



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

---

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**“Evaluación geotécnica estructural de la cimentación de un edificio de 11 niveles reforzado debido al sismo ocurrido el 19 de septiembre de 2017”**

**TESINA**

Que para obtener el título de  
**Especialista en Geotecnia**

**P R E S E N T A**

Ximena Penélope Amezcua Pastrana

**DIRECTOR DE TESINA**

M. en I. Germán López Rincón



Ciudad Universitaria, Cd. Mx., 2019



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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

Mi eterno agradecimiento a la Universidad Nacional Autónoma de México y a la Facultad de Ingeniería que me mostraron el camino para continuar mi formación académica.

Agradezco a mis profesores a mis padres y a todas aquellas personas que me mostraron su bondad, cariño, paciencia y tolerancia en esta nueva etapa de mi vida

Al M.I. Octavio García por su apoyo incondicional.

Al Ing. Raúl Verduzco por su confianza y apoyo.

Gracias

A mi novio por su amor y paciencia.

*“Lo que el hombre construye con cimientos y buenas bases  
perdura para la eternidad”  
Carlos Amezcua*

# INDICE

---

I.	INTRODUCCIÓN	1
I.1.	<i>Descripción general</i>	1
I.2.	<i>Objetivo y alcances</i>	1
II.	ANTECEDENTES	3
II.1.	<i>Sismicidad en la Ciudad de México</i>	3
II.2.	<i>Características del sismo del 19 de septiembre de 2017</i>	5
II.3.	<i>Marco normativo para la evaluación de los ELF y ELS, RCDF-2017</i>	7
III.	MODELO GEOTÉCNICO	8
III.1.	<i>El sitio y sus alrededores</i>	8
III.2.	<i>Caracterización regional del sitio</i>	9
III.3.	<i>Estratigrafía y propiedades</i>	12
III.4.	<i>Condiciones piezométricas</i>	16
III.5.	<i>Consideraciones sísmicas</i>	17
IV.	DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA	19
IV.1.	<i>Estructuración original</i>	19
IV.2.	<i>Dictamen estructural</i>	21
IV.3.	<i>Sistema de refuerzo estructural</i>	21
IV.4.	<i>Acciones sobre la cimentación</i>	23
V.	ANÁLISIS GEOTÉCNICO	27
V.1.	<i>Sistema de Cimentación</i>	27
V.2.	<i>Análisis de Compensación</i>	28
VI.	INTERACCIÓN SUELO- ESTRUCTURA	30
VII.	REVISIÓN DEL CUMPLIMIENTO DEL ELF Y ELS, RCDF-2017	37
VII.1.	<i>Revisión del Estado límite de falla</i>	37
VII.2.	<i>Revisión del Estado límite de servicio</i>	38
VIII.	CONCLUSIONES	39
IX.	REFERENCIAS	41
	ANEXO I Reporte fotográfico	AI-1
	ANEXO II Memoria de cálculo	AII-1

# I. INTRODUCCIÓN

---

## *1.1. Descripción general*

En el trabajo propuesto, se realizará la evaluación de la cimentación de un edificio de 11 niveles figura 1, ubicado en la col. Hipódromo Condesa, en la CDMX al que en lo sucesivo se le denominará “edificio Sonora”. Lo anterior conforme a lo establecido en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF-2017) y sus Normas Técnicas Complementarias publicadas en diciembre de 2017.

A consecuencia del sismo ocurrido el pasado 19 de septiembre de 2017 (19S), el edificio presentó daños, principalmente en elementos no estructurales; sin embargo, tras el dictamen estructural se concluyó que será necesario colocar un sistema de refuerzo estructural el cual, de manera general, consistirá en aumentar la sección transversal de algunas columnas y la colocación de muros de concreto.

La modificación al sistema estructural, cambiará la forma de trabajo de la cimentación, es decir, podrán tenerse grandes concentraciones de carga debido al cambio de rigidez en la estructura, condición para la cual el cajón de cimentación no estuvo concebido.

Por este motivo, será necesario revisar el comportamiento de la cimentación, desde el punto de vista geotécnico y estructural, ante la nueva distribución de cargas. En este trabajo se verificará el cumplimiento de los estados límite de falla y de servicio que establece el RCDF-2017, así como la interacción suelo estructura.

Una vez terminada la revisión y si es el caso, se harán las recomendaciones generales de si el cajón bajo su estructuración y condiciones actuales será capaz de soportar las nuevas acciones, o si será necesario realizar alguna adecuación o refuerzo al sistema de cimentación.

Es importante mencionar que una gran cantidad de edificios fueron afectados por el sismo del 19S que se encuentran en condiciones similares a las de este inmueble, por lo que, es una gran oportunidad de poner en práctica los conocimientos adquiridos en el Programa Único de Especialización en Ingeniería, en este caso Geotécnica, en beneficio y seguridad de los edificios que pretendan ser reforzados estructuralmente.

## *1.2. Objetivo y alcances*

Este trabajo tiene como objetivo realizar la verificación del cumplimiento de los estados límite de falla y de servicio de la cimentación de un edificio de concreto, al cual se le colocará un refuerzo estructural debido a daños observados por el sismo del 19 de septiembre de 2017.

A partir de las acciones a la cimentación, y tomando como base la reglamentación vigente para las edificaciones construidas en la Ciudad de México, se realizará la revisión de la capacidad de carga de los elementos de cimentación, asentamientos y una revisión considerando una interacción suelo estructura.



*Figura 1. Fachada de edificio Sonora*

## II. ANTECEDENTES

---

### II.1. Sismicidad en la Ciudad de México

La República Mexicana está situada en una de las regiones sísmicamente más activas del mundo, dentro del área conocida como el Cinturón Circumpacífico.

La alta sismicidad en el país, se debe principalmente a la interacción entre las placas de Norteamérica, la de Cocos, la del Pacífico, la de Rivera y la del Caribe, así como a fallas locales que corren a lo largo de varios estados. La Placa Norteamericana se separa de la del Pacífico, sin embargo, se encuentra en contacto con la del Caribe y choca contra las de Rivera y Cocos, de aquí la incidencia de sismos. En la figura 2 se pueden observar dichas placas.



