplazamientos en el interior de una inclusión y en el medio al variar la separación entre inclusiones, la estratigrafía, la magnitud de la carga externa, de los abatimientos piezométricos y el efecto combinado.

El algoritmo permite:

- a) simular por etapas, en forma desacoplada, el proceso de consolidación del medio bajo una carga externa por el método del elemento finito y simultáneamente, en su caso, el proceso de consolidación atribuible al abatimiento de las presiones intersticiales, por el método de las diferencias finitas.
- b) incrementar progresivamente la resistencia al esfuerzo cortante del suelo al disminuir las presiones intersticiales, de acuerdo con su comportamiento en pruebas consolidadas- no drenadas (pruebas CU).
- c) simular la redistribución de esfuerzos que ocurre a lo largo del fuste de la inclusión cuando los esfuerzos cortantes rebasan la adherencia.

El método plantea un grupo de inclusiones dispuestas según una retícula como se muestra en la figura 26, el área tributaria o *celda de influencia* (Schlosser et al., 1984) de cada inclusión interna es de forma hexagonal pero, para fines prácticos, se puede considerar como circular, entonces el problema se vuelve entonces axisimétrico. El radio R de esta área corresponde al radio de la malla axisimétrica de elementos finitos y es aproximadamente igual a la mitad de la separación S entre inclusiones ($S=2R$).

Para inclusiones de la periferia, las condiciones dejan de ser axisimétricas por lo que los resultados arrojados por un modelo de este tipo son menos representativos. Sin embargo, se considera que para grupos numerosos de inclusiones, en los que las

condiciones de frontera pierden importancia, el modelo de la *celda de influencia* permite reproducir lo esencial del fenómeno.

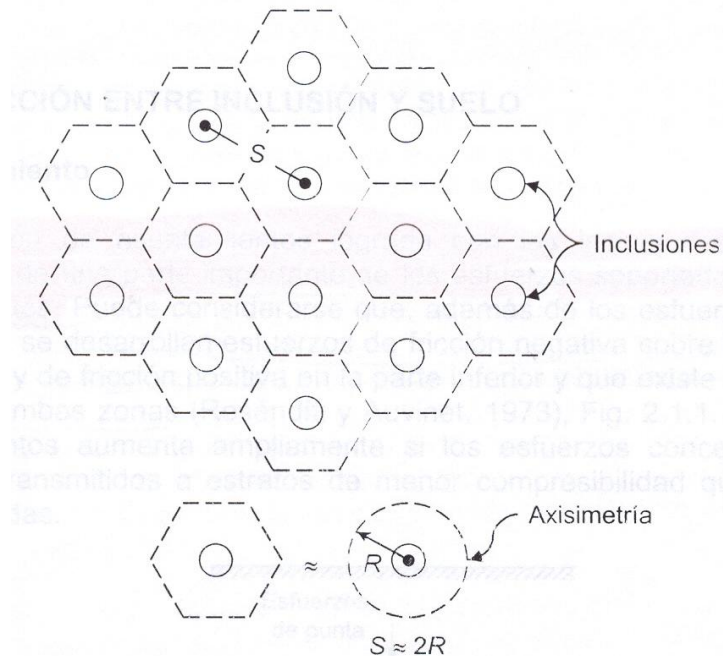


Figura 26. Área tributaria o celda de influencia de una inclusión

2.2.2. Cálculo de inclusiones

El diseño del sistema de inclusiones del conjunto habitacional se basa en los estudios de mecánica de suelos realizados en el inciso anterior y en el MEF desarrollado por los autores (Ref. 4). La metodología para su diseño consiste en seis partes que se describen a continuación.

Revisión de los estados límite. En principio se hizo la revisión para la losa de cimentación sin inclusiones, en base a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones del Distrito Federal (NTCDCC), con el fin de determinar si la losa por sí sola cumplía con los límites establecidos por la norma, tanto para condiciones estáticas como dinámicas. Los resultados del análisis se muestran en el estudio de mecánica de suelos.

Cálculo de asentamientos diferidos, sin inclusiones. Para realizar el cálculo para todo el conjunto de edificios, sin inclusiones, se hace uso del modelo analítico Asent2006 (Rodríguez Y Auvinet 2006) basado en el método tradicional de mecánica de suelos, estimando las deformaciones verticales a partir de curvas de compresibilidad determinadas en el laboratorio mediante pruebas de consolidación unidimensional. De acuerdo a los resultados del inciso anterior, se determinó que para reducir los asentamientos calculados, fue necesario agregar inclusiones diseñadas en términos de deformaciones. El análisis también ayudó a realizar una zonificación de

compresibilidades del proyecto, en función de la magnitud de los asentamientos resultantes.

Se encontró que los mayores asentamientos se presentan hasta una profundidad del orden de 20 m, en la zonificación de edificios se observa que el valor máximo calculado es del orden de los 2 m. Tomando en cuenta lo anterior, que la resistencia al corte de la arcilla a esta profundidad es del orden de los 53 kPa, es decir prácticamente el doble que la del suelo reforzado (28 kPa), que de 20 a 29 m la carga de preconsolidación alcanza valores del OCR de hasta 2.0, resulta recomendable considerar una profundidad de desplante de la punta inferior de la inclusión de 21 m, medida a partir del terreno natural, con el propósito de transmitir las cargas a los estratos arcillosos que presentan mayor resistencia y menor compresibilidad.

Geometría de las inclusiones. La definición de la geometría se propone en base a las características estratigráficas del suelo y a los asentamientos registrados. En principio, hay transferencia de una parte importante de los esfuerzos soportados por el suelo a las inclusiones. Lo que se busca es la disminución de asentamientos y que la eficiencia de estos elementos aumente ampliamente si los esfuerzos concentrados en sus puntas son transmitidos a estratos de menor compresibilidad que las capas de suelo reforzadas.

De acuerdo con el perfil estratigráfico, la costra superficial presenta un espesor medio de 5 m. De 0 a 2 m se obtuvo una resistencia al corte no drenada media del orden de los 125 kPa y de 2 a 5 m del orden de los 60 kPa, es decir 4.5 y 2.0 veces mayores que la del suelo reforzado (28 kPa), respectivamente. Por tanto y de acuerdo a las descripciones de los estratos de suelo, al igual que el proyecto Aragón I, se propone el uso de inclusiones rígidas de 0.40 m de diámetro y de 19 m de longitud, dejando su cabeza a una profundidad de 2 m (en la costra superficial) y su punta inferior hasta una profundidad de 21 m, como se indica en la figura 27.

Separación y número de inclusiones. Para determinar el número de inclusiones necesarias para disminuir los asentamientos obtenidos, se realizó, para cada una de las zonas, un análisis de parámetros mediante el algoritmo Axispla2003 (basado en el método de los elementos finitos) (Ref. 4), haciendo variar el número de inclusiones, para un diámetro de 0.40 m y una longitud de 19 m. El módulo de elasticidad drenado (E') se determinó a partir de los módulos odométricos obtenidos del análisis realizado con el algoritmo Asent2006.

El análisis se realizó en dos etapas: en la primera etapa se aplicó, en diez incrementos, la carga externa transmitida por la estructura y los terraplenes, con el objeto de simular la consolidación por peso propio; en la segunda etapa se indujo un abatimiento piezométrico del 50% del registrado actualmente, con el objeto de simular el efecto de la consolidación regional sobre la cimentación con inclusiones.

En las gráficas de la figura 28 se presentan los resultados de los análisis realizados para cada una de las zonas. En estas gráficas se observa la variación de los desplazamientos verticales en la losa de cimentación al incrementar la separación entre ellas.

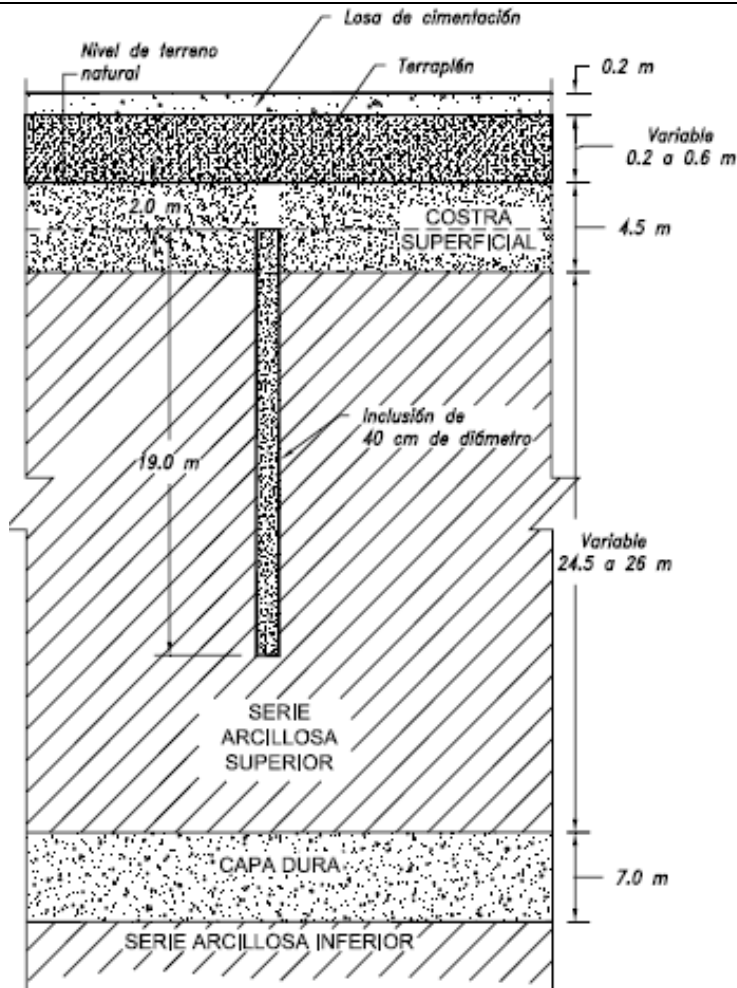


Figura 27. Dimensiones para las inclusiones propuestas

El número óptimo de inclusiones corresponde a un desplazamiento vertical nulo, para esta condición no se presentan asentamientos debidos a la carga del edificio y la cimentación sigue la consolidación regional, por lo que tampoco se presentan emersiones aparentes. Sin embargo, para los casos analizados, el asentamiento calculado por peso propio (Etapa 1) sobrepasa los 30 cm permitidos por la norma (Ref. 2), por lo que se consideró aceptable admitir (para la Etapa 2) una emersión aparente del orden de los 10 cm. En la tabla de la figura 29 se presenta un resumen con el número y la separación entre inclusiones centrales obtenidas para las distintas zonas.

De acuerdo con lo anterior, el número de elementos propuesto debe considerarse como un mínimo ya que el asentamiento calculado por peso propio (Etapa 1), para el número de inclusiones obtenidas, es del orden de los 30 cm, al límite de lo permitido por la norma. En los planos del Anexo III, se presenta el plano con la distribución propuesta de las inclusiones para cada manzana.

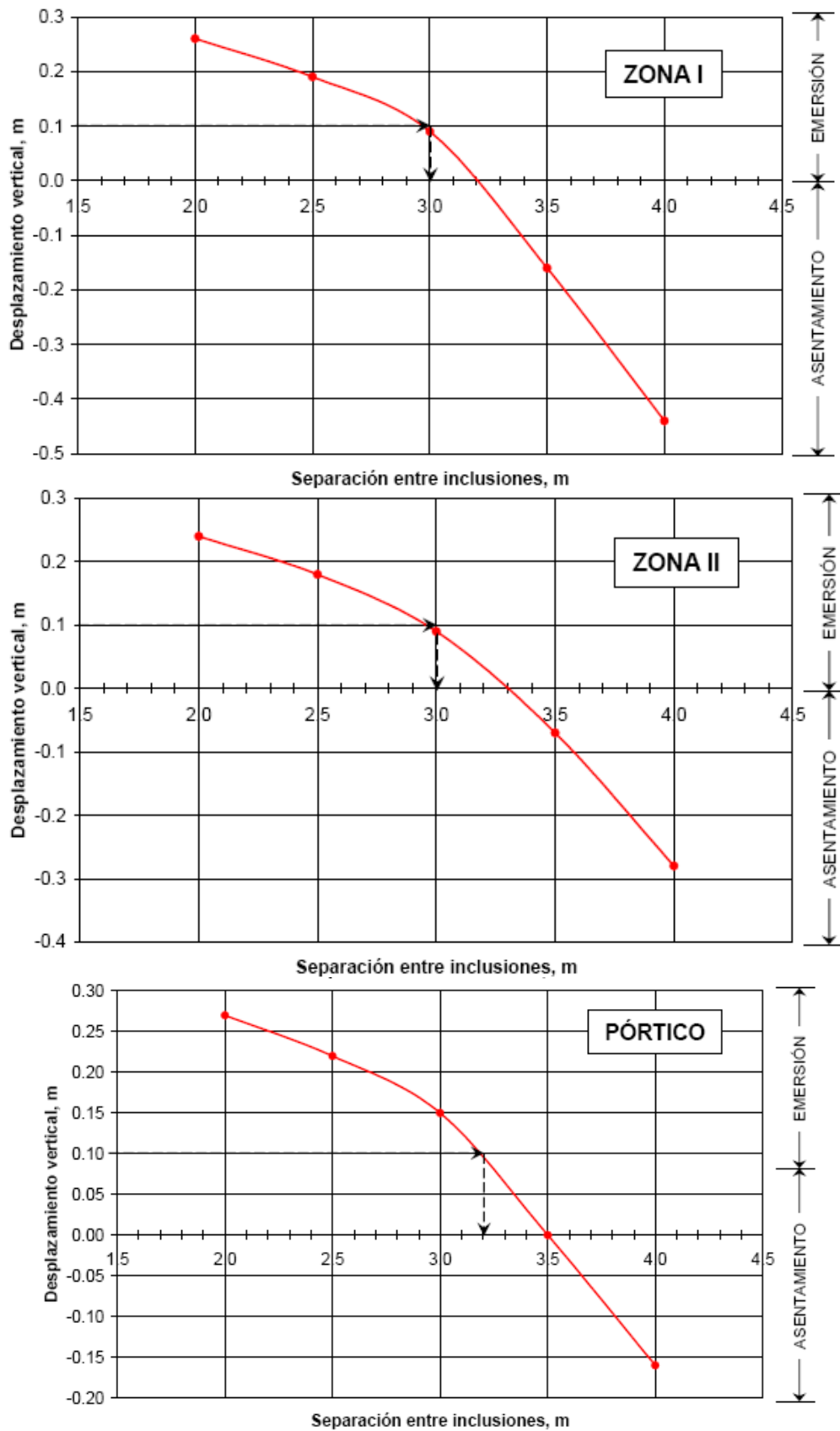


Figura 28. Determinación del número de inclusiones, Etapa 2

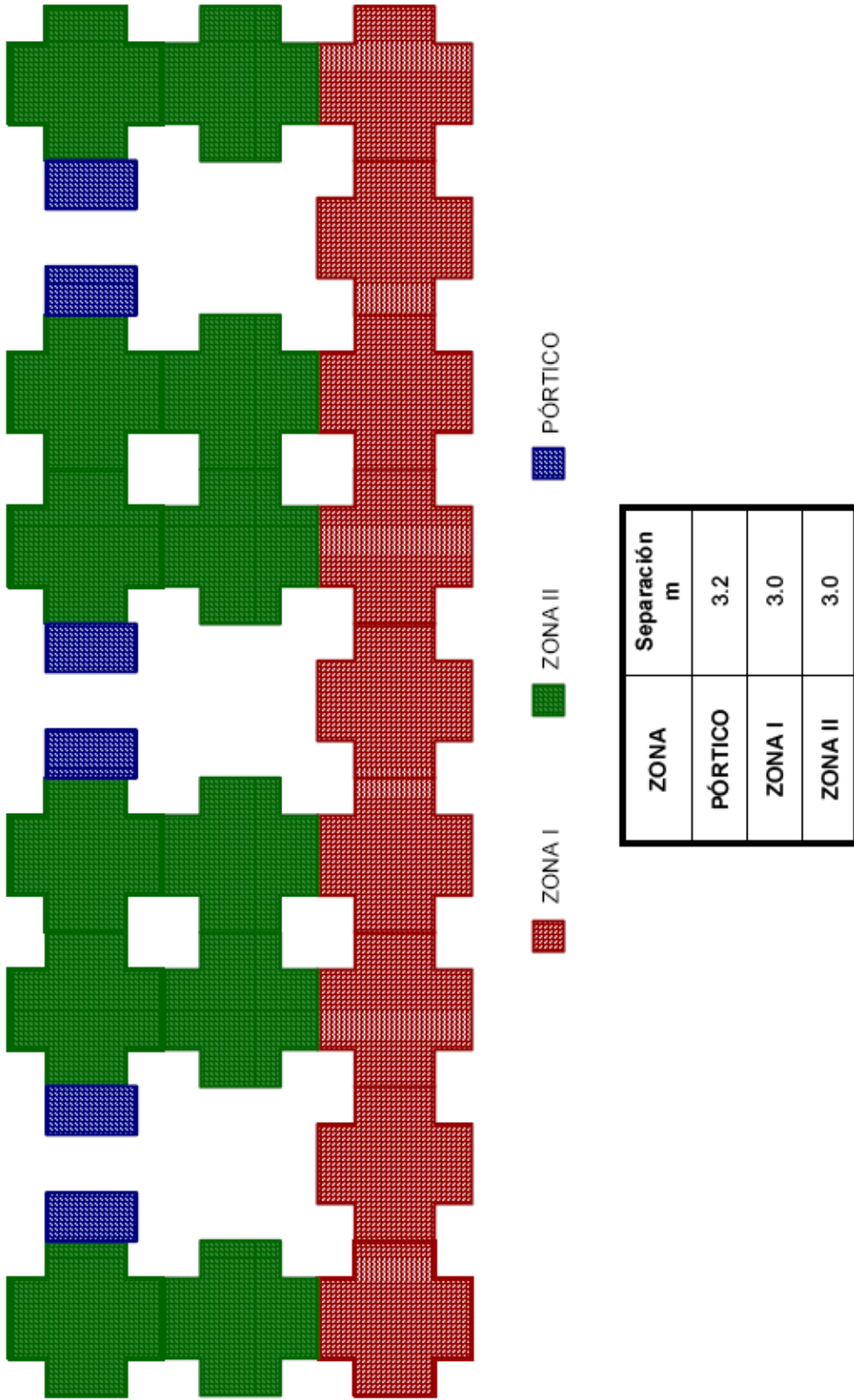


Figura 29. Separación de inclusiones obtenida para cada una de las zonas analizadas

Además, se adicionaron, inclusiones perimetrales con la finalidad de:

- 1) permitir que las inclusiones centrales trabajen de acuerdo con la hipótesis de área tributaria utilizada en el diseño, ya que evitan que se transmita fricción perimetral en exceso a las inclusiones centrales, en la figura 30 se muestra una distribución típica de de inclusiones para un grupo de edificios,
- 2) y por tanto, permitir un asentamiento más uniforme del área cargada.

En comparación con el diseño del proyecto Aragón I, la separación entre inclusiones se incrementó y por tanto, el número de elementos disminuyó debido a que:

- 1) Se disminuyó la incertidumbre en las propiedades de compresibilidad de los estratos arcillosos debido al bajo remoldeo presentado en las muestras "inalteradas" y a la realización de las pruebas de consolidación con un número suficiente de puntos que permitiera definir con claridad la carga de preconsolidación,
- 2) la zona ha sido preconsolidada tanto por construcciones antiguas (planta industrial "Industrias Ruiz Galindo, S.A."), como por la planta de concreto que se encuentra trabajando desde hace ya casi dos años y por un pozo de bombeo abandonado que se profundiza hasta los depósitos profundos, esto se confirma en las cargas de preconsolidación obtenidas en los ensayos de consolidación unidimensional,
- 3) la resistencia al corte no drenada del suelo obtenida es apreciablemente mayor,
- 4) se conocen las condiciones piezométricas actuales y por tanto se disminuye también la incertidumbre en la magnitud de los esfuerzos efectivos iniciales.

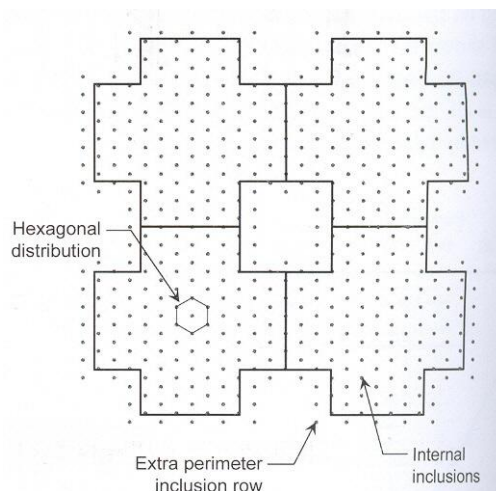


Figura 30. Distribución de inclusiones propuesta.

Material de las inclusiones. Al buscar el tipo de material adecuado para las inclusiones, se pueden considerar los resultados de los estudios realizados para el conjunto Arcos de Aragón I.

De la figura 31 se muestra la máxima carga axial desarrollada en el cuerpo de la inclusión después de ambas etapas de análisis.

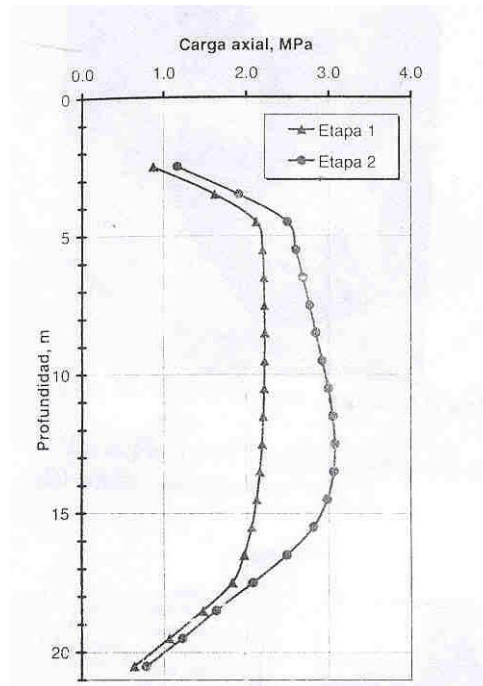


Figura 31. Carga axial desarrollada al final de las etapas 1 y 2.

Puede observarse que la carga máxima es de apenas 3.1 MPa por lo que no fue necesario agregar acero estructural y fue posible recomendar el uso de un concreto simple con una resistencia de 15 MPa.

Comparación de las inclusiones con los pilotes de fricción. Utilizando el mismo procedimiento de diseño, se llegó a un número inferior de pilotes de fricción en comparación con las inclusiones. Esto se debe, principalmente, a que la carga del edificio se transmite directamente a la cabeza del pilote. Sin embargo, el costo total del sistema de inclusiones propuesto fue considerablemente menor que el de los pilotes, debido al ahorro en el acero tanto en las inclusiones como en la losa de cimentación, también hay que considerar que en un turno de trabajo se pueden hacer 5 pilotes para un total aproximado de 6000 pilotes, lo cual contrasta con los tiempos de fabricación con inclusiones, estos se redujeron debido a la utilización de una nueva tecnología en el proceso constructivo.

Edificios de estacionamiento

Ahora se muestra el cálculo hecho para disminuir los asentamientos fuera de la norma que se calcularon en la revisión de los estados límite de servicio.

Se propone que las cinco estructuras transmitan un mínimo de carga al terreno, que en este caso se propone de apenas 5 kPa. Las profundidades de desplantes requeridas son las que se indican en la figura 32.

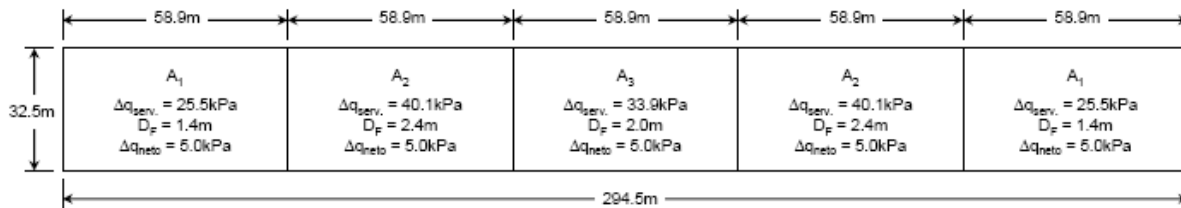


Figura 32. Profundidades de desplante y cargas de servicio propuestas

De nuevo, se calcularon los asentamientos considerando el efecto del hundimiento regional y una carga uniforme de 5 kPa. En la figura 33 se muestran los resultados obtenidos. Puede observarse que no se presentan diferenciales entre las estructuras y los asentamientos obtenidos son muy uniformes y se encuentran dentro de los límites establecidos por la norma.

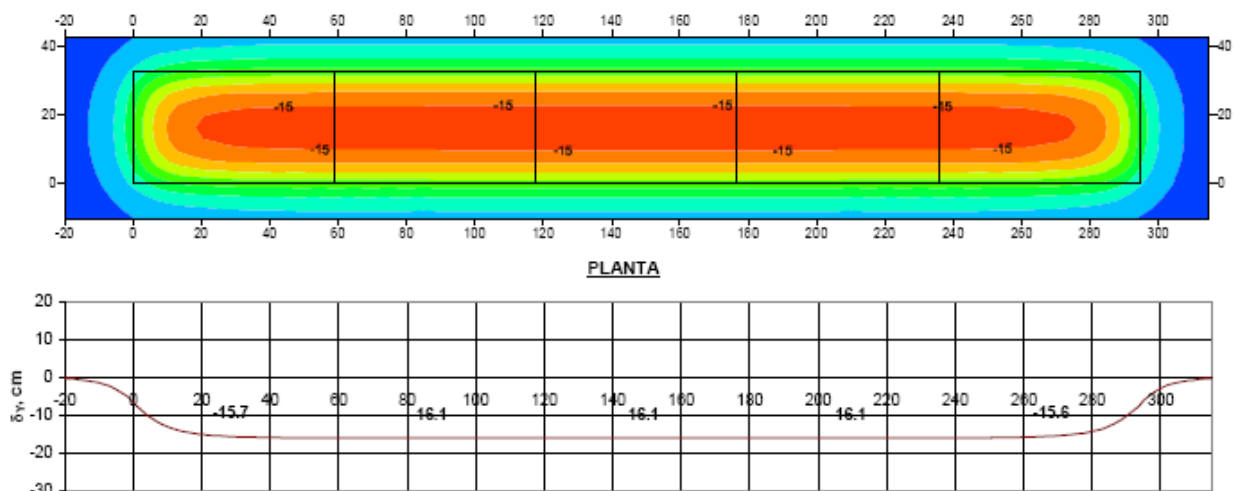


Figura 33. Asentamientos obtenidos considerando el hundimiento regional

Esta es una propuesta que debe adecuarse a los niveles de desplante que se adaptaran al diseño arquitectónico de las estructuras.

2.3. Descripción de las estructuras



Foto 19. Conjunto Arcos de Aragón II

2.3.1. Tipos de edificios

El conjunto habitacional consistirá de un total de 21 edificios tipo cruz, seis tipo pòrtico y cinco para estacionamientos, la distribución de estos se presenta en la figura 34.

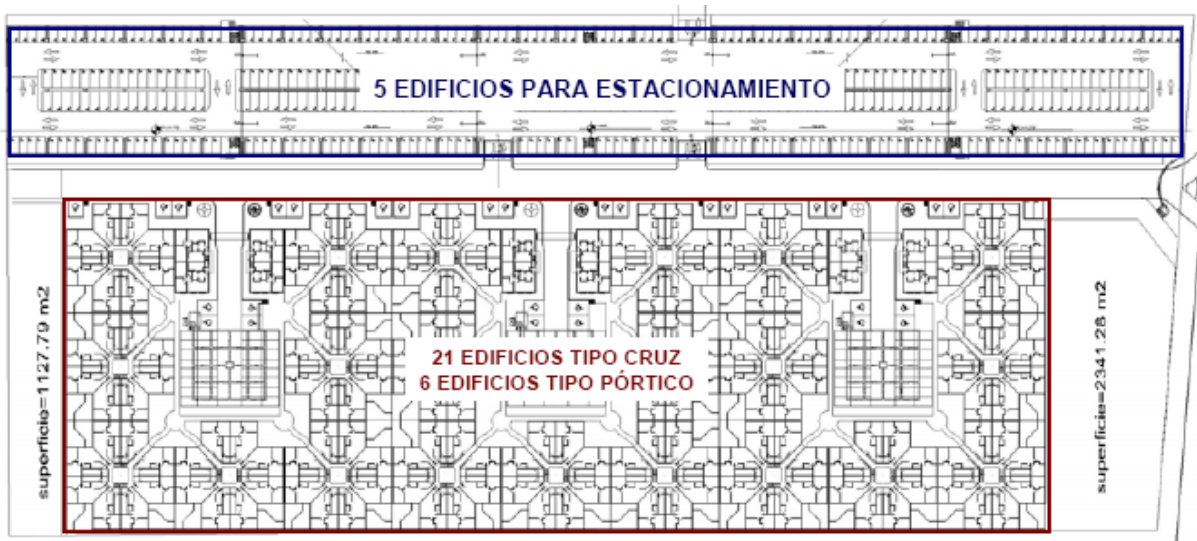


Figura 34. Edificios que formarán parte del proyecto Arcos de Aragón II

Los edificios tipo cruz y pòrtico tendrán cinco niveles y una superficie en planta de 564 y 135 m², respectivamente. Sus dimensiones generales se presentan en la figura 35.

A diferencia de la primera etapa, en esta se incluirá un conjunto de cinco edificios para estacionamiento, que tendrá una superficie total en planta de aproximadamente 9,500 m² (294.5 m de longitud por 32.5 m de ancho), cada edificio tendrá una superficie del orden de los 1,900 m² (58.9 m de longitud por 32.5 m de ancho), figura 36.

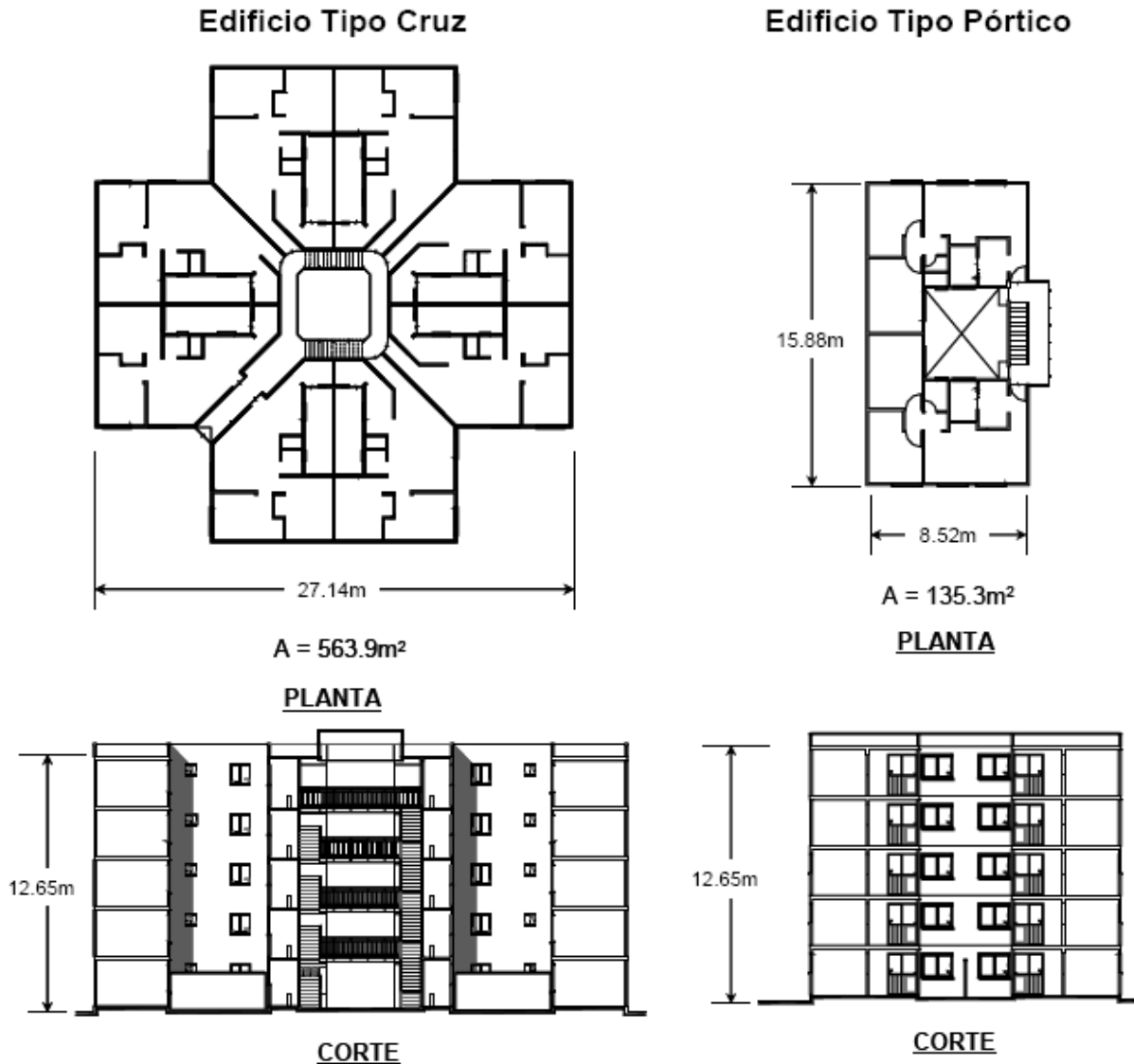


Figura 35. Dimensiones generales de los edificios tipo cruz y pórtico

El cuerpo 1 tendrá tres niveles, incluyendo un semisótano de aproximadamente 1.25 m de profundidad. Los cuerpos 2 y 3 tendrán cuatro niveles, de los cuales uno será un sótano del orden de los 3.1 m de profundidad y el cuerpo 2 alojará las rampas vehiculares.

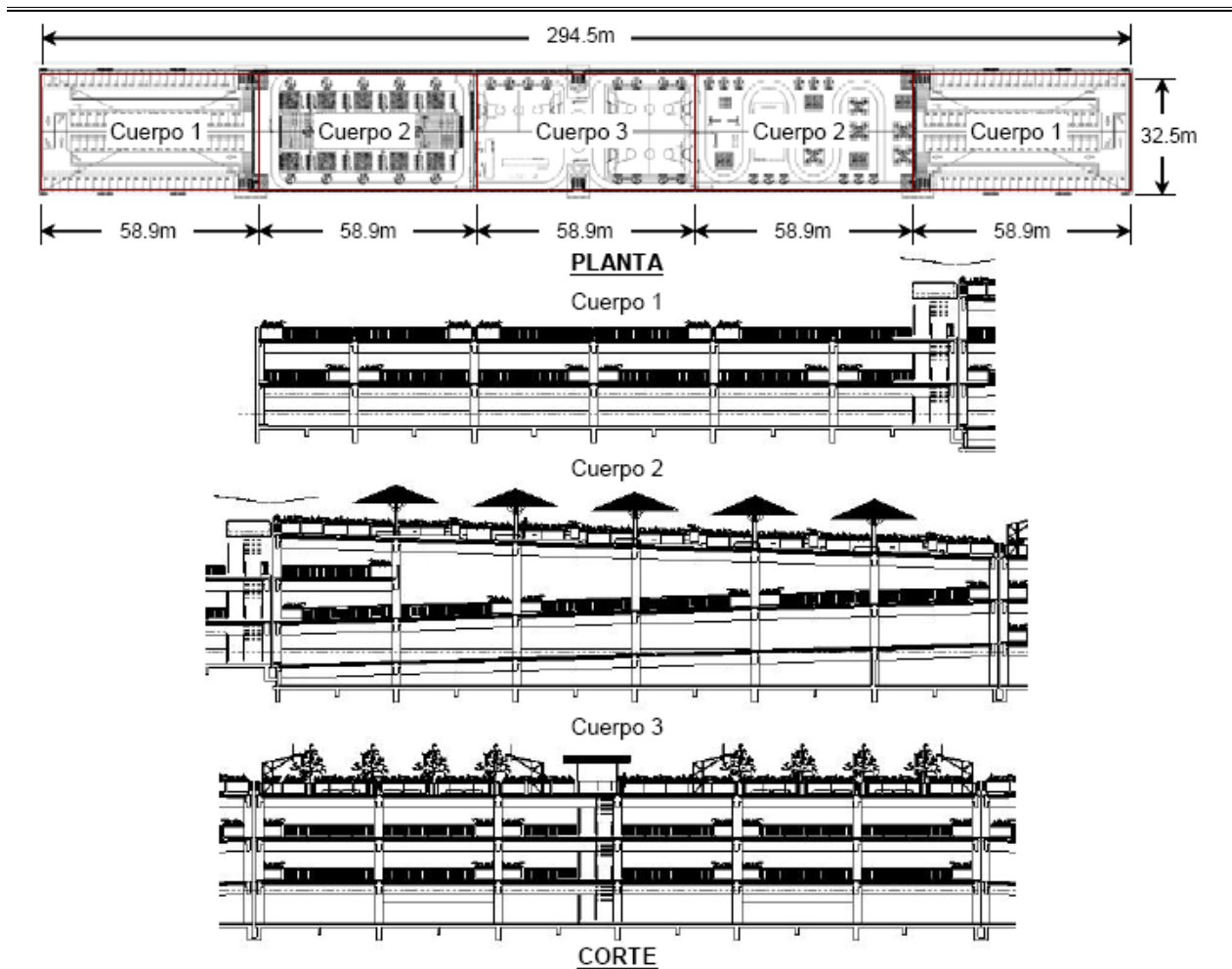


Figura 36. Dimensiones generales de los edificios de estacionamiento.