*Figura 2. Placas que interactúan en el territorio mexicano<sup>1</sup>*

Aunque las zonas epicentrales se localizan en diversos puntos del Pacífico, la Ciudad de México, aunque no se encuentre sobre la costa, se ha convertido en el receptor sísmico de todos ellos debido a que se encuentra lo suficientemente cercana para experimentar sus efectos y a las propiedades dinámicas de la secuencia lacustre que conforman el subsuelo de la ciudad.

En la tabla 2.1, se presentan los sismos que han provocado daños en la ciudad de México, y en la figura 3, se presentan de manera gráfica.

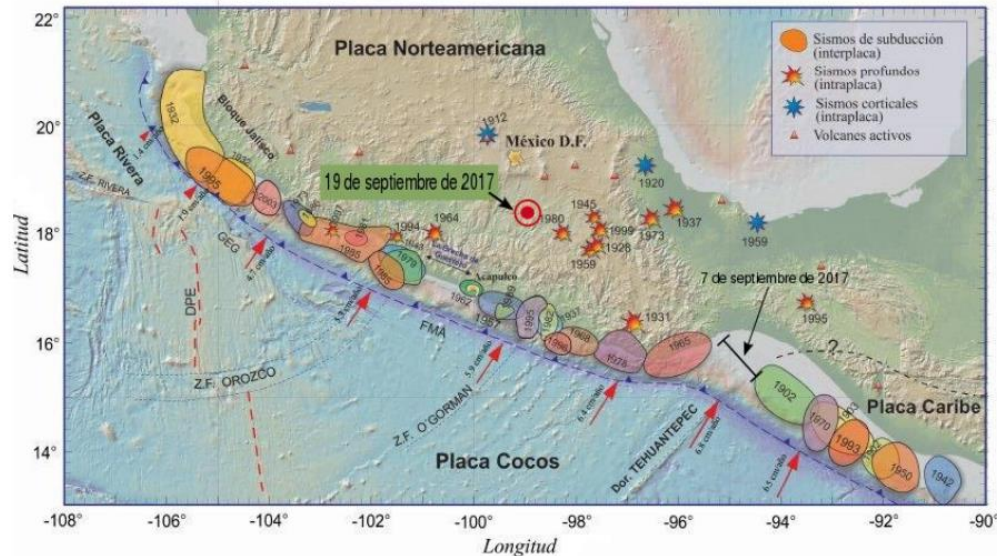
Se destaca que los daños observados en las estructuras de la Ciudad de México son los que han propiciado la elaboración y actualización de los reglamentos de construcción en materia de diseño sísmico para la ciudad. Así mismo, es importante mencionar que la demanda sísmica de las edificaciones ha aumentado conforme al crecimiento y evolución de la infraestructura en la ciudad de México.

---

<sup>1</sup> Instituto de Geofísica, Servicio Sismológico Nacional

**Tabla 2.1 Principales sismos que han provocado daños en la Ciudad de México**

Fecha	Profundidad	Magnitud	Localización
19/09/2017	51	7.1	8 km al NOROESTE de CHIAUTLA DE TAPIA, PUE
07/09/2017	45	8.2	140 km al SUROESTE de PIJIJAPAN, CHIS
19/09/1985	15	8.1	45 km al NOROESTE de LA MIRA, MICH
14/03/1979	25	7.4	24 km al NORTE de PETATLAN, GRO
28/07/1957	33	7.8	47 km al NORESTE de SAN MARCOS, GRO
06/08/1942	50	7.9	93 km al ESTE de CD HIDALGO, CHIS
03/06/1932	33	8.2	4 km al SURESTE de CASIMIRO CASTILLO, JAL
19/11/1912	ND	7.0	ACAMBAY, EDO. MEXICO
07/06/1911	33	7.6	59 km al SUROESTE de CD LAZARO CARDENAS, MICH



**Figura 3. Sismos más importantes que han ocurrido en México**

Para poder comprender la sismicidad en la ciudad de México, es necesario dar un panorama general sobre la formación del subsuelo en esta región.

La ciudad de México está situada en una planicie lacustre en la cuenca de México. La cuenca de México tiene un contorno irregular, alargado de norte a sur; está rodeada por altas montañas, limitada al norte por las sierras de Pachuca, Tepotzotlan, Guadalupe, Patlachique y Tepozán. Al sur está limitada por la sierra de Chichinautzin, al este por la sierra Nevada con sus picos Ixtaccíhuatl y Popocatepetl. Al oeste la cuenca está limitada por la sierra de Monte Alto y de las Cruces.

La cuenca de México permaneció abierta (exorreica) hasta hace 700,000 años, cuando una gran actividad volcánica formó una enorme cortina natural: la sierra de Chichinautzin, que cerró la cuenca (Mooser, 1963) y obstruyó el drenaje que iba al río Balsas. Por esta razón se almacenó agua y dio



origen a varios lagos. Los ríos que descendían de las sierras circundantes depositaron en potentes abanicos aluviales, materiales muy diversos al confluir a dichos lagos.

La parte central de la cuenca se fue llenando con acarreo limo-arenoso, limo-arcilloso y emisiones de cenizas y pómez provenientes de los volcanes del sur. Al pie de las sierras y por el brusco cambio de pendiente de los ríos, se localizan grandes depósitos aluviales de composición muy variable y estratificación cruzada o lenticular, evidencia de una dinámica erosiva debido a periodos de lluvia intensa.

En particular, la Ciudad de México se subdivide en tres zonas en función de las características de los materiales del sitio y el espesor de los depósitos lacustres, se les denomina Zonas Geotécnicas de acuerdo con el RCDF-NTC-DCC, las cuales son: Zona I o de Lomas, Zona II o de Transición y Zona III o de Lago.

*“Zona de Lomas, formadas por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que pueden existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos. En esta Zona, es frecuente la presencia de rellenos artificiales no compactados, o de oquedades en rocas y de cavernas y túneles excavados en suelo para explotar minas de arena; Zona de Transición, en la que los depósitos profundos se encuentran a 20 m de profundidad, o menos, y que está constituida predominantemente por estratos arenosos y limoarenosos intercalados con capas de arcilla lacustre, el espesor de éstas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros, y Zona Lacustre, integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresible, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas arenosas son de consistencia firme a muy dura y de espesores variables de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales y rellenos artificiales; el espesor de este conjunto puede ser superior a 50 m.”<sup>2</sup>*

## *II.2. Características del sismo del 19 de septiembre de 2017*

El 19 de septiembre de 2017 a las 13:14:40 horas ocurrió un sismo de magnitud  $M_w^* 7.1$  cuyo epicentro se ubicó en las coordenadas 18.40 latitud Norte y 98.720 longitud Oeste, con una profundidad de 57 km al suroeste de Axochiapan, Morelos y a 120 km de la Ciudad de México, ocasionado por un mecanismo denominado “falla normal”. Debido, en parte a su magnitud y cercanía, se generó un movimiento muy intenso del terreno, que provocó daños importantes en las construcciones de la ciudad de México y en las poblaciones cercanas al epicentro.