Aspectos arquitectónicos

El predio cuenta con una superficie de 37,957.90 m² de los cuales se utilizarán 22,828.35 m² para desplante quedando como área libre 15,129.54 m². El proyecto contará con la construcción de 900 viviendas de interés social. Los prototipos y áreas en general se distribuyen de la siguiente forma:

DISTRIBUCIÓN DE ÁREAS DEL CONJUNTO HABITACIONAL

NUMERO DE VIVIENDAS	900 VIVIENDAS.
AREA DE VIVIENDAS CON INDIVISOS	798 VIVIENDAS Prototipo "A" con 60.3182 m ²
	42 VIVIENDAS Prototipo "B" con 55.459 m ²
	60 VIVIENDAS Prototipo "C" con 60.00 m ²

La solución arquitectónica es de condominio vertical integrado por un total de 900 viviendas distribuidas en 3 rinconadas: rinconada San Rafael, rinconada San Miguel y

rinconada San Gabriel, estas rinconadas presentan las mismas características: cuentan con 7 edificios tipo cruz y 2 edificios tipo p \acute{o} rtico cada una, con una nomenclatura de edificios de la letra "A" a la "I" y un total de 300 viviendas cada una.

Con los datos descritos anteriormente tenemos un total de 27 edificios en las 3 rinconadas, divididos en dos prototipos de edificios, de los cuales se conforman 21 edificios tipo cruz de 5 niveles albergando 40 departamentos cada uno, as \acute{i} mismo cada edificio tipo cruz cuenta con dos prototipos de vivienda dividiéndose de la siguiente forma: 2 prototipos tipo "B" en planta baja, 38 prototipos tipo "A" repartidos 6 en planta baja y 8 en cada uno de los siguientes cuatro niveles, teniendo de esta forma 8 departamentos por cada nivel; tambi \acute{e} n se cuenta con 6 edificios tipo p \acute{o} rtico de 5 niveles albergando 10 departamentos cada uno, repartidos en 2 departamentos por cada nivel, en estos edificios solo se maneja un prototipo de vivienda denominado prototipo "C". El \acute{a} rea de cada prototipo se indica en la tabla 10. En la foto 20 se muestra una reproducci \acute{o} n a escala de uno de los departamentos de un edificio tipo cruz.



Foto 20. Prototipo de departamento "A" en edificio tipo cruz

PROTOTIPO DE VIVIENDA	SUPERFICIE (m ²)	CANTIDAD
A	60.3182	798
B	55.459	42
C	60.00	60
TOTAL DE VIVIENDAS		900

Tabla 10. Prototipos de vivienda

Aspectos urbanos

Diseño

- El concepto de dise \acute{n} o enfatiza la necesidad de fragmentaci \acute{o} n del conjunto en claustros (3 de 300 Departamentos) que posibiliten un mejor control y vigilancia as \acute{i} como tambi \acute{e} n

una organización administrativa más viable. La vialidad colectora interna conecta el flujo vehicular y peatonal con la avenida San Juan de Aragón.

- Al interior de los claustros así como en la vialidad principal existen estacionamientos al descubierto (125), así como también los cajones respectivos para minusválidos.
- Por otro lado en el conjunto se implementará un edificio de estacionamiento que atenderá a 1,134 vehículos.
- Atendiendo la normatividad vigente el cálculo de cajones respectivo se muestra en la tabla 11:

USO	RANGO O DESTINO	No. MÍNIMO DE CAJONES DE ESTACIONAMIENTO
HABITACIONAL		
UNIFAMILIAR	Hasta 120 m ²	1 por vivienda
	Más de 120 m ² hasta 250 m ²	2 por vivienda
	Más de 250 m ²	3 por vivienda
PLURIFAMILIAR (SIN ELEVADOR)	Hasta 65 m ²	1 por vivienda
	Más de 65 m ² hasta 120 m ²	1.25 por vivienda
	Más de 120 m ² hasta 250 m ²	2 por vivienda
PLURIFAMILIAR (CON ELEVADOR)	Más de 250 m ²	3 por vivienda
	Hasta 65 m ²	1 por vivienda
	Más de 65 m ² hasta 120 m ²	1.5 por vivienda
	Más de 120 m ² hasta 250 m ²	2.5 por vivienda
	Más de 250 m ²	3.5 por vivienda

Tabla 11. Cajones de estacionamiento.

Conjuntos Habitacionales hasta 65 m² = 1 cajón por vivienda
 Por tanto: (900 viv.)(1) = 900 cajones.

El conjunto otorga 1,331, de los cuales; 51 cajones son para personas minusválidas, 478 cajones chicos y 808 cajones grandes.

Instalaciones

- Agua: Como parte de la infraestructura y para el adecuado abastecimiento del agua potable se cuenta con una cisterna por claustro para una posterior distribución al interior de los edificios por medio de sistemas de bombeo (flujo continuo-velocidad variable) para a su vez llegar a los departamentos.
- El suministro de energía eléctrica de media tensión será subterránea a lo largo de la vialidad principal y de ahí derivará en forma subterránea hacia el interior de los claustros hasta transformadores de pedestal de 300 kilovatios, continuando hacia el interior de los edificios en baja tensión vía subterránea.
- Para el desalojo de aguas negras se considera una planta de tratamiento mixto (anaeróbico y aerobio) que depure las aguas para lograr una calidad de efluente que permita alcanzar los parámetros establecidos en la NOM-002-ECOL-1996, para su descarga al drenaje urbano y la NOM-003-ECOL-1997, para reutilización del agua en riego de áreas verdes. Esta planta de tratamiento se encuentra en el área de equipamiento de infraestructura del proyecto Aragón I y está calculado el volumen y funcionamiento para recibir las aguas negras de Aragón I y II.

-
- Para el desalojo de aguas pluviales se contará con un sistema de pavimentos permeables que conducen el agua a un pozo de absorción que se ubicará en el terreno de la fase II para filtrar el agua pluvial al subsuelo y a la postre llegará a un último pozo de absorción ubicado en la fase I en el área de equipamiento de infraestructura. Posteriormente llegará al tanque de tormentas las excedencias para su vertido a la red municipal.
 - Se cuenta con depósitos de basura y arcos de acceso a cada rinconada.

2.3.2. Elementos estructurales

En esta sección se hace una breve descripción de los elementos estructurales que comprenden los edificios del conjunto habitacional.

Losa y Contratraves

Como se mencionó antes, la cimentación de los edificios se tratará con un sistema de de contratraves y losa de cimentación. La función de este sistema es proporcionar la rigidez necesaria para evitar una distorsión excesiva de la superestructura como resultado de variaciones en la distribución de la carga sobre la losa o en la compresibilidad del suelo de desplante.

Una losa de este tipo se ejecuta de la misma forma que en el diseño de una losa de entepiso con la diferencia de que ahora la carga vertical transmitida al sistema de losa es la reacción proveniente del suelo, y que a su vez se transmite a las contratraves que dan rigidez al sistema.

La contratrabe se diseña de la misma forma que una viga normal, solo que los efectos vienen en sentido inverso como en el caso de la losa de fondo y con la diferencia de tener especial cuidado con la concentración de momentos a que este sometida la sección, ya que al sobrepasar los límites de ductilidad para una sección simplemente armada, esta tendrá que ser reforzada con mas acero, por lo que pueden convertirse en vigas doblemente armadas.

Ahora se describen las características del sistema de cimentación usado:

- a) losa de cimentación y contratraves. El peralte total de la losa es de 20 y 10 cm, con una a base de concreto clase II con resistencia de 250 kg/cm² con agregado de ¾" y revenimiento de 18 cm, está armado con varillas del ½", con resistencia de 4200 kg/cm². En la figura 37 se ve una sección del tipo de losa y contratrabe.

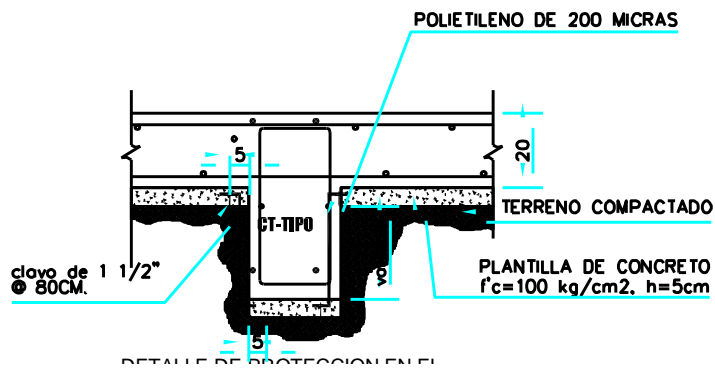


Figura 37. Sección de desplante.

Sobre el sistema de contratraves se alzan muros de carga con una estructura de marcos de concreto armado de castillos y dalas. Los muros de carga ayudan a resistir la acción de cargas verticales y horizontales, además, se pueden reforzar con dalas y castillos, o con refuerzo interior. En la obra se usará el block multi-perforado de 12x18x39 cm para levantar los muros.

Sistemas de piso

La función de un sistema de piso es transmitir las cargas verticales hacia los apoyos, que a su vez las transmiten hasta la cimentación. Para tal efecto siempre es necesario que cumpla la función de conectar los elementos verticales y horizontales distribuyendo entre ellos las cargas, para lo cual debe formar un diafragma con rigidez en su plano. En esta obra se hace uso del sistema de vigueta y bovedilla, del que se describen sus características esenciales.

Generalmente el sistema está constituido por los elementos portantes que son las viguetas de concreto presforzado, las bovedillas de cemento-arena como elementos aligerantes y una losa de compresión hecha de concreto. La losa suele estar armada con una malla electrosoldada y rodeada perimetralmente con una cadena o trabe armada en la que la vigueta penetra por lo menos 5 cm. La figura 38 muestra un detalle de su procedimiento constructivo.

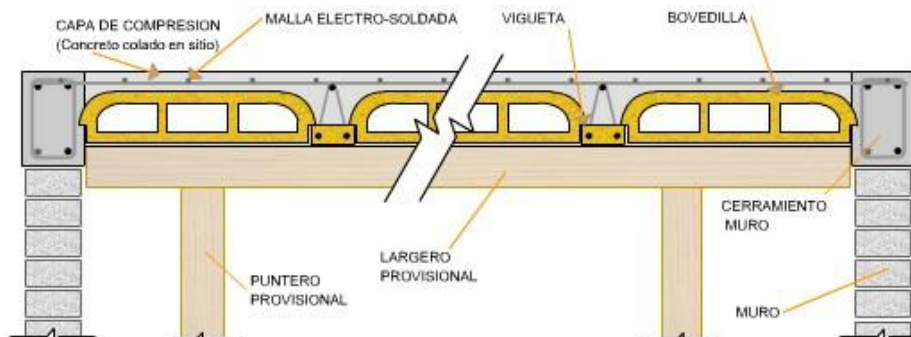


Figura 38. Detalle general del sistema de vigueta y bovedilla.

Este sistema se usa actualmente en casas y edificios de 1 a 5 niveles como son los proyectos de interés social de los organismos gubernamentales. Además, las bovedillas resultan ser elementos de cimbra y aligeramiento de la losa, la capa de compresión de concreto proporciona la continuidad entre los elementos reticulares y es necesaria también para ofrecer el funcionamiento de diafragma ante fuerzas en el plano de la losa. El mejor aislamiento térmico y acústico que se obtiene por los mayores espesores y por los elementos huecos de aligeramiento es una ventaja importante de este sistema.

Ahora se describen las características del sistema de piso usado:

- a) viguetas prefabricadas de concreto preesforzado, auto-soportantes de 13 cm de peralte marca Premex y T.M.A. de $\frac{3}{4}$ ".
- b) Bovedillas de poliestireno con densidad de 14 kg/m³, su característica general es la ligereza de alrededor de 10 kg/m³, fácil transporte y acomodo, además, se producen en cualquier peralte, ancho y longitud.
- c) Capa de compresión de concreto con un $f'c = 200$ kg/cm² y espesor de 4 cm, esta tendrá un refuerzo adicional de malla electrosoldada 12x12 – 6/6, se usara silleta tipo CM-060 de tipo cilindro para calzar la malla, figura 39.

El sistema descrito está diseñado para soportar una carga útil de 300 kg/cm².

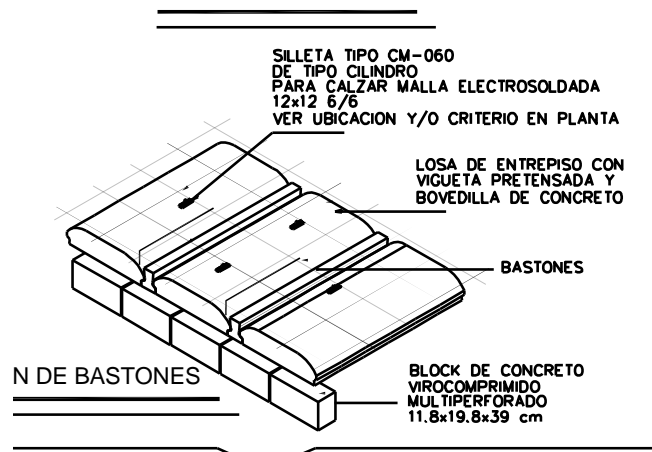


Figura 39. Sistema de vigueta y bovedilla.

III. PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCIÓN EN EDIFICIOS Y ESTACIONAMIENTO DE LAS CIMENTACIONES



Figura 1. Vista general de obra

3.1 Construcción de las inclusiones

3.1.1. Obras preliminares

Como antecedente se menciona que los edificios se ubicarán en una zona que ha sido preconsolidada tanto por construcciones antiguas (planta industrial "Industrias Ruiz Galindo, S.A.") que se localizan al norte y poniente del predio, como por la planta de concreto que se encuentra trabajando desde hace ya casi 2 años en la parte sur del mismo, figura 2.



Figura 2. Estado previo del terreno.

Los primeros trabajos que se realizan en el terreno son de demolición de los edificios existentes y limpieza del terreno. La cuadrilla de topografía realiza el trazo y nivelación para el desarrollo de los trabajos, estableciendo ejes y referencias de acuerdo al banco de nivel profundo, y señalando las distintas áreas de trabajo en donde se desplantaran los edificios.

Como una forma de optimizar el costo de los trabajos en obra se modifica la costra superficial para que funcione como plataforma de trabajo, para ello se busca que esté horizontal, compactada y que tenga condiciones adecuadas de drenaje. El beneficio financiero radica en que el costo inicial del proceso constructivo se reduce gracias a que la plataforma de trabajo es parte del proyecto definitivo de la estructura.

Otro factor del proceso constructivo es el decidir la forma de suministro del concreto para las inclusiones, de acuerdo al análisis de precios unitarios se escogió la opción de una planta de concreto en el lugar, figura 3.



Figura 3. Planta de concreto en el lugar

Para la perforación de las inclusiones, la cuadrilla de la obra localiza y posiciona el punto exacto en donde se construirá la inclusión y marca el diámetro de la perforación colocando cal en el suelo, cuando el equipo esta listo para perforar se posiciona sobre la señal indicada.

3.1.2. Perforación

La meta del procedimiento constructivo fue instalar un total de 2688 inclusiones rígidas de 40 cm de diámetro y 19 m de longitud, desplantadas a 21 m de profundidad con respecto al nivel de terreno natural, el equipo empleado consistió en una barrena continua helicoidal hueca tipo *tremie* (equipo Starsol). Por cada edificio tipo cruz se construyeron 120 inclusiones y por cada edificio tipo pórtico 28.

Equipo Starsol

El equipo Starsol consiste en:

- 1) Sistema Enebesol.
- 2) Transformador de movimiento.
- 3) Sensores de presión, estos registran en tiempo real la presión que se ejerce en el fondo de la perforación.
- 4) Tubería de bombeo. Lleva el concreto de la bomba al equipo.
- 5) Bomba de concreto, el concreto es suministrado por la planta de concreto que se encuentra en la obra, la olla de concreto coloca el concreto en la bomba que suministra al equipo de perforación.
- 6) Sensor de momento, este registra el momento de torque de la barrena, En la figura 4 se muestran sus componentes.

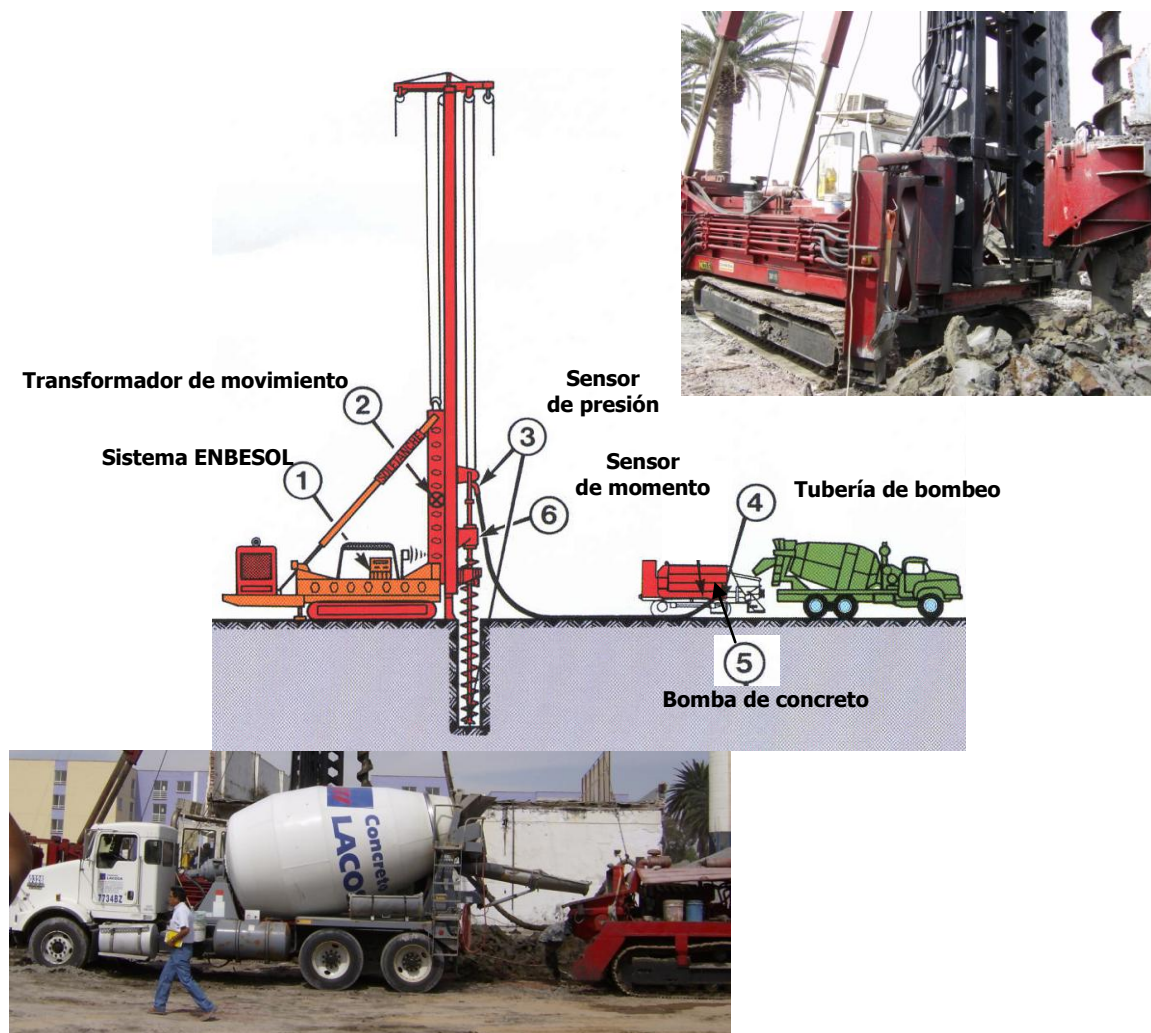


Figura 4. Equipo Starsol

Una pieza importante del equipo es la barrena continua, de la que se describen sus componentes, figura 5.

- Cuenta con un par de gatos hidráulicos en la parte superior con los que levanta el barreno.
- Cuenta con una poderosa cabeza de rotación, manejada por un compacto motor hidráulico que camina sobre el mástil y da el torque al barreno.
- Tiene un aditamento que ayuda a la limpieza de la barrena, al pasar por el se desprende de los huecos del barreno.
- Cuenta con broca piloto y ventanas para colocación de concreto, la broca puede atravesar capas semi-duras, duras, y puede llegar a capas de material competente.
- El sistema de inyección de concreto tiene dos mangueras laterales puestas en la base de la tubería interna.

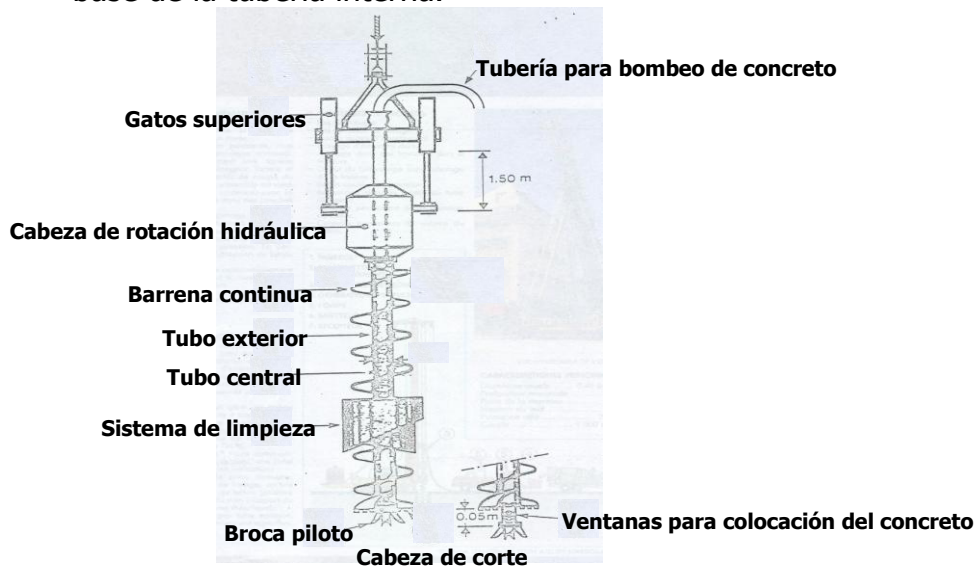


Figura 5. Barrena continua

Se eligió la maquinaria ya que:

- a) el equipo de perforación incluye un *sistema electrónico* de monitoreo (sistema Enebesol) que permite obtener un registro continuo de la variación de los principales parámetros de construcción,
 - b) el procedimiento de extracción de la barrena helicoidal y el control de la presión de inyección del concreto ayudan a prevenir la fractura hidráulica de la arcilla,
 - c) asimismo, el procedimiento de extracción ayuda a prevenir la contaminación del concreto con el suelo reforzado,
 - d) evita el excesivo remoldeo del material por excavar, ya que esto puede alterar considerablemente sus propiedades mecánicas.
 - e) evita los esfuerzos excesivos en el medio que pudiesen ocasionar incrementos en la presión de poro del material y/o fracturas, y por tanto deformaciones futuras no consideradas en el diseño.
 - f) proporciona rendimientos de construcción altos gracias a su sistema de construcción especial.
-

El procedimiento constructivo se compone de 7 etapas que se describen a continuación, figura 6:

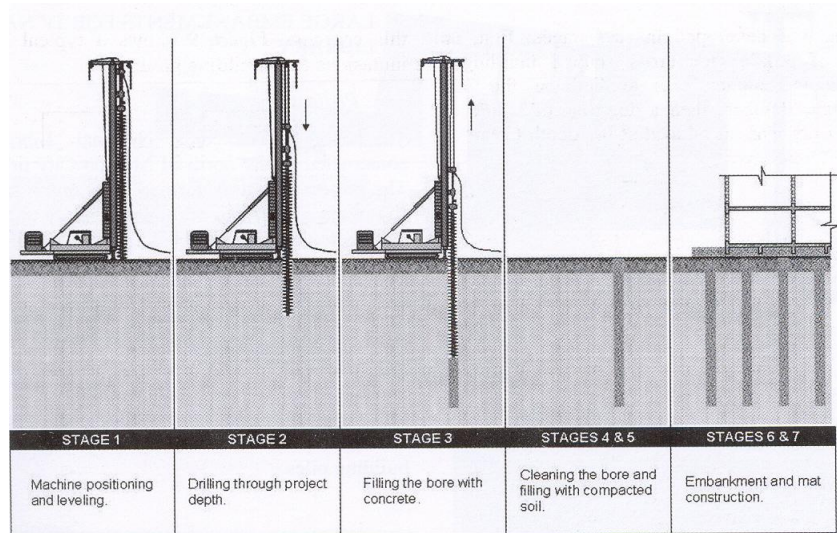


Figura 6. Etapas del procedimiento constructivo

1ª Etapa, colocación y nivelación. En este paso la maquina perforadora se traslada de tal forma que el eje de la barrena se coloque sobre el punto marcado para la perforación. También se nivela la guía de la barrena de forma vertical de acuerdo a los límites establecidos por la supervisión y control de calidad.

2ª Etapa, perforación hasta la profundidad de proyecto. Se inicia la perforación con rotación sin recuperación de material, figura 7, la barrena y el tubo Tremie giran y perforan juntos. La profundidad de desplante es de 21 m con respecto al nivel de terreno natural. Al llegar a la profundidad de desplante el concreto no puede salir ya que el tubo interior aun no se desplaza.

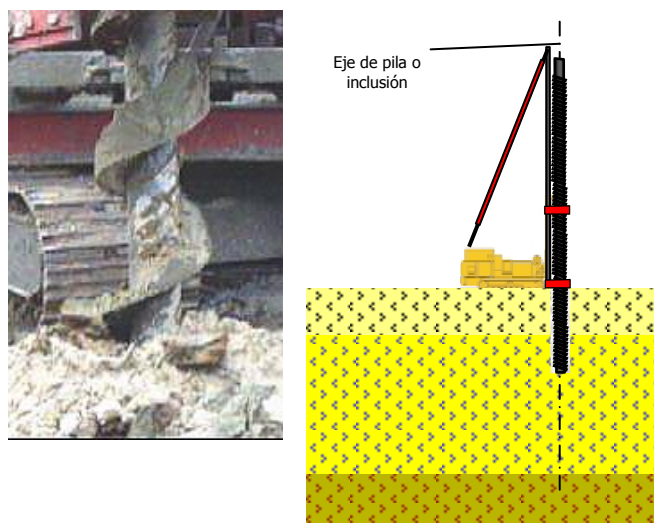


Figura 7. Perforación hasta la profundidad de proyecto

3ª Etapa, colado del elemento. Cuando el barreno se encuentra a la profundidad de desplante se inicia el levantamiento de la barrena y la puesta en posición del tubo interior, figura 8, cuando la barrena asciende 1.50 m el tubo queda libre y comienza la inyección a presión de concreto bombeado.

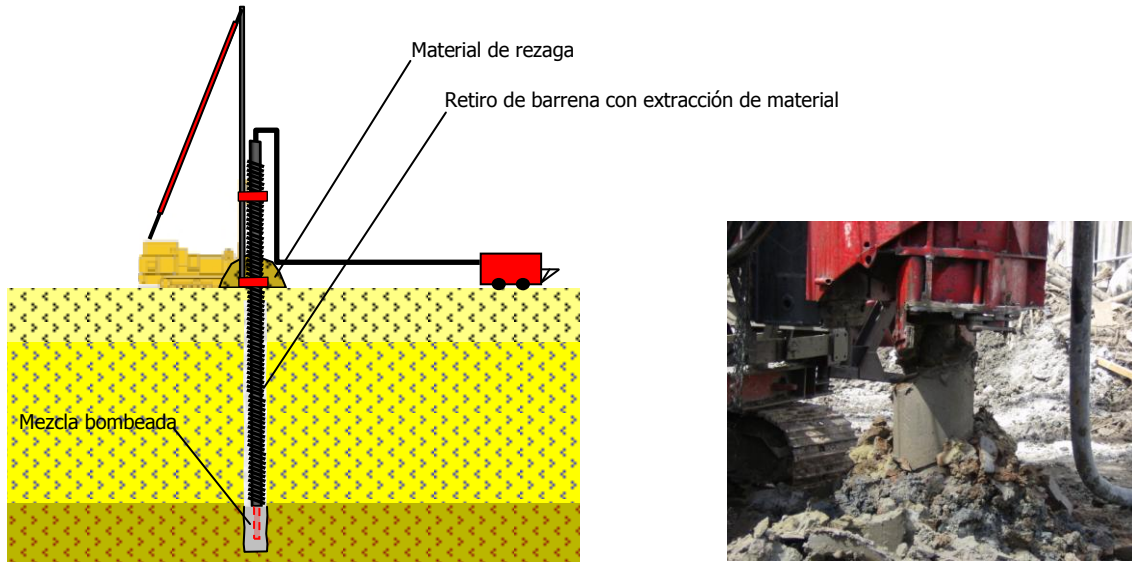


Figura 8. Colado del elemento con concreto

Después de la altura crítica se presentan actividades simultáneas, el retiro de la barrena y la inyección de la mezcla. La etapa concluye cuando el tubo Tremie sale por completo de la perforación y el elemento esta colado.

4ª y 5ª Etapas, limpieza y material de relleno. Se usa aire a presión en la tubería para sacar el concreto residual, después se llena de agua y se vuelve a conectar el aire para sacar el agua de la manguera y la tubería. La parte exterior de la tubería se limpia con chorros de agua. Una vez limpia la maquinaria se desplaza al siguiente punto de perforación. En la figura 9 se muestra el tubo y la cabeza de perforación.



Figura 9. Tubería Tremie y cabeza de perforación

Cuando ha fraguado la inclusión se usa un equipo hidráulico tipo KLEMM o similar para reperforar a 1.5 m bajo el nivel de terreno natural (para tener una altura de columna de 3.0 m), la punta superior se rellena con grava con contenido de arena mayor al 15% y de finos menor al 5%, compactada (grava arenosa limpia), figura 10.



Figura 10. Colocación del material de relleno

Las etapas 6 y 7 corresponden a la construcción de la losa de cimentación y el terraplén, que se tratan en los siguientes incisos.

En la figura 11 se muestra un resumen del procedimiento de ejecución.

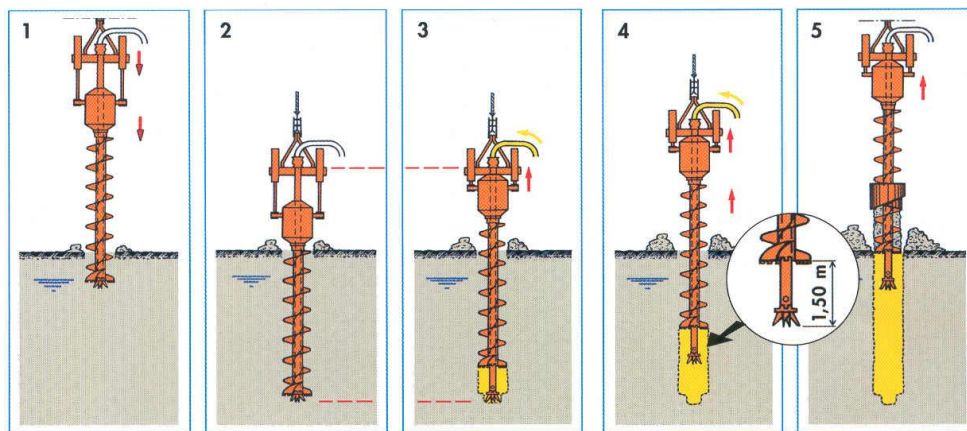


Figura 11. Resumen de proceso constructivo.

Una parte especial del equipo es el sistema electrónico de monitoreo, obtiene y registra en tiempo real los principales parámetros de ejecución, figura 12.

Con el equipo se verifican el procedimiento constructivo, el diámetro de la inclusión, la verticalidad del barreno y la longitud final del mismo, se registra la perforación e inyección de cada elemento, en resumen, cumple con los siguientes puntos:

- Obtiene la fecha, hora de inicio de la perforación, hora de inicio de la inyección y hora de finalización de la inyección.
- Registra el número del equipo, el número o localización del elemento, el diámetro y longitud del proyecto del elemento, el volumen de inyección estimado, el sobre-volumen de inyección medido y la inclinación del elemento.
- Mide la variación con la profundidad de:

Durante la perforación:

- o Momento de torque
- o Velocidad de rotación
- o Velocidad de perforación

Durante la inyección:

- o Presión de inyección
- o Velocidad de extracción
- o Diámetro del elemento (perfil)

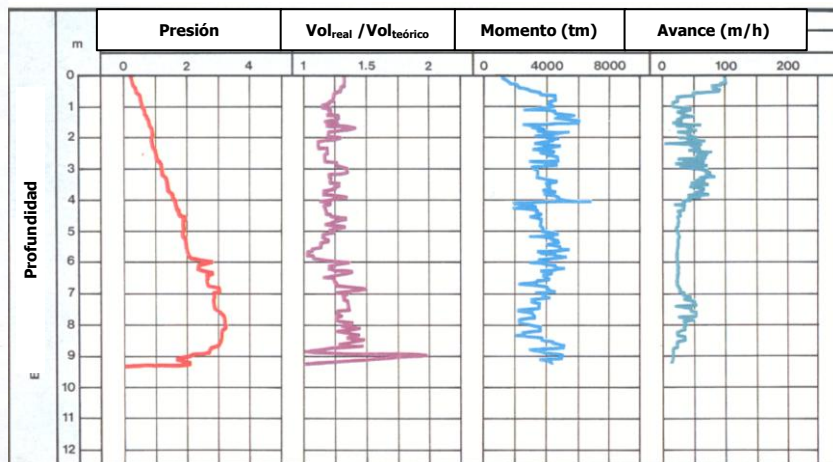


Figura 12. Registro en tiempo real del equipo

Como ejemplo, los registros obtenidos deben mostrar que el momento de torque y la velocidad de perforación están correlacionados de acuerdo al perfil estratigráfico que exista en el punto. Además, el diámetro del elemento se determina mediante la relación del sobre-volumen de inyección medido y volumen de inyección estimado, cuando la relación es mayor a 1 se requiere mas concreto y la sección resulta más grande debido

al remoldeo de la sección. Cuando es menor a 1 la sección se estrangula y hay que reperforar para corregirla.

3.1.3. Supervisión

Tiene como objetivo la inspección y verificación de los trabajos para que cumplan con las especificaciones de la construcción, para ello es necesario contratar personal con amplia experiencia e interpretación para este tipo de trabajos, entre el personal se debe contar con la presencia de un ingeniero geotecnista que supervise los trabajos de manera continua y que evalúe las condiciones reales del subsuelo.

Para la supervisión y control de calidad durante la construcción de las inclusiones por el procedimiento de barrena continua, deben verificarse los siguientes aspectos:

- Revisar el diámetro de los barrenos, con tolerancia de $400 \text{ mm} \pm 20 \text{ mm}$
- Revisar el diámetro de las inclusiones, se considera un diámetro teórico de 400 mm, con tolerancia mínima de 300 mm y máxima de 600 mm
- Corroborar la ubicación del punto a perforar con tolerancia de $\pm 5 \text{ cm}$, también la puesta en posición de la maquinaria en $\pm 20 \text{ cm}$
- La verificación de verticalidad del barreno en $0^\circ \pm 1^\circ$
- La revisión de la profundidad en $21 \text{ m} \pm 20 \text{ cm}$, respecto al nivel del terreno natural.
- La revisión de los niveles por la reperforación para relleno con tolerancia de $2 \text{ m} \pm 20 \text{ cm}$, también la del relleno hasta el nivel de plataforma en $\pm 5 \text{ cm}$
- Las condiciones del concreto hecho en obra, incluyendo el control del revenimiento, peso volumétrico, aire incluido y ensayos en cilindros en compresión, debe usarse concreto con $f'c$ mínimo = 80 kg/cm^2 y $f'c$ medio = 100 kg/cm^2 , la obtención de juego de muestras por cada 40 m^3

También deben considerarse los posibles problemas que pueden presentarse durante la construcción, como son:

- 1) Presión negativa o volumen negativo de concreto durante el colado del elemento.
- 2) Falla mecánica de la maquinaria durante el proceso de colado del elemento.
- 3) No se cumple con los parámetros de verticalidad especificados.
- 4) La ubicación de la inclusión no coincide con la de proyecto.
- 5) La profundidad de la punta del elemento no coincide con la de proyecto.