Comparado con otros sismos, la intensidad de la componente vertical de la aceleración superó casi dos veces la intensidad máxima registrada en 1985 en terreno firme, figura 4.

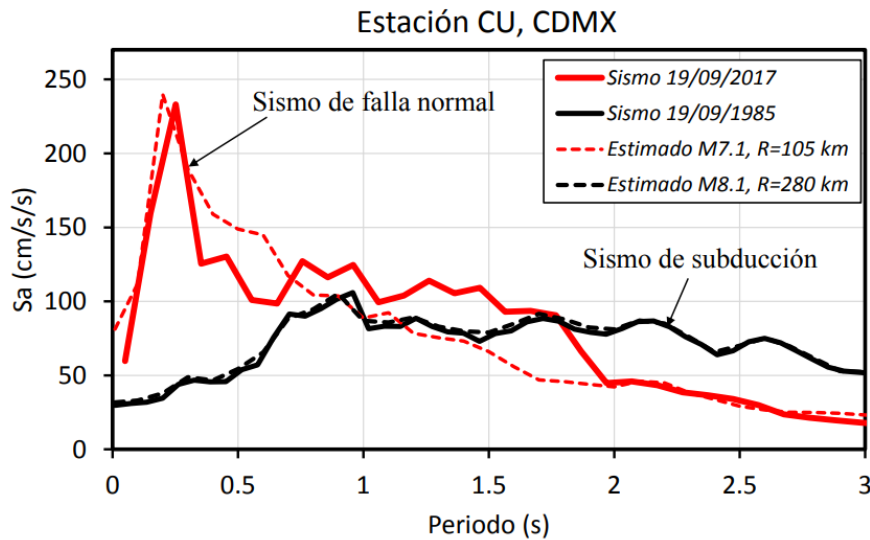
En la Ciudad de México se observan tipos de falla: planta baja débil, edificios en esquina, estructuras modificadas por los usuarios, cambios de uso, entre otros. Particularmente, en la Ciudad de México los colapsos se alinearon en la zona de transición, entre el borde del lago y la zona de lomas, figura

---

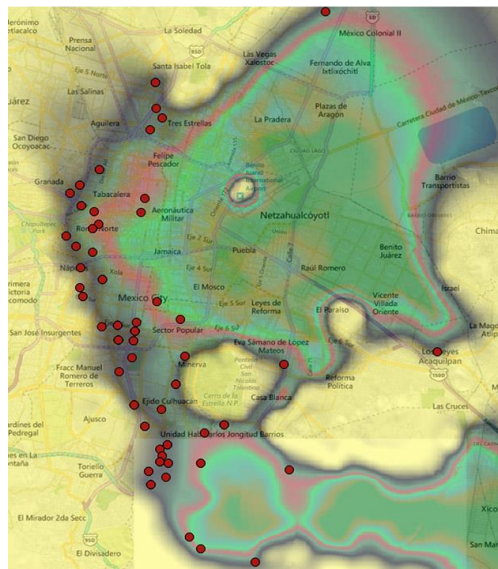
<sup>2</sup> NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES, Gaceta Oficial de la Ciudad de México, No. 220-bis, 15 de diciembre de 2017, p.13.

5. En el interior de la república se observan fallas debidas a la mala estructuración de las edificaciones.

Muchas de las estructuras que resultaron dañadas, son de autoconstrucción, por lo que no cuentan con los elementos mínimos para resistir las fuerzas generadas por un sismo. Sin embargo, hay algunos aspectos novedosos que aún no están debidamente caracterizados y que serán materia de la investigación en los años siguientes.



**Figura 4. Comparación de la intensidad sísmica en terreno firme del sur de la Ciudad (Ciudad Universitaria) de los sismos de 19/09/1985 (línea negra) y 19/09/2017 (línea roja)<sup>3</sup>**



**Figura 5. Localización de daños graves y colapsos durante el sismo del 19 S (puntos rojos)<sup>4</sup>**

<sup>3</sup> Jaimes Instituto de Ingeniería UNAM (2017)

<sup>4</sup> ERN Ingenieros Consultores, ERNTérate, “Nota de interés al respecto del sismo del 19 de septiembre de 2017”, publicada el 23 de septiembre de 2017

### *II.3. Marco normativo para la evaluación de los ELF y ELS, RCDF-2017*

Con la finalidad de evaluar las condiciones de seguridad en las que se encuentra la cimentación debido a sistema de refuerzo propuesto, se atenderán las siguientes normas y reglamentos establecidos por el Gobierno de la Ciudad de México:

- RCDF (2004 act 2017) “*Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal*”
- NTC-DCC-RCDF (2017). “*Normas Técnicas Complementarias para el diseño y construcción de cimentaciones*”.
- NTC-DS-RCDF (2017). “*Normas Técnicas Complementarias para el diseño por sismo*”
- NTC-RSEE-RCDF (2017). “*Norma Técnica Complementaria para la Revisión de la Seguridad Estructural de las Edificaciones*”.
- NTC-CADEE-RCDF (2017) “*Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones*”.
- Normas para la Rehabilitación Sísmica de edificios de concreto dañados por el Sismo del 19 de septiembre de 2017

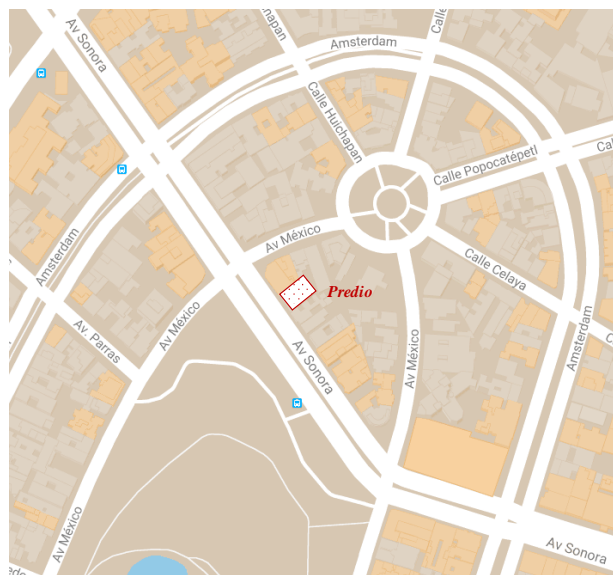
# III. MODELO GEOTÉCNICO

## III.1. El sitio y sus alrededores

Como parte inicial de los trabajos se realizó una visita al sitio, con la finalidad de observar sus condiciones y las de sus alrededores, definiendo así el escenario geotécnico que caracteriza la zona.

El edificio objeto de esta revisión se encuentra ubicado en la calle de Sonora, Col. Hipódromo Condesa unos 4 km al suroeste del Centro de la Ciudad de México, figura 6.

El predio posee una geometría rectangular en planta, colinda al oeste con una estructura de dos niveles y al este con un predio desocupado, cabe señalar que en éste figuraba un edificio de 4 niveles, el cual fue demolido debido a daños ocasionados por el sismo del 19S. Hacia la parte trasera del predio, colinda con un edificio de 3 niveles y al frente con el Parque México.



**Figura 6. Ubicación del proyecto**

En la zona se observan estructuras de características similares a las del proyecto, en la que predominan estructuras de 2 niveles y edificios de concreto de hasta 6 niveles, de carácter habitacional y comercial en planta baja, que datan de los años 40's, algunas otras y en menor medida son producto de refuerzos y reconstrucciones de 1985.

En las estructuras ligeras se infiere el uso de cimentaciones superficiales a base de zapatas corridas y para edificios el empleo de cajones de cimentación y/o con pilotes de fricción.

A través de la observación de las estructuras, vialidades e instalaciones municipales, es evidente el comportamiento de los materiales del subsuelo, manifestado básicamente como asentamientos o emersiones, y desplomes de las estructuras, todos ellos asociados a las características de los materiales del sitio, sistema de cimentación adoptado y al hundimiento regional de la zona.

### III.2. Caracterización regional del sitio

De acuerdo con la Zonificación Geotécnica, figura 7, establecida en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (NTC-DCC-RCDF-2017) y la estratigrafía detectada, el sitio de interés se ubica en Zona III o zona de lago.

El subsuelo en esta zona se caracteriza por presentar una estratigrafía formada por materiales de origen lacustre, altamente compresibles y de muy baja resistencia al esfuerzo cortante, constituidos básicamente por arcillas, arcillas limosas y limos arcillosos, interestratificados con horizontes y lentes de menor deformabilidad formados por arenas, limos arenosos o arcillas arenosas, que algunas veces incluyen gravas.

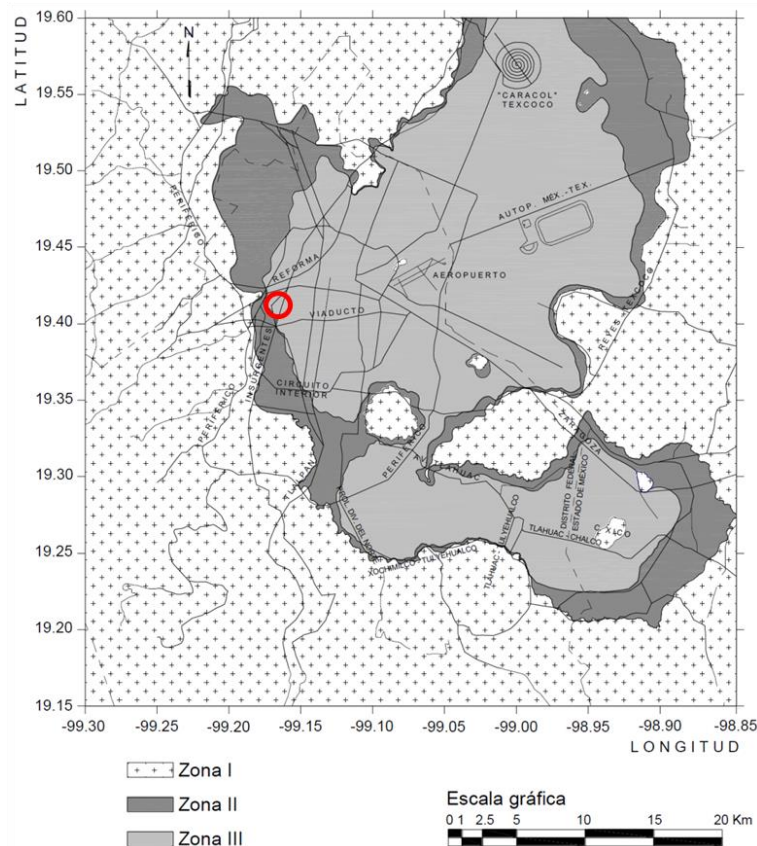
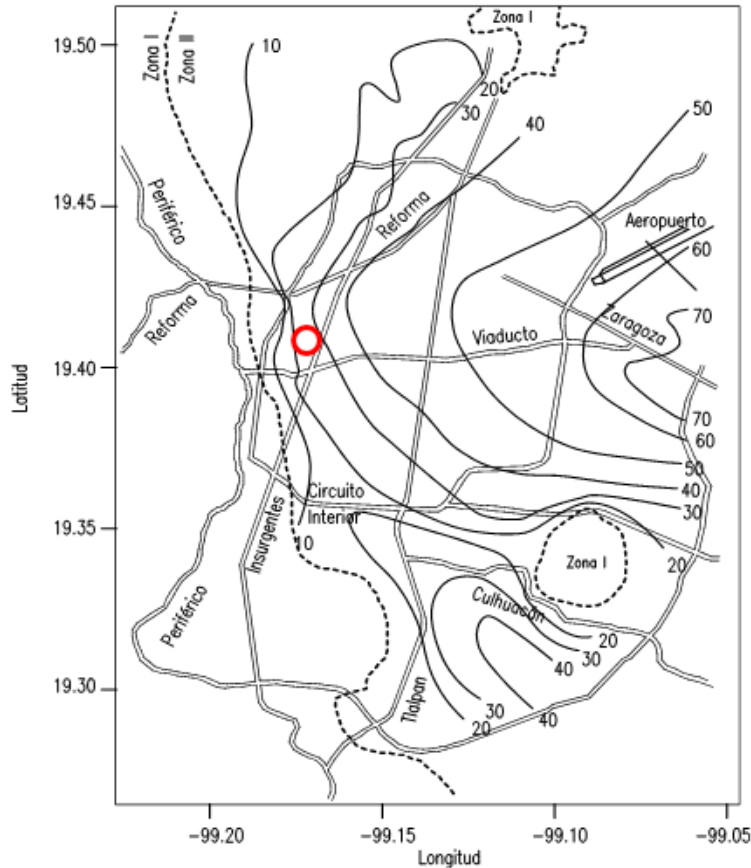