6) No se alcanza la resistencia mínima del concreto del elemento.

De presentarse estos problemas se recomienda que el elemento se rechace de inmediato y se construya uno adicional en el sitio donde lo indique la constructora.

3.1.4. Instrumentación

Debido a que el empleo de inclusiones es un método relativamente novedoso en las arcillas lacustres de la ciudad de México y a la alta compresibilidad que presentan las arcillas en la zona de estudio, es necesario contar con un riguroso control de calidad en la construcción de los elementos e implementar un plan de monitoreo que permita observar el comportamiento de las estructuras durante su etapa de construcción y de servicio.

Debido a la magnitud del proyecto, se instrumentaron varias inclusiones mediante deformímetros para determinar los esfuerzos y desplazamientos a los que son sometidas. Esto permitirá validar los modelos numéricos que actualmente se utilizan para el diseño de las cimentaciones que utilicen este sistema.

Para tal propósito, se recomendó realizar mediciones periódicas de:

- 1) niveles topográficos en varios puntos de las plataformas antes y después de la construcción de las inclusiones
- 2) niveles topográficos en por lo menos cuatro puntos de cada estructura referenciados al banco de nivel profundo,
- 3) niveles de los piezómetros y del pozo de observación de la estación piezométrica,
- 4) niveles topográficos de varios bancos superficiales, referenciados al banco de nivel profundo, que se ubiquen lo más alejado posible de las estructuras.

Se recomendó un plan de monitoreo que consistía en la realización de mediciones cada mes durante los primeros dos años, a partir del inicio de la construcción de las estructuras, y luego cada seis meses. Con los resultados obtenidos será posible calibrar los análisis del comportamiento de las cimentaciones y anticipar cualquier condición no prevista indeseable. Se cumplirá así con la obligación marcada en el inciso 8 de las normas técnicas complementarias para diseño y construcción de cimentaciones del Distrito Federal.

3.2 Construcción de los terraplenes y losas de cimentación

En este inciso se describen las últimas etapas del proceso constructivo correspondientes a la colocación del terraplén de descarga y a la losa de cimentación.

1º La costra superficial tiene una función muy importante como capa de repartición en el diseño y funcionamiento del sistema de inclusiones, por ello se obtuvieron con detalle la estratigrafía y propiedades de los materiales de los pozos a cielo abierto. En los perfiles de los pozos PCA-1, PCA-4 y PCA-7, se detectó un estrato de baja resistencia y alto contenido de agua que va de 0 a 1 m de profundidad, aproximadamente. En los demás pozos se encontró un material competente que puede considerarse adecuado para funcionar como capa de repartición.

Para dar soporte a esta capa y formar la base de la plataforma de los edificios se colocaron capas de tezontle compactado con espesor de 20 cm o también material en greña, de acuerdo a las necesidades del lugar. La capa de soporte se aumentó a los niveles necesarios de acuerdo a las necesidades de proyecto.

2º Una vez preparada la costra superficial se continuó con la elevación de los terraplenes que se conforman de material de banco, tepetate-tezontle, con relación en volumen 50:50 y relación en peso de 70:30, se compactaron en capas de 20 a 25 cm al 5% proctor. Se usaron motocoformadoras y compactadores de rodillos para la nivelación y compactación, figura 13.



Figura 13. Construcción de terraplén

De acuerdo al proyecto, los espesores del material son variables para dar los niveles necesarios para los servicios de drenaje y agua potable. En la figura 14 se presentan las dimensiones de dichos terraplenes.

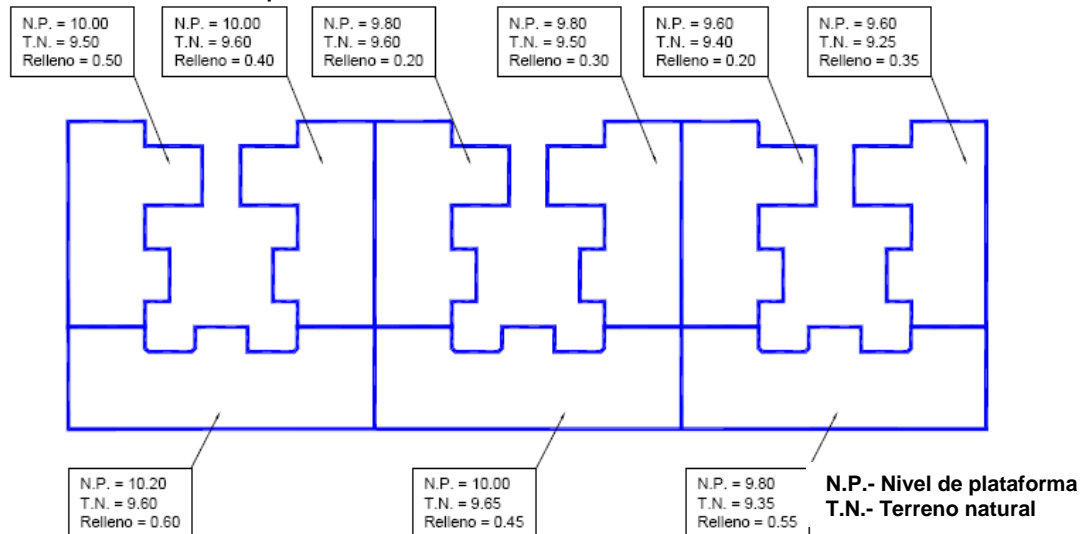


Figura 14. Terraplenes de desplante de los edificios tipo cruz y pörtico

De acuerdo con el plano, los niveles de plataforma en las tres rinconadas se presentan de forma escalonada para los servicios mencionados, para la zona II y los edificios pörtico se manejan los mismos niveles de plataforma; debido a que el asentamiento en la zona I es mayor se tiene un nivel máximo de plataforma de 10.20 cm para la primera rinconada.

3º Cuando el terraplén llega al nivel de plataforma se inicia la excavación para la colocación de instalaciones y la construcción del sistema de losa.

La losa consiste en una rejilla de contratrabes que da estabilidad a la superestructura, para su construcción se inicia con la excavación del nivel de plataforma para alojar las instalaciones y el armado de las contratrabes.

El área de desplante de la cimentación se protege con una capa de polietileno de 200 micras debido a que en el terreno se presentan altos niveles de salitre, sobre esta se coloca una plantilla de concreto de 5 cm para la protección de la cadena, figura 15.



Figura 15. Desplante de cimentación

Después se realiza el armado de la losa, contratrabes, castillos, y se coloca la cimbra de acero, figura 16, una vez hecho esto se coloca el concreto con bomba pluma en la losa de cimentación, figura 17.



Figura 16. Armado en losas e instalaciones

el concreto usado es convencional con resistencia de 250 kg/cm² de clase II, bombeable, sin aditivos. Las pruebas de laboratorio se realizan con muestras a cada 5 ollas.



Imagen 17. Colado de la losa de cimentación.

3.3 Construcción de muros

El último inciso de este capítulo se refiere al levantamiento de los muros de los edificios. Una vez fraguado el concreto en la losa de cimentación se inicia el levantamiento de los muros. Como se mencionó antes, en la obra se usará el block multi-perforado de 12x18x39 cm para levantar los muros que tendrán refuerzos de acero horizontal, en la figura 17 se muestran los trabajos.



Figura 17. Levantamiento de muros

El armado de los muros presentará algunas de las siguientes características:

- Para facilitar el proceso los tabiques se manejarán como enteros y medios. A cada 2 hiladas se colocará varilla tipo escalerilla, esta varilla se amarra a los castillos y ayuda a aumentar la rigidez del muro, en la figura 18 se ve el diseño en planta de los muros.
- Se tendrá relleno de mortero de junteo y ganchos por cada hilada.

Una vez levantados los muros al nivel necesario se comienza con la construcción del sistema de entepiso, como se indicó en el inciso anterior, consiste de viguetas prefabricadas de concreto con bovedillas de poliestireno.

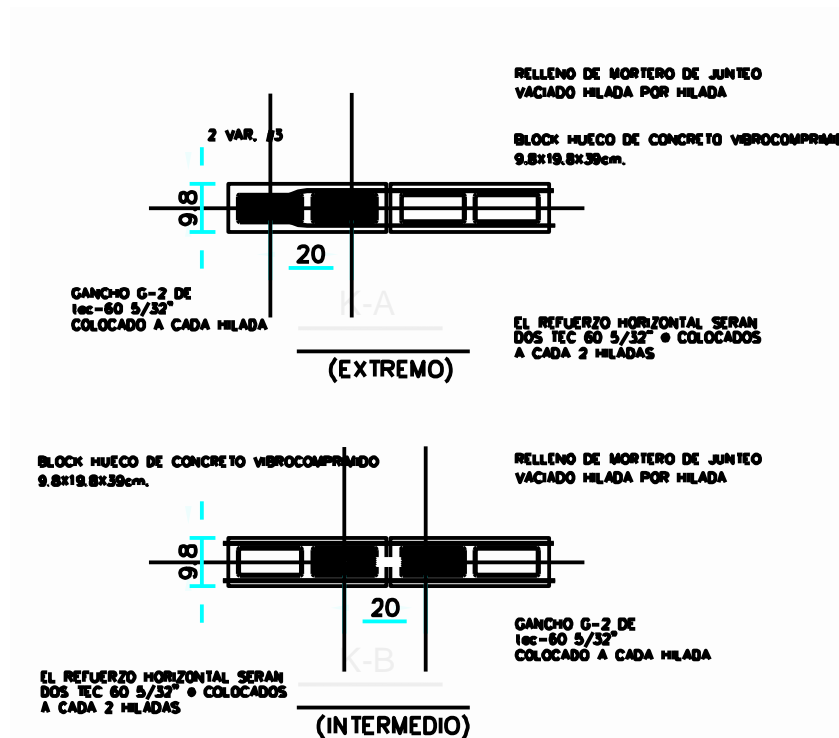


Figura 18. Vista en planta de los muros

Ahora se describen las uniones entre los muros y el sistema de vigueta y bovedilla:

- La vigueta deberá apoyarse por lo menos 4 cm sobre la cadena, figura 19,

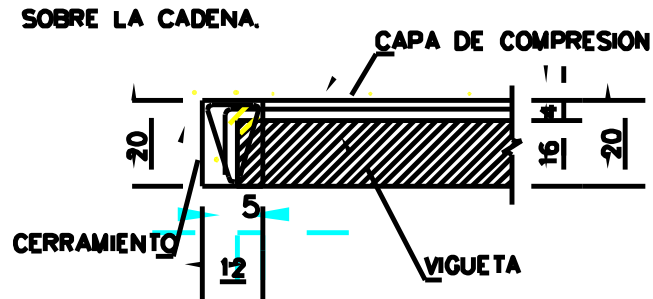


Figura 19. Vigueta sobre cadena.

en caso de apoyarse dos viguetas en el mismo punto estas deberán apoyarse cada una 5 cm sobre el cerramiento. La separación entre viguetas es de 70 cms. de centro a centro, figura 20.

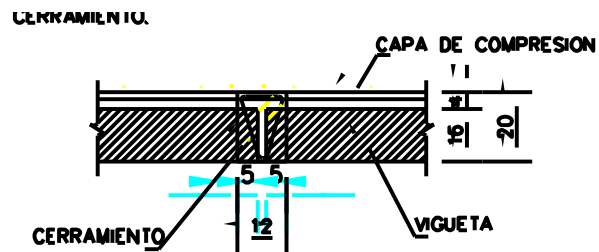


Figura 20. Viguetas sobre cadenas.

IV. CONCLUSIONES

El mejoramiento masivo del suelo a base de inclusiones rígidas, en la construcción de cimentaciones profundas, es un método adecuado de utilizar en la zona de lago de la ciudad de México debido a que implica: la reducción de los asentamientos a largo plazo, beneficios financieros en la construcción, ventajas económicas sobre cimentaciones compensadas parcial o totalmente, y debido a la gran simplificación en el proceso constructivo presenta mejoras en el ahorro de tiempo respecto al uso de pilotes prefabricados.

Desde el inicio de la construcción del proyecto Aragón I, se ha monitoreado las condiciones piezométricas y el hundimiento regional de la zona, así como, los asentamientos de las estructuras. En el tiempo transcurrido, desde la construcción de los edificios del proyecto Aragón I a diciembre de 2006 no existe una variación importante en el valor de la presión de poro en exceso, por lo que se puede decir que el bombeo en la zona ha sido constante y no se ha incrementado desde la primera lectura.

El hundimiento regional medido es del orden de los 5.3 cm/año. La forma en la que se realiza esta medición es poco confiable, ya que el ademe del banco se encuentra influenciado por la carga de los edificios vecinos y por la adherencia del suelo en su fuste. Se recomienda que para futuras mediciones estas se efectúen respecto a un banco de nivel superficial, referenciado al banco de nivel profundo, lo más lejos posible de la influencia de la carga de los edificios, como podría ser en la parte nor-oriental del predio. Sin embargo, las mediciones realizadas pueden ser útiles para tener un orden de magnitud del problema. Se puede decir que el hundimiento regional de la zona, desde enero de 2005 hasta diciembre de 2006, es del orden de los 10.5 cm.

De acuerdo con las nivelaciones topográficas realizadas y con lo observado en campo, se puede decir que el comportamiento, hasta diciembre de 2006, de los edificios cimentados sobre inclusiones del proyecto Aragón I, cumple con los límites establecidos por la norma. Sin embargo, es necesario disminuir al máximo las incertidumbres en dichas nivelaciones, tomando en cuenta las recomendaciones mencionadas respecto a la medición del hundimiento regional.

Los trabajos de exploración y muestreo realizados para el proyecto Arcos de Aragón II, consisten de sondeo mixto (penetrómetro estándar, pozos a cielo abierto y tubo Shelby), de cono eléctrico, clasificación mediante el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) y se presentan en el inciso 2.1.2. Con la finalidad de obtener las propiedades índice y mecánicas de las muestras representativas de la estratigrafía encontrada, se realizaron las pruebas de laboratorio que se indican en el inciso 2.1.2. Tanto en el proceso de muestreo como en el de manejo en el laboratorio, se disminuyó el remoldeo de las muestras "inalteradas". El resultado de este cuidado se refleja en los valores obtenidos tanto de las pruebas triaxiales como de consolidación unidimensional.

De acuerdo a los cálculos de los asentamientos a largo plazo debidos al peso propio del conjunto de edificios se definen tres zonas:

1) para las tres zonas, los mayores asentamientos se presentan hasta una profundidad de aproximadamente 20 m, debido a que en este espesor los esfuerzos de preconsolidación son considerablemente inferiores a los esfuerzos efectivos finales; 2) la Zona I presenta los mayores asentamientos ya que se considera que es la zona menos preconsolidada, además, los terraplenes de desplante presentan los mayores espesores; 3) la considerablemente alta carga de preconsolidación de los estratos arcillosos que se encuentran debajo de los 20 m de profundidad incrementarán de manera importante la eficiencia de las inclusiones.

Tomando en cuenta lo anterior, que la resistencia al corte de la arcilla a 21 m de profundidad es del orden de los 53 kPa, es decir prácticamente el doble que la del suelo reforzado (28 kPa), que de 20 a 29 m la carga de preconsolidación alcanza valores del OCR de hasta 2.0, se determinó una profundidad de desplante de la punta inferior de la inclusión de 21 m, medida a partir del terreno natural, con el propósito de transmitir las cargas a los estratos arcillosos que presentan mayor resistencia y menor compresibilidad.

Por tanto, se propuso el uso de inclusiones rígidas de 0.40 m de diámetro y de 19 m de longitud, dejando su cabeza a una profundidad de 2 m (en la costra superficial) y su punta inferior hasta una profundidad de 21 m, además, se adicionaron inclusiones perimetrales con la finalidad de permitir que las inclusiones centrales trabajen de acuerdo con la hipótesis de área tributaria utilizada en el diseño, ya que evitan que se transmita fricción perimetral en exceso a las inclusiones centrales.

Las estructuras laterales de los edificios para estacionamientos están sub-compensadas mientras que las centrales están sobre-compensadas, además, se calcularon asentamientos diferenciales de hasta los 30 cm. Por tanto, se propone que las cinco estructuras transmitan un mínimo de carga al terreno, en este caso se propone de apenas 5 kPa con el fin de cumplir con los límites establecidos por la norma (15 cm). Esta propuesta deber reconsiderarse, ya que los niveles de desplante deben adaptarse al diseño arquitectónico de las estructuras.

La comparación de la solución mediante inclusiones rígidas con la de pilotes de fricción muestra que se requiere un número inferior de pilotes de fricción en comparación con las inclusiones. Esto se debe, principalmente, a que la carga del edificio se transmite directamente a la cabeza del pilote. Sin embargo, el costo total del sistema de inclusiones propuesto es considerablemente menor que el de pilotes debido al ahorro en el acero tanto en las inclusiones como en la losa de cimentación.

El conjunto habitacional Arcos de Aragón II se realiza en un predio de 3.9 hectáreas, consiste de un total de 21 edificios tipo cruz, seis tipo pórtico y cinco para estacionamientos. La solución arquitectónica es de condominio vertical integrado por un

total de 900 viviendas distribuidas en 3 rinconadas: rinconada San Rafael, rinconada San Miguel y rinconada San Gabriel, estas rinconadas presentan las mismas características: cuentan con 7 edificios tipo cruz y 2 edificios tipo pórtico cada una, con una nomenclatura de edificios de la letra "A" a la "I" y un total de 300 viviendas cada una.

La zona de construcción se ubica en una zona que ha sido preconsolidada tanto por construcciones antiguas (planta industrial "Industrias Ruiz Galindo, S.A.") que se localizan al norte y poniente del predio, como por la planta de concreto que se encuentra trabajando más de dos años en la parte sur del mismo y por un pozo de bombeo abandonado que se localiza también en la parte sur del predio y que probablemente se profundiza hasta los depósitos profundos.

La forma más económica de suministro del concreto para las inclusiones, de acuerdo al análisis de precios unitarios, es mediante la instalación de una planta de concreto en el lugar. La costra superficial, se modifica para optimizar el costo del trabajo, como plataforma de trabajo, para ello se forma horizontal, compactada y con condiciones adecuadas de drenaje. El beneficio financiero radica en que el costo inicial del proceso constructivo se reduce gracias a que la plataforma de trabajo es parte del proyecto definitivo de la estructura.

Para el procedimiento constructivo se usó un equipo de perforación de inclusiones de barrena continua que trabaja a presión y cuenta con un sistema electrónico de monitoreo. Mediante el sistema se ayuda: a prevenir el fracturamiento hidráulico de la arcilla, la contaminación del concreto con el suelo reforzado, evita el excesivo remoldeo del material por excavar lo cual alteraría considerablemente sus propiedades mecánicas, evita los esfuerzos excesivos en el medio que pudiesen ocasionar incrementos en la presión de poro del material y/o fracturas, a dar rendimientos de construcción altos gracias a sistema de construcción especial, en este sistema la barrena continua en la perforación y el concreto en la extracción actúan como ademe de la inclusión.

El sistema electrónico de monitoreo ayuda a verificar el procedimiento constructivo al registrar los principales parámetros en tiempo real para cada inclusión, como son el diámetro de la inclusión, la verticalidad del barreno y la longitud final del mismo. Como ejemplo, para verificar el perfil stratigráfico los registros deben mostrar que el momento de torque y la velocidad de perforación deben estar correlacionados de acuerdo al mismo. El diámetro del elemento se determina mediante la relación del sobrevolumen de inyección medido y volumen de inyección estimado, cuando la relación es mayor a 1 se requiere mas concreto y la sección resulta mas grande debido al remoldeo de la sección. Cuando es menor a 1 la sección se estrangula y hay que reperforar para corregirla.

Para la inspección y verificación de los trabajos se supervisan los trabajos de manera continua y se evalúan las condiciones reales del subsuelo mediante la revisión de los

parámetros que definen a las inclusiones como son: diámetro y verticalidad de los barrenos, diámetro de inclusiones, profundidad de perforación, las condiciones del concreto hecho en obra y la revisión de los niveles por la reperfusión y para relleno.

El comportamiento de las estructuras durante su etapa de construcción y de servicio se vigila con un riguroso control de calidad en la construcción de los elementos y la implementación de un plan de monitoreo durante y después de la misma. Debido a la magnitud del proyecto se instrumentan varias inclusiones mediante deformímetros para determinar los esfuerzos y desplazamientos a los que son sometidas. Esto permitirá validar los modelos numéricos que actualmente se utilizan para el diseño de las cimentaciones que utilicen este sistema. Para tal propósito se recomienda realizar mediciones periódicas de niveles topográficos en varios puntos de las plataformas y de niveles de los piezómetros y del pozo de observación.

Debido a la función de la costra superficial como capa de repartición se colocan capas de tezontle compactado con espesor de 20 cm o también material en greña, de acuerdo a las necesidades del lugar. La capa de soporte se aumenta a los niveles necesarios de acuerdo a las necesidades de proyecto, los niveles de plataforma en las tres rinconadas se presentan de forma escalonada para la colocación de las instalaciones de alcantarillado y pluviales, para la zona II y los edificios pódico se manejan los mismos niveles de plataforma; debido a que el asentamiento en la zona I es mayor se tiene un nivel máximo de plataforma de 10.20 cm para la primera rinconada.

Los edificios cuentan con un sistema de contratraves y losa de cimentación que dan estabilidad a la superestructura, el área de desplante de la cimentación se protege con una capa de polietileno de 200 micras debido a que en el terreno se presentan altos niveles de salinidad, la superestructura consta de muros de carga de block multi-perforado de 0.12x0.18x0.39 m y una estructura de marcos de concreto armado de trabes, castillos y losa de vigueta prefabricada de concreto presforzado y bovedilla de poliestireno con capa de compresión.

ANEXO I. MEMORIAS DE CÁLCULO

Datos generales:

$W_m := 2342.28$	Carga muerta (incluye el peso del cemento y del terraplén), t
$W_{vmax} := 496.22$	Carga viva máxima, t
$M_x := 0$	Momento de volteo en sentido longitudinal, t.m
$M_y := 0$	Momento de volteo en sentido transversal, t.m
$B := 23.75$	Ancho de la cimentación, m
$L := 23.75$	Longitud de la cimentación, m
$D_f := 0$	Profundidad de desplante, m
$\gamma_{se} := 1.44$	Peso volumétrico del suelo excavado, t/m ³
$C_u := 4.4$	Resistencia no drenada media a nivel de desplante, t/m ²

Primer tipo de combinación para el estado límite de falla (Inciso 3.1):

$A_p := W_m$	$A_p = 2342.28$	Acciones permanentes, t
$A_v := W_{vmax}$	$A_v = 496.22$	Acciones variables, t
$A_p + A_v = 2838.5$		
$F_c := 1.4$	Factor de carga (Inciso 3.2)	
$F_r := 0.7$	Factor de resistencia (Inciso 3.2)	

Revisión del estado límite de falla:

$e_x := \frac{M_x}{A_p + A_v}$	$e_x = 0$	Excentricidad en sentido longitudinal, m
$e_y := \frac{M_y}{A_p + A_v}$	$e_y = 0$	Excentricidad en sentido transversal, m
$L' := L - 2 \cdot e_x$	$L' = 23.75$	Longitud efectiva, m (Inciso 3.3.1.c)
$B' := B - 2 \cdot e_y$	$B' = 23.75$	Ancho efectivo, m (Inciso 3.3.1.c)
$A' := L' \cdot B'$	$A' = 564.06$	Área efectiva de contacto, m ²
$\frac{D_f}{B'} = 0$; $\frac{B}{L'} = 1$	Coeficiente de capacidad de carga para $D_f/B < 2$ y $B/L < 1$ (Inciso 3.3.1).	
$N_c := 5.14 \cdot \left(1 + 0.25 \cdot \frac{D_f}{B'} + 0.25 \cdot \frac{B'}{L'} \right)$	$N_c = 6.42$	
$P_v := \gamma_{se} \cdot D_f$	$P_v = 0$	Presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo, t/m ² . (Inciso 3.3.1).
$Q := A_v + A_p$	$Q = 2838.5$	Sumatoria de las acciones verticales a tomar en cuenta, t. (Inciso 3.3.1).
$\frac{Q \cdot F_c}{A'} = 7.05$	$C_u \cdot N_c \cdot F_r + P_v = 19.79$	SI se cumple con lo señalado en el Inciso 3.3.1 de las Normas.

Datos generales:

$W_m := 606.33$	Carga muerta (incluye el peso del cemento y del terraplén), t
$W_{vmax} := 123.9$	Carga viva máxima, t
$M_x := 0$	Momento de volteo en sentido longitudinal, t.m
$M_y := 0$	Momento de volteo en sentido transversal, t.m
$B := 8.53$	Ancho de la cimentación, m
$L := 15.88$	Longitud de la cimentación, m
$D_f := 0$	Profundidad de desplante, m
$\gamma_{se} := 1.44$	Peso volumétrico del suelo excavado, t/m ³
$C_u := 3.4$	Resistencia no drenada media a nivel de desplante, t/m ²

Primer tipo de combinación para el estado límite de falla (Inciso 3.1):

$A_p := W_m$	$A_p = 606.33$	Acciones permanentes, t
$A_v := W_{vmax}$	$A_v = 123.9$	Acciones variables, t
$A_p + A_v = 730.23$		
$F_c := 1.4$	Factor de carga (Inciso 3.2)	
$F_r := 0.7$	Factor de resistencia (Inciso 3.2)	

Revisión del estado límite de falla:

$e_x := \frac{M_x}{A_p + A_v}$	$e_x = 0$	Excentricidad en sentido longitudinal, m
$e_y := \frac{M_y}{A_p + A_v}$	$e_y = 0$	Excentricidad en sentido transversal, m
$L' := L - 2 \cdot e_x$	$L' = 15.88$	Longitud efectiva, m (Inciso 3.3.1.c)
$B' := B - 2 \cdot e_y$	$B' = 8.53$	Ancho efectivo, m (Inciso 3.3.1.c)
$A' := L' \cdot B'$	$A' = 135.46$	Área efectiva de contacto, m ²
$\frac{D_f}{B'} = 0$;	$\frac{B}{L'} = 0.54$
		Coefficiente de capacidad de carga para $D_f/B < 2$ y $B/L < 1$ (Inciso 3.3.1).
$N_c := 5.14 \cdot \left(1 + 0.25 \cdot \frac{D_f}{B'} + 0.25 \cdot \frac{B'}{L'} \right)$	$N_c = 5.83$	
$P_v := \gamma_{se} \cdot D_f$	$P_v = 0$	Presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo, t/m ² . (Inciso 3.3.1).
$Q := A_v + A_p$	$Q = 730.23$	Sumatoria de las acciones verticales a tomar en cuenta, t. (Inciso 3.3.1).
$\frac{Q \cdot F_c}{A'} = 7.55$	$<$	$C_u \cdot N_c \cdot F_r + P_v = 13.88$
		Si se cumple con lo señalado en el Inciso 3.3.1 de las Notas.

Datos generales:

$W_m := 4636.5$	Carga muerta (incluye el peso del cemento y del terraplén), t
$W_{vmax} := 1627.11$	Carga viva máxima, t
$M_x := 0$	Momento de volteo en sentido longitudinal, t.m
$M_y := 0$	Momento de volteo en sentido transversal, t.m
$B := 32.5$	Ancho de la cimentación, m
$L := 58.9$	Longitud de la cimentación, m
$D_f := 1.25$	Profundidad de desplante, m
$\gamma_{se} := 1.44$	Peso volumétrico del suelo excavado, t/m ³
$C_u := 4.4$	Resistencia no drenada media a nivel de desplante, t/m ²

Primer tipo de combinación para el estado límite de falla (Inciso 3.1):

$A_p := W_m$	$A_p = 4636.5$	Acciones permanentes, t
$A_v := W_{vmax}$	$A_v = 1627.11$	Acciones variables, t
$A_p + A_v = 6263.61$		
$F_c := 1.4$	Factor de carga (Inciso 3.2)	
$F_r := 0.7$	Factor de resistencia (Inciso 3.2)	

Revisión del estado límite de falla:

$e_x := \frac{M_x}{A_p + A_v}$	$e_x = 0$	Excentricidad en sentido longitudinal, m
$e_y := \frac{M_y}{A_p + A_v}$	$e_y = 0$	Excentricidad en sentido transversal, m
$L' := L - 2 \cdot e_x$	$L' = 58.9$	Longitud efectiva, m (Inciso 3.3.1.c)
$B' := B - 2 \cdot e_y$	$B' = 32.5$	Ancho efectivo, m (Inciso 3.3.1.c)
$A' := L' \cdot B'$	$A' = 1914.25$	Área efectiva de contacto, m ²
$\frac{D_f}{B'} = 0.04$; $\frac{B}{L'} = 0.55$	Coeficiente de capacidad de carga para $D_f/B < 2$ y $B/L < 1$ (Inciso 3.3.1).	
$N_c := 5.14 \cdot \left(1 + 0.25 \cdot \frac{D_f}{B'} + 0.25 \cdot \frac{B'}{L'} \right)$	$N_c = 5.9$	
$P_v := \gamma_{se} \cdot D_f$	$P_v = 1.8$	Presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo, t/m ² . (Inciso 3.3.1).
$Q := A_v + A_p$	$Q = 6263.61$	Sumatoria de las acciones verticales a tomar en cuenta, t. (Inciso 3.3.1).
$\frac{Q \cdot F_c}{A'} = 4.58$	$< C_u \cdot N_c \cdot F_r + P_v = 19.97$	Si se cumple con lo señalado en el Inciso 3.3.1 de las Normas.

Datos generales:

$W_m := 7348.28$	Carga muerta (incluye el peso del cemento y del terraplén), t
$W_{vmax} := 2105.68$	Carga viva máxima, t
$M_x := 0$	Momento de volteo en sentido longitudinal, t.m
$M_y := 0$	Momento de volteo en sentido transversal, t.m
$B := 32.5$	Ancho de la cimentación, m
$L := 58.9$	Longitud de la cimentación, m
$D_f := 3.1$	Profundidad de desplante, m
$\gamma_{se} := 1.44$	Peso volumétrico del suelo excavado, t/m ³
$C_u := 4.4$	Resistencia no drenada media a nivel de desplante, t/m ²

Primer tipo de combinación para el estado límite de falla (Inciso 3.1):

$A_p := W_m$	$A_p = 7348.28$	Acciones permanentes, t
$A_v := W_{vmax}$	$A_v = 2105.68$	Acciones variables, t
$A_p + A_v = 9453.96$		
$F_c := 1.4$	Factor de carga (Inciso 3.2)	
$F_r := 0.7$	Factor de resistencia (Inciso 3.2)	

Revisión del estado límite de falla:

$e_x := \frac{M_x}{A_p + A_v}$	$e_x = 0$	Excentricidad en sentido longitudinal, m
$e_y := \frac{M_y}{A_p + A_v}$	$e_y = 0$	Excentricidad en sentido transversal, m
$L' := L - 2 \cdot e_x$	$L' = 58.9$	Longitud efectiva, m (Inciso 3.3.1.c)
$B' := B - 2 \cdot e_y$	$B' = 32.5$	Ancho efectivo, m (Inciso 3.3.1.c)
$A' := L' \cdot B'$	$A' = 1914.25$	Área efectiva de contacto, m ²
$\frac{D_f}{B'} = 0.1$; $\frac{B}{L'} = 0.55$	Coeficiente de capacidad de carga para $D_f/B < 2$ y $B/L < 1$ (Inciso 3.3.1).	
$N_c := 5.14 \left(1 + 0.25 \cdot \frac{D_f}{B'} + 0.25 \cdot \frac{B}{L'} \right)$	$N_c = 5.97$	
$P_v := \gamma_{se} \cdot D_f$	$P_v = 4.46$	Presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo, t/m ² . (Inciso 3.3.1).
$Q := A_v + A_p$	$Q = 9453.96$	Sumatoria de las acciones verticales a tomar en cuenta, t. (Inciso 3.3.1).
$\frac{Q \cdot F_c}{A'} = 6.91$	$< C_u \cdot N_c \cdot F_r + P_v = 22.86$	Si se cumple con lo señalado en el Inciso 3.3.1 de las Normas.

Datos generales:

$W_m := 6149.3$	Carga muerta (incluye el peso del cemento y del terraplén), t
$W_{vmax} := 2105.68$	Carga viva máxima, t
$M_x := 0$	Momento de volteo en sentido longitudinal, t.m
$M_y := 0$	Momento de volteo en sentido transversal, t.m
$B := 32.5$	Ancho de la cimentación, m
$L := 58.9$	Longitud de la cimentación, m
$D_f := 3.1$	Profundidad de desplante, m
$\gamma_{se} := 1.44$	Peso volumétrico del suelo excavado, t/m ³
$C_u := 4.4$	Resistencia no drenada media a nivel de desplante, t/m ²

Primer tipo de combinación para el estado límite de falla (Inciso 3.1):

$A_p := W_m$	$A_p = 6149.3$	Acciones permanentes, t
$A_v := W_{vmax}$	$A_v = 2105.68$	Acciones variables, t
$A_p + A_v = 8254.98$		
$F_c := 1.4$	Factor de carga (Inciso 3.2)	
$F_r := 0.7$	Factor de resistencia (Inciso 3.2)	

Revisión del estado límite de falla:

$e_x := \frac{M_x}{A_p + A_v}$	$e_x = 0$	Excentricidad en sentido longitudinal, m
$e_y := \frac{M_y}{A_p + A_v}$	$e_y = 0$	Excentricidad en sentido transversal, m
$L' := L - 2 \cdot e_x$	$L' = 58.9$	Longitud efectiva, m (Inciso 3.3.1.c)
$B' := B - 2 \cdot e_y$	$B' = 32.5$	Ancho efectivo, m (Inciso 3.3.1.c)
$A' := L' \cdot B'$	$A' = 1914.25$	Área efectiva de contacto, m ²
$\frac{D_f}{B'} = 0.1$; $\frac{B}{L'} = 0.55$	Coeficiente de capacidad de carga para $D_f/B < 2$ y $B/L < 1$ (Inciso 3.3.1).	
$N_c := 5.14 \cdot \left(1 + 0.25 \cdot \frac{D_f}{B'} + 0.25 \cdot \frac{B'}{L'} \right)$	$N_c = 5.97$	
$P_v := \gamma_{se} \cdot D_f$	$P_v = 4.46$	Presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo, t/m ² . (Inciso 3.3.1).
$Q := A_v + A_p$	$Q = 8254.98$	Sumatoria de las acciones verticales a tomar en cuenta, t. (Inciso 3.3.1).
$\frac{Q \cdot F_c}{A'} = 6.04$	$< C_u \cdot N_c \cdot F_r + P_v = 22.86$	Si se cumple con lo señalado en el Inciso 3.3.1 de las Normas.

Análisis dinámico (100% en X, 30% en Y)

Edificio tipo cruz

Datos generales:

$W_m := 2342.28$	Carga muerta (incluye el peso del cemento y del terraplén), t
$W_{vinst} := 262.71$	Carga viva instantánea, t
$M_x := 752.13$	Momento de volteo en sentido longitudinal, t.m
$M_y := 2507.1$	Momento de volteo en sentido transversal, t.m
$V_x := 372.11$	Fuerza cortante en sentido longitudinal, t
$V_y := 111.63$	Fuerza cortante en sentido transversal, t
$V := \sqrt{V_x^2 + V_y^2} = 388.49$	Fuerza cortante resultante, t
$B := 23.75$	Ancho de la cimentación, m
$L := 23.75$	Longitud de la cimentación, m
$D_f := 0$	Profundidad de desplante, m
$\gamma_{se} := 1.44$	Peso volumétrico del suelo excavado, t/m ³
$C_u := 4.4$	Resistencia no drenada media a nivel de desplante, t/m ²

Segundo tipo de combinación para el estado límite de falla (Inciso 3.1):

$A_p := W_m$	$A_p = 2342.28$	Acciones permanentes, t
$A_v := W_{vinst}$	$A_v = 262.71$	Acciones variables, t
$A_p + A_v = 2604.99$		
$F_c := 1.1$		Factor de carga (Inciso 3.2)
$F_r := 0.7$		Factor de resistencia (Inciso 3.2)

Revisión del estado límite de falla:

$e_x := \frac{M_x}{A_p + A_v}$	$e_x = 0.29$	Excentricidad en sentido longitudinal, m
$e_y := \frac{M_y}{A_p + A_v}$	$e_y = 0.96$	Excentricidad en sentido transversal, m
$L' := L - 2 \cdot e_x$	$L' = 23.17$	Longitud efectiva, m (Inciso 3.3.1.c)
$B' := B - 2 \cdot e_y$	$B' = 21.83$	Ancho efectivo, m (Inciso 3.3.1.c)
$A' := L' \cdot B'$	$A' = 505.74$	Área efectiva de contacto, m ²
$\delta := \text{atan}\left(\frac{V}{A_p + A_v}\right) \cdot \frac{180}{\pi}$	$\delta = 8.48$	Inclinación de la resultante de las acciones respecto a la vertical (Inciso 3.3.1.c)
$f_n := \left(1 - \tan\left(\delta - \frac{\pi}{180}\right)\right)^2$	$f_n = 0.72$	Efecto de la fuerza cortante (Inciso 3.3.1.c)
$\frac{D_f}{B'} = 0$; $\frac{B}{L'} = 1.02$		Coefficiente de capacidad de carga para $D_f/B < 2$ y $B/L < 1$ (Inciso 3.3.1).
$N_c := \left[5.14 \cdot \left(1 + 0.25 \cdot \frac{D_f}{B'} + 0.25 \cdot \frac{B'}{L'}\right)\right] \cdot f_n$	$N_c = 4.6$	
$P_v := \gamma_{se} \cdot D_f$	$P_v = 0$	Presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo, t/m ² . (Inciso 3.3.1).
$Q := A_v + A_p$	$Q = 2604.99$	Sumatoria de las acciones verticales a tomar en cuenta, t. (Inciso 3.3.1).
$\frac{Q \cdot F_c}{A'} = 5.67 < C_u \cdot N_c \cdot F_r + P_v = 14.16$		Si se cumple con lo señalado en el Inciso 3.3.1 de las Normas.