Figura 7. Zonificación geotécnica<sup>5</sup>

#### ***Profundidad a los Depósitos Profundos***

De acuerdo con el mapa de isopropfundidades a los Depósitos Profundos (DP) consignando anteriormente en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (NTC-DS-RCDF-2004), se tiene que en el sitio esta profundidad se ubica cercano a 30 m (figura 8).

<sup>5</sup> NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES, Gaceta Oficial de la Ciudad de México, No. 220-bis, 15 de diciembre de 2017, p.14.



**Figura 8. Curvas de igual profundidad a los Depósitos Profundos<sup>6</sup>**

***Periodo dominante del terreno***

Utilizando el programa propuesto por el Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño (SASID) que incluyen las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del RCDF vigente (NTC-DS-RCDF-2017), el sitio presenta un periodo natural de vibrar de **1.438 s** (figura 9). Ello representa que el subsuelo del sitio presenta amplificaciones dinámicas de consideración ante la presencia de sismos.

Por otra parte, conforme a los resultados de estudios de vibración ambiental (VA) realizados en campo libre, así como en planta baja y azotea del edificio. Se reporta un periodo de vibración del sitio en campo libre de **1.58 s** y de **1.29 s** en PB.

Adicionalmente, a partir de la estratigrafía del sitio y velocidad de onda cortante medidos en el sitio, el periodo del sitio es posible obtenerse a través de la siguiente ecuación

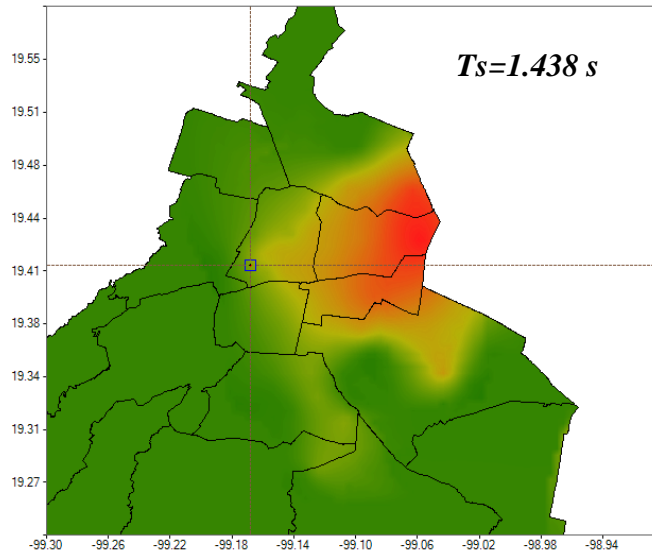
$$T_s = \frac{4H}{V_s}$$

<sup>6</sup> NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO POR SISMO, Gaceta Oficial de Distrito Federal, TOMO II No. 103-bis, 6 de octubre de 2004, p.76.

Donde H es el espesor de suelo y  $V_s$  corresponde a la velocidad de onda cortante promedio (88.4 m/s).

Aplicando la ecuación anterior, el periodo de vibración resulta de 1.584 s.

Se destaca que el periodo de vibración obtenido con el método de vibración ambiental en campo libre, no difiere en más del 25 % al determinado con el SASID, por lo que, conforme a los lineamientos de las NTC-DS-RCDF-2017, podrá emplearse el espectro elástico obtenido con el programa.



**Figura 9. Periodo dominante del sitio (SASID)**

### ***Hundimiento regional***

Con objeto de establecer la velocidad de hundimiento regional que se presenta en la zona, se recopiló la mayor información posible relacionada con este efecto.

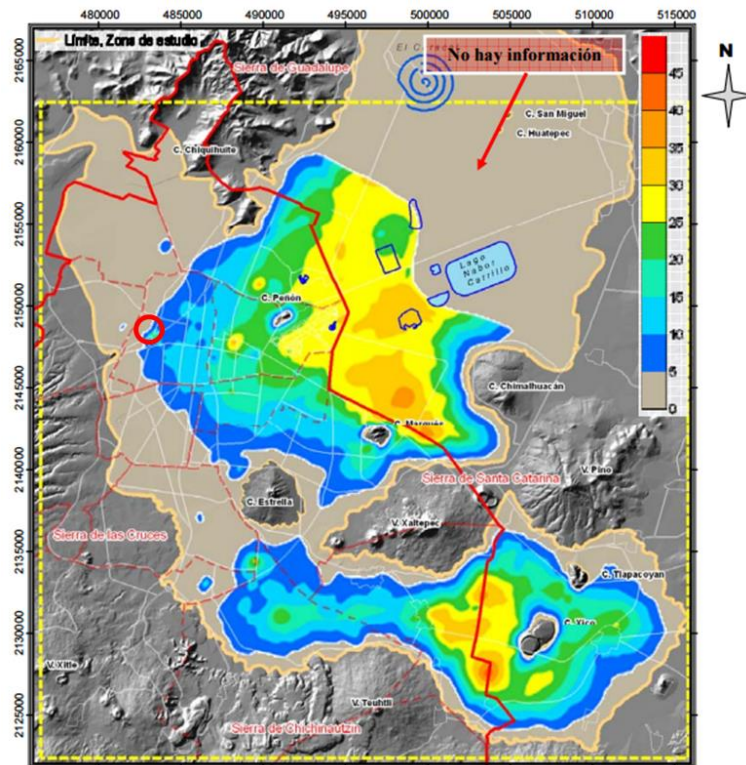
A partir de las nivelaciones que la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica (DGCOH) ahora Sistema de Aguas de la Ciudad de México (SACM), que se realizan periódicamente en los bancos de nivel a su cargo que se encuentran distribuidos en la CDMX, se localizaron los más cercanos al sitio de interés. Esta información ha sido recopilada, analizada y publicada por el Instituto de Ingeniería de la UNAM.