Datos generales:

$W_m := 606.33$	Carga muerta (incluye el peso del cemento y del terraplén), t
$W_{vinst} := 65.6$	Carga viva instantánea, t
$M_x := 205.83$	Momento de volteo en sentido longitudinal, t.m
$M_y := 686.13$	Momento de volteo en sentido transversal, t.m
$V_x := 102.04$	Fuerza cortante en sentido longitudinal, t
$V_y := 30.61$	Fuerza cortante en sentido transversal, t
$V := \sqrt{V_x^2 + V_y^2} = 106.53$	Fuerza cortante resultante, t
$B := 8.53$	Ancho de la cimentación, m
$L := 15.88$	Longitud de la cimentación, m
$D_f := 0$	Profundidad de desplante, m
$\gamma_{se} := 1.44$	Peso volumétrico del suelo excavado, t/m ³
$C_u := 3.4$	Resistencia no drenada media a nivel de desplante, t/m ²

Segundo tipo de combinación para el estado límite de falla (Inciso 3.1):

$A_p := W_m$	$A_p = 606.33$	Acciones permanentes, t
$A_v := W_{vinst}$	$A_v = 65.6$	Acciones variables, t
$A_p + A_v = 671.93$		
$F_c := 1.1$	Factor de carga (Inciso 3.2)	
$F_r := 0.7$	Factor de resistencia (Inciso 3.2)	

Revisión del estado límite de falla:

$e_x := \frac{M_x \cdot F_c}{A_p + A_v}$	$e_x = 0.34$	Excentricidad en sentido longitudinal, m
$e_y := \frac{M_y \cdot F_c}{A_p + A_v}$	$e_y = 1.12$	Excentricidad en sentido transversal, m
$L' := L - 2 \cdot e_x$	$L' = 15.21$	Longitud efectiva, m (Inciso 3.3.1.c)
$B' := B - 2 \cdot e_y$	$B' = 6.28$	Ancho efectivo, m (Inciso 3.3.1.c)
$A' := L' \cdot B'$	$A' = 95.55$	Área efectiva de contacto, m ²
$\delta := \text{atan}\left(\frac{V \cdot F_c}{A_p + A_v}\right) \cdot \frac{180}{\pi}$	$\delta = 9.89$	Inclinación de la resultante de las acciones respecto a la vertical (Inciso 3.3.1.c)
$f_n := \left(1 - \tan\left(\delta \cdot \frac{\pi}{180}\right)\right)^2$	$f_n = 0.68$	Efecto de la fuerza cortante (Inciso 3.3.1.c)
$\frac{D_f}{B'} = 0$; $\frac{B}{L'} = 0.56$	Coeficiente de capacidad de carga para $D_f/B' < 2$ y $B/L' < 1$ (Inciso 3.3.1).	
$N_c := \left[5.14 \cdot \left(1 + 0.25 \cdot \frac{D_f}{B'} + 0.25 \cdot \frac{B'}{L'}\right)\right] \cdot f_n$	$N_c = 3.87$	Presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo, t/m ² . (Inciso 3.3.1).
$P_v := \gamma_{se} \cdot D_f$	$P_v = 0$	Sumatoria de las acciones verticales a tomar en cuenta, t. (Inciso 3.3.1). Considerando el peso del agua dentro del cajón.
$Q := A_v + A_p$	$Q = 671.93$	
$\frac{Q \cdot F_c}{A'} = 7.74$	$< C_u \cdot N_c \cdot F_r + P_v = 9.2$	Si se cumple con lo señalado en el Inciso 3.3.1 de las Normas.

Análisis dinámico (30% en X, 100% en Y)

Edificio tipo pórtico

Datos generales:

$W_m := 606.33$	Carga muerta (incluye el peso del cemento y del terraplén), t
$W_{vinst} := 65.6$	Carga viva instantánea, t
$M_x := 686.13$	Momento de volteo en sentido longitudinal, t.m
$M_y := 205.83$	Momento de volteo en sentido transversal, t.m
$V_x := 30.61$	Fuerza cortante en sentido longitudinal, t
$V_y := 102.04$	Fuerza cortante en sentido transversal, t
$V := \sqrt{V_x^2 + V_y^2} \quad V = 106.53$	Fuerza cortante resultante, t
$B := 8.53$	Ancho de la cimentación, m
$L := 15.88$	Longitud de la cimentación, m
$D_f := 0$	Profundidad de desplante, m
$\gamma_{se} := 1.44$	Peso volumétrico del suelo excavado, t/m ³
$C_u := 3.4$	Resistencia no drenada media a nivel de desplante, t/m ²

Segundo tipo de combinación para el estado límite de falla (Inciso 3.1):

$A_p := W_m$	$A_p = 606.33$	Acciones permanentes, t
$A_v := W_{vinst}$	$A_v = 65.6$	Acciones variables, t
$A_p + A_v = 671.93$		
$F_c := 1.1$	Factor de carga (Inciso 3.2)	
$F_r := 0.7$	Factor de resistencia (Inciso 3.2)	

Revisión del estado límite de falla:

$e_x := \frac{M_x}{A_p + A_v}$	$e_x = 1.02$	Excentricidad en sentido longitudinal, m
$e_y := \frac{M_y}{A_p + A_v}$	$e_y = 0.31$	Excentricidad en sentido transversal, m
$L' := L - 2 \cdot e_x$	$L' = 13.84$	Longitud efectiva, m (Inciso 3.3.1.c)
$B' := B - 2 \cdot e_y$	$B' = 7.92$	Ancho efectivo, m (Inciso 3.3.1.c)
$A' := L' \cdot B'$	$A' = 109.56$	Área efectiva de contacto, m ²
$\delta := \text{atan}\left(\frac{V}{A_p + A_v}\right) \cdot \frac{180}{\pi}$	$\delta = 9.01$	Inclinación de la resultante de las acciones respecto a la vertical (Inciso 3.3.1.c)
$f_n := \left(1 - \tan\left(\delta \cdot \frac{\pi}{180}\right)\right)^2$	$f_n = 0.71$	Efecto de la fuerza cortante (Inciso 3.3.1.c)
$\frac{D_f}{B'} = 0$; $\frac{B}{L'} = 0.62$	Coeficiente de capacidad de carga para $D_f/B < 2$ y $B/L < 1$ (Inciso 3.3.1).	
$N_c := \left[5.14 \cdot \left(1 + 0.25 \cdot \frac{D_f}{B'} + 0.25 \cdot \frac{B}{L'}\right)\right] \cdot f_n$	$N_c = 4.16$	
$P_v := \gamma_{se} \cdot D_f$	$P_v = 0$	Presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo, t/m ² . (Inciso 3.3.1).
$Q := A_v + A_p$	$Q = 671.93$	Sumatoria de las acciones verticales a tomar en cuenta, t. (Inciso 3.3.1).
$\frac{Q \cdot F_c}{A'} = 6.75 <$	$C_u \cdot N_c \cdot F_r + P_v = 9.9$	Si se cumple con lo señalado en el Inciso 3.3.1 de las Normas.

Datos generales:

$W_m := 4636.5$	Carga muerta (incluye el peso del cemento y del terraplén), t
$W_{vinst} := 669.99$	Carga viva instantánea, t
$M_x := 1359.9$	Momento de volteo en sentido longitudinal, t.m
$M_y := 4533.2$	Momento de volteo en sentido transversal, t.m
$V_x := 757.89$	Fuerza cortante en sentido longitudinal, t
$V_y := 227.4$	Fuerza cortante en sentido transversal, t
$V := \sqrt{V_x^2 + V_y^2} \quad V = 791.27$	Fuerza cortante resultante, t
$B := 32.5$	Ancho de la cimentación, m
$L := 58.9$	Longitud de la cimentación, m
$D_f := 1.25$	Profundidad de desplante, m
$\gamma_{se} := 1.44$	Peso volumétrico del suelo excavado, t/m ³
$C_u := 4.4$	Resistencia no drenada media a nivel de desplante, t/m ²

Segundo tipo de combinación para el estado límite de falla (Inciso 3.1):

$A_p := W_m$	$A_p = 4636.5$	Acciones permanentes, t
$A_v := W_{vinst}$	$A_v = 669.99$	Acciones variables, t
$A_p + A_v = 5306.49$		
$F_c := 1.1$	Factor de carga (Inciso 3.2)	
$F_r := 0.7$	Factor de resistencia (Inciso 3.2)	

Revisión del estado límite de falla:

$e_x := \frac{M_x}{A_p + A_v}$	$e_x = 0.26$	Excentricidad en sentido longitudinal, m
$e_y := \frac{M_y}{A_p + A_v}$	$e_y = 0.85$	Excentricidad en sentido transversal, m
$L' := L - 2 \cdot e_x$	$L' = 58.39$	Longitud efectiva, m (Inciso 3.3.1.c)
$B' := B - 2 \cdot e_y$	$B' = 30.79$	Ancho efectivo, m (Inciso 3.3.1.c)
$A' := L' \cdot B'$	$A' = 1797.83$	Área efectiva de contacto, m ²
$\delta := \text{atan}\left(\frac{V}{A_p + A_v}\right) \frac{180}{\pi}$	$\delta = 8.48$	Inclinación de la resultante de las acciones respecto a la vertical (Inciso 3.3.1.c)
$f_n := \left(1 - \tan\left(\delta \cdot \frac{\pi}{180}\right)\right)^2$	$f_n = 0.72$	Efecto de la fuerza cortante (Inciso 3.3.1.c)
$\frac{D_f}{B'} = 0.04 \quad ; \quad \frac{B}{L'} = 0.56$	Coeficiente de capacidad de carga para $D_f/B < 2$ y $B/L < 1$ (Inciso 3.3.1).	
$N_c := \left[5.14 \cdot \left(1 + 0.25 \cdot \frac{D_f}{B'} + 0.25 \cdot \frac{B}{L'}\right)\right] \cdot f_n$	$N_c = 4.25$	
$P_v := \gamma_{se} \cdot D_f$	$P_v = 1.8$	Presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo, t/m ² . (Inciso 3.3.1).
$Q := A_v + A_p$	$Q = 5306.49$	Sumatoria de las acciones verticales a tomar en cuenta, t. (Inciso 3.3.1).
$\frac{Q \cdot F_c}{A'} = 3.25 < C_u \cdot N_c \cdot F_r + P_v = 14.89$	Si se cumple con lo señalado en el Inciso 3.3.1 de las Normas	

Datos generales:

$W_m := 4636.5$	Carga muerta (incluye el peso del cemento y del terraplén), t
$W_{vinst} := 669.99$	Carga viva instantánea, t
$M_x := 4533.2$	Momento de volteo en sentido longitudinal, t.m
$M_y := 1359.9$	Momento de volteo en sentido transversal, t.m
$V_x := 227.4$	Fuerza cortante en sentido longitudinal, t
$V_y := 757.9$	Fuerza cortante en sentido transversal, t
$V := \sqrt{V_x^2 + V_y^2} = 791.28$	Fuerza cortante resultante, t
$B := 32.5$	Ancho de la cimentación, m
$L := 58.9$	Longitud de la cimentación, m
$Df := 1.25$	Profundidad de desplante, m
$\gamma_{se} := 1.44$	Peso volumétrico del suelo excavado, t/m ³
$C_u := 4.4$	Resistencia no drenada media a nivel de desplante, t/m ²

Segundo tipo de combinación para el estado límite de falla (Inciso 3.1):

$A_p := W_m$	$A_p = 4636.5$	Acciones permanentes, t
$A_v := W_{vinst}$	$A_v = 669.99$	Acciones variables, t
$A_p + A_v = 5306.49$		
$F_c := 1.1$	Factor de carga (Inciso 3.2)	
$F_r := 0.7$	Factor de resistencia (Inciso 3.2)	

Revisión del estado límite de falla:

$e_x := \frac{M_x}{A_p + A_v}$	$e_x = 0.85$	Excentricidad en sentido longitudinal, m
$e_y := \frac{M_y}{A_p + A_v}$	$e_y = 0.26$	Excentricidad en sentido transversal, m
$L' := L - 2 \cdot e_x$	$L' = 57.19$	Longitud efectiva, m (Inciso 3.3.1.c)
$B' := B - 2 \cdot e_y$	$B' = 31.99$	Ancho efectivo, m (Inciso 3.3.1.c)
$A' := L' \cdot B'$	$A' = 1829.41$	Área efectiva de contacto, m ²
$\delta := \text{atan}\left(\frac{V}{A_p + A_v}\right) \cdot \frac{180}{\pi}$	$\delta = 8.48$	Inclinación de la resultante de las acciones respecto a la vertical (Inciso 3.3.1.c)
$f_n := \left(1 - \tan\left(\delta \cdot \frac{\pi}{180}\right)\right)^2$	$f_n = 0.72$	Efecto de la fuerza cortante (Inciso 3.3.1.c)
$\frac{Df}{B'} = 0.04$; $\frac{B}{L'} = 0.57$	Coeficiente de capacidad de carga para Df/B < 2 y B/L < 1 (Inciso 3.3.1).	
$N_c := \left[5.14 \cdot \left(1 + 0.25 \cdot \frac{Df}{B'} + 0.25 \cdot \frac{B}{L'}\right)\right] \cdot f_n$	$N_c = 4.28$	
$P_v := \gamma_{se} \cdot Df$	$P_v = 1.8$	Presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo, t/m ² . (Inciso 3.3.1).
$Q := A_v + A_p$	$Q = 5306.49$	Sumatoria de las acciones verticales a tomar en cuenta, t. (Inciso 3.3.1).
$\frac{Q \cdot F_c}{A'} = 3.19$	$< C_u \cdot N_c \cdot F_r + P_v = 14.98$	Si se cumple con lo señalado en el Inciso 3.3.1 de las Normas.

Datos generales:

$W_m := 7348.28$	Carga muerta (incluye el peso del cemento y del terraplén), t
$W_{vinst} := 861.41$	Carga viva instantánea, t
$M_x := 3059.1$	Momento de volteo en sentido longitudinal, t.m
$M_y := 10197.1$	Momento de volteo en sentido transversal, t.m
$V_x := 1137.6$	Fuerza cortante en sentido longitudinal, t
$V_y := 341.28$	Fuerza cortante en sentido transversal, t
$V := \sqrt{V_x^2 + V_y^2}$	$V = 1187.69$ Fuerza cortante resultante, t
$B := 32.5$	Ancho de la cimentación, m
$L := 58.9$	Longitud de la cimentación, m
$D_f := 3.1$	Profundidad de desplante, m
$\gamma_{se} := 1.44$	Peso volumétrico del suelo excavado, t/m ³
$C_u := 4.4$	Resistencia no drenada media a nivel de desplante, t/m ²

Segundo tipo de combinación para el estado límite de falla (Inciso 3.1):

$A_p := W_m$	$A_p = 7348.28$ Acciones permanentes, t
$A_v := W_{vinst}$	$A_v = 861.41$ Acciones variables, t
$A_p + A_v = 8209.69$	
$F_c := 1.1$	Factor de carga (Inciso 3.2)
$F_r := 0.7$	Factor de resistencia (Inciso 3.2)

Revisión del estado límite de falla:

$e_x := \frac{M_x}{A_p + A_v}$	$e_x = 0.37$	Excentricidad en sentido longitudinal, m
$e_y := \frac{M_y}{A_p + A_v}$	$e_y = 1.24$	Excentricidad en sentido transversal, m
$L' := L - 2 \cdot e_x$	$L' = 58.15$	Longitud efectiva, m (Inciso 3.3.1.c)
$B' := B - 2 \cdot e_y$	$B' = 30.02$	Ancho efectivo, m (Inciso 3.3.1.c)
$A' := L' \cdot B'$	$A' = 1745.56$	Área efectiva de contacto, m ²
$\delta := \text{atan}\left(\frac{V}{A_p + A_v}\right) \cdot \frac{180}{\pi}$	$\delta = 8.23$	Inclinación de la resultante de las acciones respecto a la vertical (Inciso 3.3.1.c)
$f_n := \left(1 - \tan\left(\delta \cdot \frac{\pi}{180}\right)\right)^2$	$f_n = 0.73$	Efecto de la fuerza cortante (Inciso 3.3.1.c)
$\frac{D_f}{B'} = 0.1$; $\frac{B'}{L'} = 0.56$		Coefficiente de capacidad de carga para $D_f/B' < 2$ y $B'/L' < 1$ (Inciso 3.3.1).
$N_c := \left[5.14 \cdot \left(1 + 0.25 \cdot \frac{D_f}{B'} + 0.25 \cdot \frac{B'}{L'}\right)\right] \cdot f_n$	$N_c = 4.34$	
$P_v := \gamma_{se} \cdot D_f$	$P_v = 4.46$	Presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo, t/m ² . (Inciso 3.3.1).
$Q := A_v + A_p$	$Q = 8209.69$	Sumatoria de las acciones verticales a tomar en cuenta, t. (Inciso 3.3.1).
$\frac{Q \cdot F_c}{A'} = 5.17$ < $C_u \cdot N_c \cdot F_r + P_v = 17.84$		Si se cumple con lo señalado en el Inciso 3.3.1 de las Normas.

Datos generales:

$W_m := 7348.28$	Carga muerta (incluye el peso del cemento y del terraplén), t
$W_{vinst} := 861.41$	Carga viva instantánea, t
$M_x := 10197.1$	Momento de volteo en sentido longitudinal, t.m
$M_y := 3059.1$	Momento de volteo en sentido transversal, t.m
$V_x := 341.28$	Fuerza cortante en sentido longitudinal, t
$V_y := 1137.6$	Fuerza cortante en sentido transversal, t
$V := \sqrt{V_x^2 + V_y^2} = 1187.69$	Fuerza cortante resultante, t
$B := 32.5$	Ancho de la cimentación, m
$L := 58.9$	Longitud de la cimentación, m
$D_f := 3.1$	Profundidad de desplante, m
$\gamma_{se} := 1.44$	Peso volumétrico del suelo excavado, t/m ³
$C_u := 4.4$	Resistencia no drenada media a nivel de desplante, t/m ²

Segundo tipo de combinación para el estado límite de falla (Inciso 3.1):

$A_p := W_m$	$A_p = 7348.28$	Acciones permanentes, t
$A_v := W_{vinst}$	$A_v = 861.41$	Acciones variables, t
$A_p + A_v = 8209.69$		
$F_c := 1.1$	Factor de carga (Inciso 3.2)	
$F_r := 0.7$	Factor de resistencia (Inciso 3.2)	

Revisión del estado límite de falla:

$e_x := \frac{M_x}{A_p + A_v}$	$e_x = 1.24$	Excentricidad en sentido longitudinal, m
$e_y := \frac{M_y}{A_p + A_v}$	$e_y = 0.37$	Excentricidad en sentido transversal, m
$L' := L - 2 \cdot e_x$	$L' = 56.42$	Longitud efectiva, m (Inciso 3.3.1.c)
$B' := B - 2 \cdot e_y$	$B' = 31.75$	Ancho efectivo, m (Inciso 3.3.1.c)
$A' := L' \cdot B'$	$A' = 1791.47$	Área efectiva de contacto, m ²
$\delta := \text{atan}\left(\frac{V}{A_p + A_v}\right) \frac{180}{\pi}$	$\delta = 8.23$	Inclinación de la resultante de las acciones respecto a la vertical (Inciso 3.3.1.c)
$f_n := \left(1 - \tan\left(\delta \cdot \frac{\pi}{180}\right)\right)^2$	$f_n = 0.73$	Efecto de la fuerza cortante (Inciso 3.3.1.c)
$\frac{D_f}{B'} = 0.1$; $\frac{B'}{L'} = 0.58$	Coeficiente de capacidad de carga para $D_f/B' < 2$ y $B'/L' < 1$ (Inciso 3.3.1).	
$N_c := \left[5.14 \cdot \left(1 + 0.25 \cdot \frac{D_f}{B'} + 0.25 \cdot \frac{B'}{L'}\right)\right] \cdot f_n$	$N_c = 4.38$	
$P_v := \gamma_{se} \cdot D_f$	$P_v = 4.46$	Presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo, t/m ² . (Inciso 3.3.1).
$Q := A_v + A_p$	$Q = 8209.69$	Sumatoria de las acciones verticales a tomar en cuenta, t. (Inciso 3.3.1).
$\frac{Q \cdot F_c}{A'} = 5.04$	$C_u \cdot N_c \cdot F_r + P_v = 17.96$	Si se cumple con lo señalado en el Inciso 3.3.1 de las Normas.

Datos generales:

$W_m := 6149.3$	Carga muerta (incluye el peso del cemento y del terraplén), t
$W_{vinst} := 861.41$	Carga viva instantánea, t
$M_x := 2847.4$	Momento de volteo en sentido longitudinal, t.m
$M_y := 9491.42$	Momento de volteo en sentido transversal, t.m
$V_x := 1129.3$	Fuerza cortante en sentido longitudinal, t
$V_y := 338.79$	Fuerza cortante en sentido transversal, t
$V := \sqrt{V_x^2 + V_y^2}$	$V = 1179.02$ Fuerza cortante resultante, t
$B := 32.5$	Ancho de la cimentación, m
$L := 58.9$	Longitud de la cimentación, m
$D_f := 3.1$	Profundidad de desplante, m
$\gamma_{se} := 1.44$	Peso volumétrico del suelo excavado, t/m ³
$C_u := 4.4$	Resistencia no drenada media a nivel de desplante, t/m ²

Segundo tipo de combinación para el estado límite de falla (Inciso 3.1):

$A_p := W_m$	$A_p = 6149.3$	Acciones permanentes, t
$A_v := W_{vinst}$	$A_v = 861.41$	Acciones variables, t
$A_p + A_v = 7010.71$		
$F_c := 1.1$	Factor de carga (Inciso 3.2)	
$F_r := 0.7$	Factor de resistencia (Inciso 3.2)	

Revisión del estado límite de falla:

$e_x := \frac{M_x}{A_p + A_v}$	$e_x = 0.41$	Excentricidad en sentido longitudinal, m
$e_y := \frac{M_y}{A_p + A_v}$	$e_y = 1.35$	Excentricidad en sentido transversal, m
$L' := L - 2 \cdot e_x$	$L' = 58.09$	Longitud efectiva, m (Inciso 3.3.1.c)
$B' := B - 2 \cdot e_y$	$B' = 29.79$	Ancho efectivo, m (Inciso 3.3.1.c)
$A' := L' \cdot B'$	$A' = 1730.57$	Área efectiva de contacto, m ²
$\delta := \text{atan}\left(\frac{V}{A_p + A_v}\right) \cdot \frac{180}{\pi}$	$\delta = 9.55$	Inclinación de la resultante de las acciones respecto a la vertical (Inciso 3.3.1.c)
$f_n := \left(1 - \tan\left(\delta \cdot \frac{\pi}{180}\right)\right)^2$	$f_n = 0.69$	Efecto de la fuerza cortante (Inciso 3.3.1.c)
$\frac{D_f}{B'} = 0.1$; $\frac{B}{L'} = 0.56$	Coeficiente de capacidad de carga para $D_f/B < 2$ y $B/L < 1$ (Inciso 3.3.1).	
$N_c := \left[5.14 \cdot \left(1 + 0.25 \cdot \frac{D_f}{B'} + 0.25 \cdot \frac{B}{L'}\right)\right] \cdot f_n$	$N_c = 4.11$	
$P_v := \gamma_{se} \cdot D_f$	$P_v = 4.46$	Presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo, t/m ² . (Inciso 3.3.1).
$Q := A_v + A_p$	$Q = 7010.71$	Sumatoria de las acciones verticales a tomar en cuenta, t. (Inciso 3.3.1).
$\frac{Q \cdot F_c}{A'} = 4.46$	$C_u \cdot N_c \cdot F_r + P_v = 17.11$	Si se cumple con lo señalado en el Inciso 3.3.1 de las Normas.

Datos generales:

$W_m := 6149.3$	Carga muerta (incluye el peso del cemento y del terraplén), t
$W_{vinst} := 861.41$	Carga viva instantánea, t
$M_x := 9491.42$	Momento de volteo en sentido longitudinal, t.m
$M_y := 2847.4$	Momento de volteo en sentido transversal, t.m
$V_x := 338.79$	Fuerza cortante en sentido longitudinal, t
$V_y := 1129.3$	Fuerza cortante en sentido transversal, t
$V := \sqrt{V_x^2 + V_y^2}$	$V = 1179.02$ Fuerza cortante resultante, t
$B := 32.5$	Ancho de la cimentación, m
$L := 58.9$	Longitud de la cimentación, m
$D_f := 3.1$	Profundidad de desplante, m
$\gamma_{se} := 1.44$	Peso volumétrico del suelo excavado, t/m ³
$C_u := 4.4$	Resistencia no drenada media a nivel de desplante, t/m ²

Segundo tipo de combinación para el estado límite de falla (Inciso 3.1):

$A_p := W_m$	$A_p = 6149.3$	Acciones permanentes, t
$A_v := W_{vinst}$	$A_v = 861.41$	Acciones variables, t
$A_p + A_v = 7010.71$		
$F_c := 1.1$	Factor de carga (Inciso 3.2)	
$F_r := 0.7$	Factor de resistencia (Inciso 3.2)	

Revisión del estado límite de falla:

$e_x := \frac{M_x}{A_p + A_v}$	$e_x = 1.35$	Excentricidad en sentido longitudinal, m
$e_y := \frac{M_y}{A_p + A_v}$	$e_y = 0.41$	Excentricidad en sentido transversal, m
$L' := L - 2 \cdot e_x$	$L' = 56.19$	Longitud efectiva, m (Inciso 3.3.1.c)
$B' := B - 2 \cdot e_y$	$B' = 31.69$	Ancho efectivo, m (Inciso 3.3.1.c)
$A' := L' \cdot B'$	$A' = 1780.61$	Área efectiva de contacto, m ²
$\delta := \text{atan}\left(\frac{V}{A_p + A_v}\right) \cdot \frac{180}{\pi}$	$\delta = 9.55$	Inclinación de la resultante de las acciones respecto a la vertical (Inciso 3.3.1.c)
$f_n := \left(1 - \tan\left(\delta - \frac{\pi}{180}\right)\right)^2$	$f_n = 0.69$	Efecto de la fuerza cortante (Inciso 3.3.1.c)
$\frac{D_f}{B'} = 0.1$; $\frac{B}{L'} = 0.58$	Coeficiente de capacidad de carga para $D_f/B' < 2$ y $B/L' < 1$ (Inciso 3.3.1).	
$N_c := \left[5.14 \cdot \left(1 + 0.25 \frac{D_f}{B'} + 0.25 \frac{B}{L'}\right)\right] \cdot f_n$	$N_c = 4.14$	
$P_v := \gamma_{se} \cdot D_f$	$P_v = 4.46$	Presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo, t/m ² . (Inciso 3.3.1).
$Q := A_v + A_p$	$Q = 7010.71$	Sumatoria de las acciones verticales a tomar en cuenta, t. (Inciso 3.3.1).
$\frac{Q \cdot F_c}{A'} = 4.33$	$C_u \cdot N_c \cdot F_r + P_v = 17.23$	Si se cumple con lo señalado en el Inciso 3.3.1 de las Normas.

ANEXO II. ASENTAMIENTOS

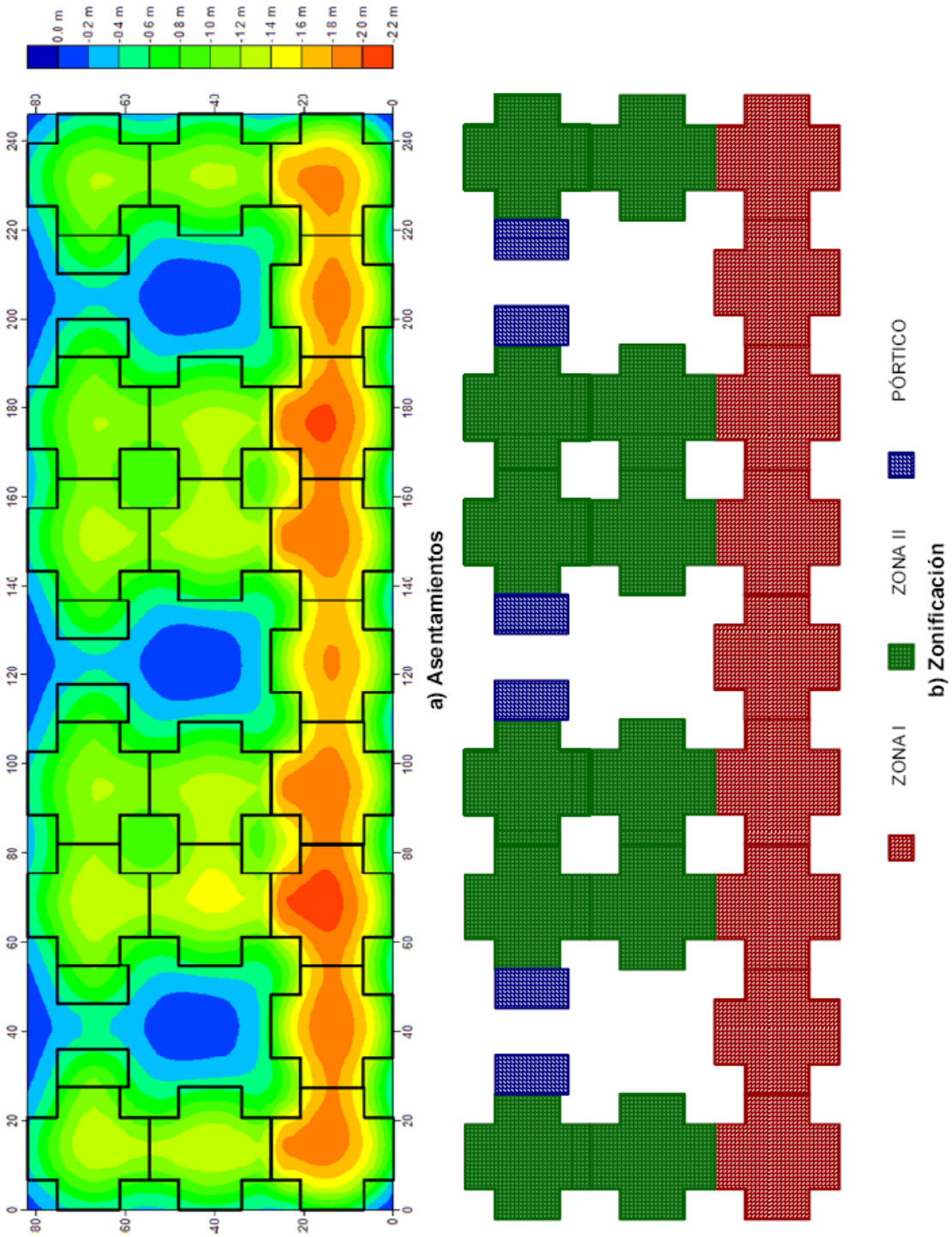
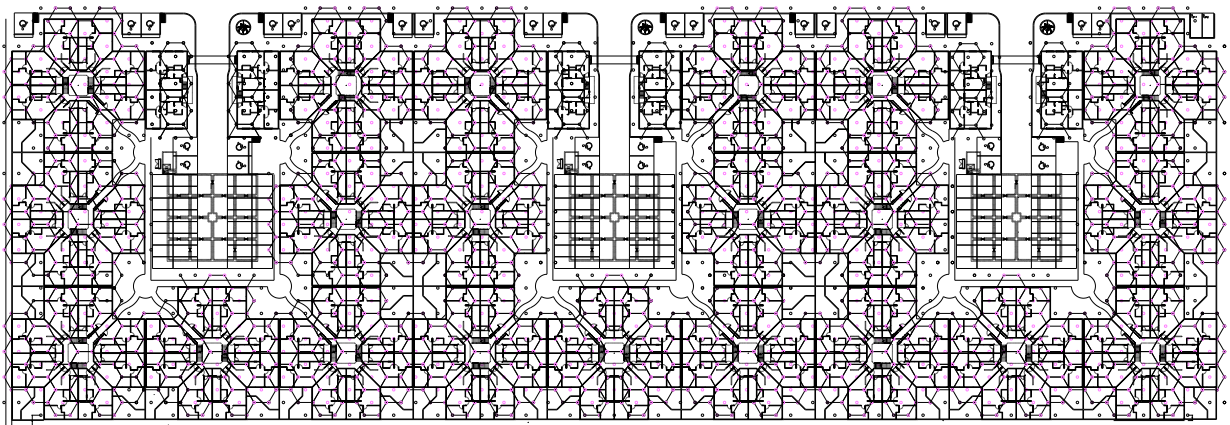


Figura. Asentamientos obtenidos y zonificación

ANEXO III. DISTRIBUCIÓN DE INCLUSIONES



BIBLIOGRAFÍA

1. Gobierno del Distrito Federal, "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Gaceta oficial del Distrito Federal, 29 de Enero de 2004.
2. Gobierno del Distrito Federal, "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones", Gaceta Oficial del Distrito Federal, Décima cuarta época, Tomo II, No. 103-BIS, 6 de Octubre de 2004.
3. Gobierno del Distrito Federal, "Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones", Gaceta Oficial del Distrito Federal, Décima cuarta época, Tomo II, No. 103-BIS, 6 de Octubre de 2004.
4. Rodríguez, J. F., "Uso de inclusiones rígidas para el control de asentamientos en suelos blandos", UNAM, DEPMI, tesis de maestría, México D.F., Mayo de 2001.
- 5.- GEOICASA, S.A. de C.V., "Niveles de plataformas, ampliación del conjunto habitacional Geovillas de Aragón Etapa II", plano con fecha: 4 de Octubre de 2006.
- 6.- GEOICASA, S.A. de C.V., "Planta y corte arquitectónico del edificio Tipo Cruz, Arcos de Aragón II", Plano con fecha: 2 de Octubre de 2006.
- 7.- P. Guiot y J. Paulín., "Construction of inclusions", Internacional Symposium: Rigid Inclusions in Difficult Soft Soil Conditions, ISSMGE TC36, Instituto de Ingeniería, UNAM, Sociedad Mexicana de Mecánica, 11 a 12 de Mayo de 2006.
- 8.- Rodríguez, J.F. y Auvinet, G., "Inclusiones rígidas como alternativa de cimentación en los suelos lacustres de la Ciudad de México", XXIII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, México, 1998
- 9.- J.J. Schmitter y J. Paulín, "Housing complex with surface foundation on soft subsoil, reinforced with settlement reducing inclusions", Internacional Symposium: Rigid Inclusions in Difficult Soft Soil Conditions, ISSMGE TC36, Instituto de Ingeniería, UNAM, Sociedad Mexicana de Mecánica, 11 a 12 de Mayo de 2006.
- 10.- Juárez Badillo-Rico Rodríguez, "Mecánica de suelos", Limusa 2ª ed., Tomo I y II, México 2000.
- 11.- CIMESA. "Construcción de pilas de cimentación o inclusiones rígidas con equipo Starsol",.
- 12.- GEOICASA, S.A. de C.V., "Planta y corte estructural del edificio Tipo Cruz, Arcos de Aragón II", Plano con fecha: 30 de Enero de 2007
- 13.- GEOICASA, S.A. de C.V., "Planta y corte estructural del edificio Tipo Pórtico, Arcos de Aragón II", Plano con fecha: 22 de Enero de 2007
- 14.-GEOICASA, "Estudio de mecánica de suelos para el proyecto "Arcos de Aragón II", que se ubicará en calzada San Juan de Aragón # 439, colonia San Pedro el chico, Delegación Gustavo A. Madero, México, D. F.". Informe final, 11 de Diciembre de 2006