De acuerdo con la información referida, para el periodo comprendido entre los años 1992 a 2005 muestran una velocidad de hundimiento regional del orden de 5 cm/año, figura 10.

Considerando el periodo de vibración del sitio es posible estimar el hundimiento regional a partir de la siguiente expresión:

$$V_h = 2T_s^{1.9}$$

Por lo que, resulta una velocidad de hundimiento de 4.8 cm/año.



**Figura 10. Velocidad de hundimiento (cm/año)<sup>7</sup>**

### III.3. Estratigrafía y propiedades

La estratigrafía del sitio corresponde con la típica de zona de lago, formada por una Costra Superficial (CS), la cual en el sitio presenta un espesor cercano a 4 m, constituida por rellenos superficiales y suelos arcillosos color café, posteriormente y hasta aproximadamente 31 m se presenta la Serie Arcillosa Superior (SAS), constituida por depósitos lacustres formados por arcillas normalmente consolidadas, altamente deformables y con baja resistencia al esfuerzo cortante, interestratificadas con lentes arenosos y limo-arenosos duros. Bajo la secuencia descrita y hasta la profundidad explorada (35 m), aparece la Capa Dura (CD), formada principalmente por materiales limo-arenosos de consistencia muy dura y cementada, que incluye gravillas pumíticas.

Con base en la información existente se sabe que bajo la CD se localiza la Serie Arcillosa Inferior (SAI), formada por una secuencia lacustre fuertemente preconsolidada que incluye capas arenosas y limo-arenosas duras. De la misma forma, se tiene conocimiento de la existencia de materiales aluviales en estado muy denso, formados por arenas y limos arcillosos cementados; a esta unidad se le denominan Depósitos Profundos (DP) y constituyen el basamento local.

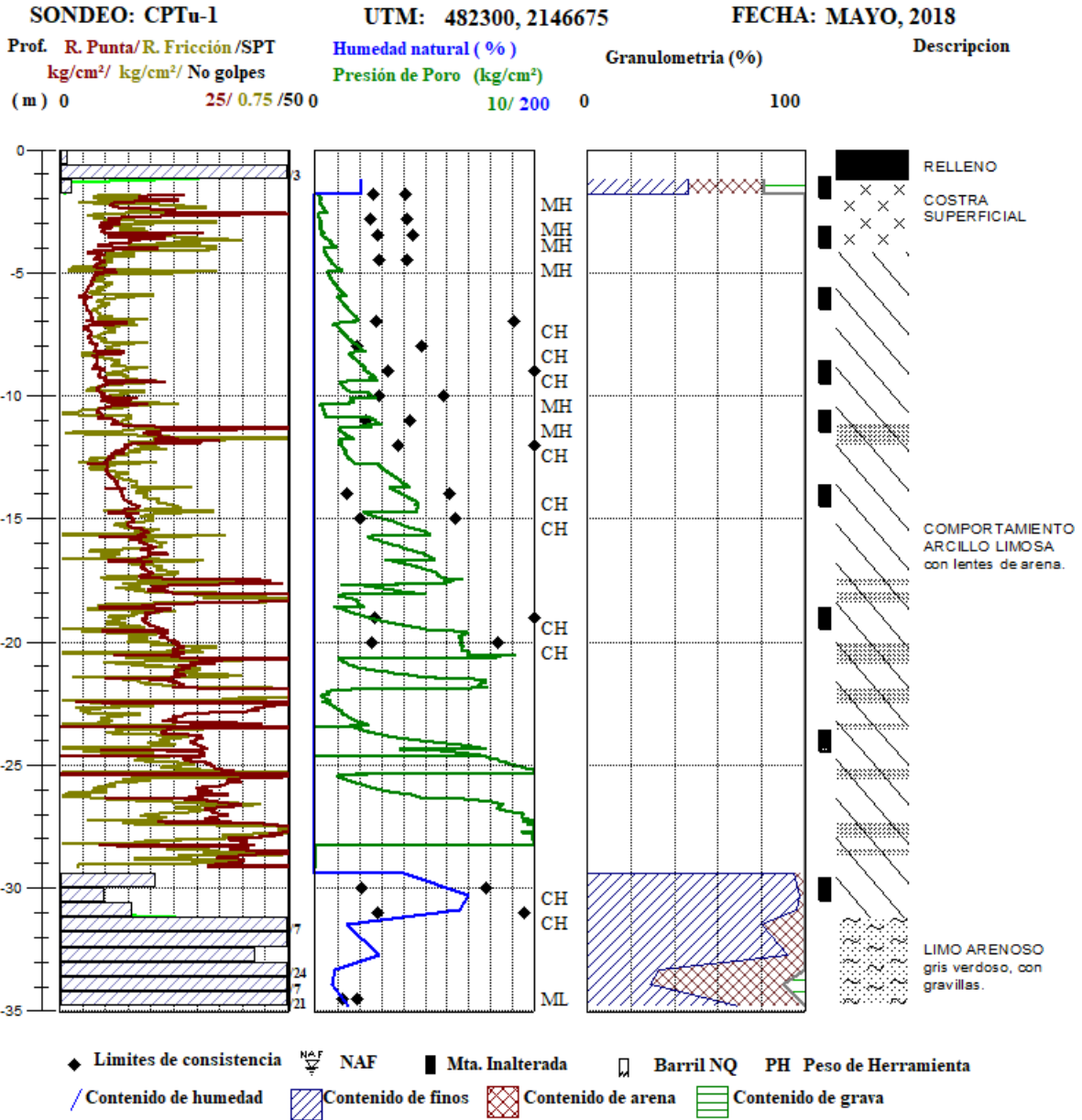
<sup>7</sup> Evolución del hundimiento regional en el Valle de México, Instituto de Ingeniería de la UNAM, XXIV Reunión de Mecánica de Suelos, 2008.



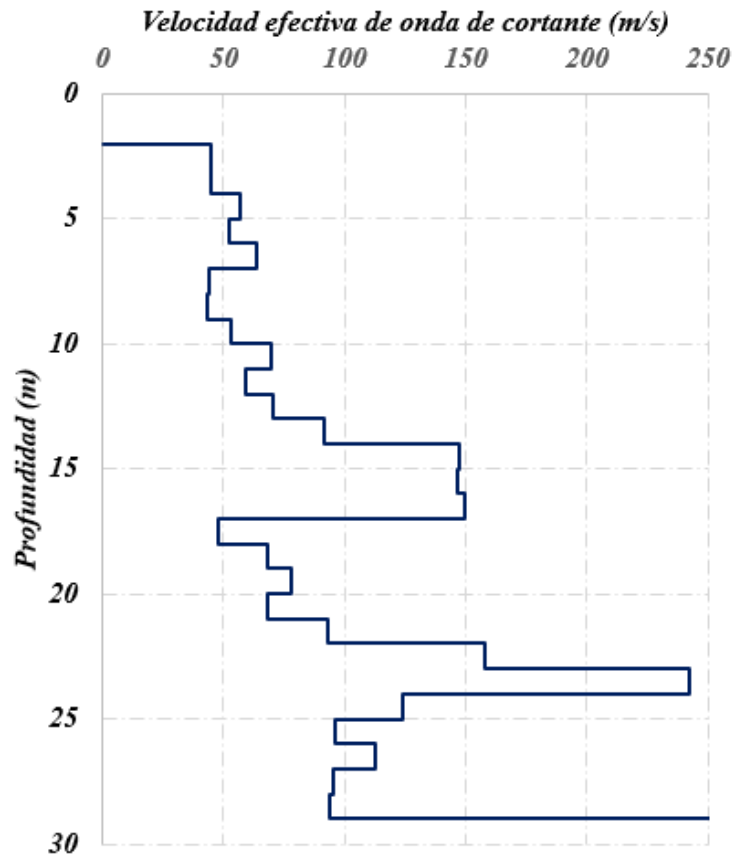
A continuación, se presenta una descripción detallada de los materiales que conforman la secuencia estudiada, en las figuras 11 y 12, se presenta los resultados el perfil estratigráfico y la velocidad efectiva de onda de cortante reportadas durante los trabajos de exploración

## REGISTRO DE SONDEO CON CONO ELÉCTRICO

PROYECTO: SONORA



*Figura 11. Perfil estratigráfico del SE*



**Figura 12. Perfil de velocidades  $V_s$**

### ***Costra superficial***

Con un espesor del orden de 4 m, se localiza la Costra Superficial (CS) característica de la zona lacustre de la CDMX, la cual está constituida en los 2 m superficiales por materiales de relleno y vestigios de cimentaciones, bajo la cual se presentan materiales arcillo-limosos de color café oscuro a claro, con gravillas aisladas.

En la zona de rellenos, la CS está constituida por un 45% de finos, mientras que la arena y gravas se ubican en el orden de 28 y 27%, respectivamente. El contenido natural de agua se encuentra en el orden del 40%.

La resistencia  $N_{spt}$  en los rellenos registra valores altamente variables debido a la heterogeneidad de los materiales, presentando desde 2 y hasta 50 golpes. La resistencia por punta del piezocono  $q_c$  presenta una clara tendencia a la disminución con la profundidad, alcanzando valores mínimos de 5 kg/cm<sup>2</sup> hacia la base del depósito y de 10 kg/cm<sup>2</sup> hacia la parte superior, siendo comunes valores pico de hasta 25 kg/cm<sup>2</sup> en tramos con espesor de solo unos centímetros. La resistencia por fricción  $q_f$ , por su parte, resulta irrelevante, obteniendo valores en el rango de 0.015 a 0.25 kg/cm<sup>2</sup>.

A partir de ensayos de laboratorio practicados en muestras inalteradas, se han determinado los siguientes parámetros geomecánicos característicos de la unidad.

<i>Propiedad</i>		<i>SM</i>		<i>Unidad</i>
Profundidad	$z$	2.3	4	m
Peso volumétrico	$\gamma_m$	1448	1304	kg/m <sup>3</sup>
Resistencia a la compresión simple	$q_u$	10.7	8.1	kg/cm <sup>2</sup> )
Cohesión aparente	$c$	4.2	5	t/m <sup>2</sup>
Angulo de fricción interna	$\phi$	11	8	grados
Módulo de deformación elástica	$M_e$	0.0075	0.0065	cm <sup>2</sup> /kg

La velocidad de onda de corte promedio reportada en esta capa es de 45 m/s.

### *Serie arcillosa superior*

Bajo la CS y hasta 31 m de profundidad se presenta una secuencia de depósitos lacustres formados por arcillas, limos y arcillas limosas, de consistencia muy blanda, normalmente consolidados, denominados serie arcillosa superior (SAS). Como parte de esta unidad se presentan interestratificados horizontes y delgadas capas duras, de arenas finas limpias, arenas limosas, arcillas arenosas, etc.

La resistencia  $q_c$  (kg/cm<sup>2</sup>) de la SAS presenta un comportamiento típico de un suelo normalmente consolidado, mostrando una clara tendencia al incremento con la profundidad  $z$  (m) la cual se ajusta aproximadamente a la siguiente ecuación válida para el rango  $4 \leq z \leq 31$  m:

$$q_c = 0.7z - 1$$

Para su estudio la SAS se ha dividido en tres unidades; el primero de ellos se profundiza hasta 11 m y presenta una resistencia  $q_c$  media de 4.6 kg/cm<sup>2</sup> en tanto que la resistencia  $q_f$ , resulta irrelevante. El segundo miembro se extiende desde 11 hasta 19 m de profundidad y presenta una resistencia  $q_c$  promedio de 7.5 kg/cm<sup>2</sup> en tanto que la resistencia  $q_f$ , resulta igualmente irrelevante. Limitan a este miembro dos horizontes de espesor limitado a unos decímetros donde la resistencia  $q_c$  alcanza valores de hasta 25 kg/cm<sup>2</sup>. El tercer y último miembro se ubica desde 19 y hasta 31 m, donde se ve limitado por la Capa Dura (CD). La resistencia media  $q_c$  en este miembro se ubica en el orden de 16.5 kg/cm<sup>2</sup>, en tanto que la resistencia  $q_f$  resulta irrelevante. En este miembro aparecen varios lentes y horizontes arenosos duros, donde ambos parámetros ( $q_c$  y  $q_f$ ) presentan incrementos súbitos respecto al valor medio, destacando por su espesor el ubicado a 22 m, donde su espesor y resistencia  $q_c$  se incrementan hasta aproximadamente 1 m y más de 25 kg/cm<sup>2</sup>, respectivamente. Esta misma tendencia es observada a partir de 27 m de profundidad donde  $q_c$  resulta siempre mayor a 20 kg/cm<sup>2</sup>; por tal razón a partir de 29.5 m y hasta 31 m de profundidad se realizaron ensayos SPT, obteniendo resistencias  $N_{spt}$  entre 10 y 21 golpes, contenidos natural de agua de hasta 140% y prácticamente un 100% de partículas finas.

Los ensayos realizados sobre muestras inalteradas de ésta unidad arrojan los siguientes parámetros geotécnicos:

<i>Propiedad</i>		<i>SM</i>				<i>Unidad</i>
Profundidad	$z$	7.50	9.5	11.50	14.5	m
Peso volumétrico	$\gamma_m$	1241	1095	1402	1224	kg/m <sup>3</sup>
Resistencia a la compresión simple	$q_u$	2.5	5.1	12.9	2.7	t/m <sup>2</sup>
Cohesión aparente	$c$	1.8	2.3	7.9	2.6	t/m <sup>2</sup>
Angulo de fricción interna	$\phi$	0	7	9	0	grados
Módulo de deformación elástica	$M_e$	0.0616	0.0274	0.0085	0.0117	cm <sup>2</sup> /kg

<i>Propiedad</i>		<i>SM</i>			<i>Unidad</i>
Profundidad	$z$	19.5	24.5	30.5	m
Peso volumétrico	$\gamma_m$	1246	1264	1350	kg/m <sup>3</sup>
Resistencia a la compresión simple	$q_u$	8.0	13.9	6.1	t/m <sup>2</sup>
Cohesión aparente	$c$	3.5	10.5	6.4	t/m <sup>2</sup>
Angulo de fricción interna	$\phi$	13	7	8	grados
Módulo de deformación elástica	$M_e$	0.0154	0.0087	0.0094	cm <sup>2</sup> /kg

La velocidad de onda de corte promedio reportada esta secuencia es de 60, 140 y 90 m/s, para el primero segundo y tercer miembro antes definido. Se destaca que en las profundidades coincidentes con lentes arenosas la velocidad de onda aumenta, hasta reportar valores de 250 m/s.

### ***Capa Dura***

A partir de los 31 m de profundidad y hasta la profundidad explorada (35 m), bajo la SAS, se observan una serie de materiales aluviales duros, formados por una alternancia de limo-arenosos (ML) con vetas calichosas. El contenido natural de agua de estos materiales se ubicó en el orden del 37%, en tanto que su composición granulométrica está definida por 80% de finos y 20% de arenas. Se presentan algunas capas donde el contenido de arenas se incrementa hasta 70% y aparece un 10% de gravas. La resistencia  $N_{spt}$ , resultó generalmente mayor a 50 golpes; detectándose únicamente un tramo de prueba donde este valor fue de 43 golpes.

Con base en la experiencia, en la siguiente tabla se consignan los parámetros mecánicos que rigen el comportamiento de esta unidad:

<i>Propiedad</i>			<i>Unidad</i>
Peso volumétrico	$\gamma_m$	1850	kg/m <sup>3</sup>
Cohesión aparente	$c$	>4	t/m <sup>2</sup>
Angulo de fricción interna	$\phi$	>35	grados
Módulo de deformación elástica	$M_e$	<0.001	cm <sup>2</sup> /kg

### ***III.4. Condiciones piezométricas***

A partir de la medición directa en el barreno del SE, se determinó la presencia de agua a la profundidad de 2.50 m, nivel que corresponde con el nivel de aguas freáticas (NAF) de la zona.

Las mediciones de presión de poro dinámica durante la exploración indican una presión hidráulica que se incrementa de manera lineal hasta 18 m de profundidad, a partir de donde, aunque esta tendencia continua, se presentan capas permeables donde se presenta una pérdida de carga hidráulica. Esta condición se acentúa en los horizontes ubicados a las profundidades de 18, 20.5 y 25.5 m, donde se detecta una presión de poro del orden de 10 t/m<sup>2</sup>. En el horizonte ubicado a 22 m de profundidad el abatimiento es prácticamente total.

### III.5. Consideraciones sísmicas

Con base en la ubicación del sitio y siguiendo los lineamientos establecidos en las NTC-DS-RCDF-2017, cuando se utilice el análisis dinámico modal o el método estático para el análisis estructural, las acciones sísmicas de diseño se determinarán a partir de los espectros de diseño contenidos en el SASID.

La configuración de los espectros de elásticos contenidos en el SASID se define mediante las siguientes expresiones:

$$a = \begin{cases} a_0 + (\beta c - a_0) \frac{T}{T_a} & \text{si } T < T_a \\ \beta c & \text{si } T_a \leq T \leq T_b \\ \beta c p \left( \frac{T_b}{T} \right)^2 & \text{si } T \geq T_b \end{cases}$$

donde

$$p = k + (1 - k)(T_b/T)^2$$

$$\beta = \begin{cases} 1 - \left[ 1 - \left( \frac{0.05}{\zeta} \right)^\lambda \right] \frac{T}{T_a} & \text{si } T \leq T_a \\ \left( \frac{0.05}{\zeta} \right)^\lambda & \text{si } T_a < T \leq \tau T_b \\ 1 + \left[ \left( \frac{0.05}{\zeta} \right)^\lambda - 1 \right] \left( \frac{\tau T_b}{T} \right)^\varepsilon & \text{si } T \geq \tau T_b \end{cases}$$

siendo  $a_0$  el coeficiente de aceleración del terreno,  $c$  el valor del coeficiente sísmico que se asocia con la máxima ordenada espectral. Los parámetros  $T_a$  y  $T_b$  son los periodos característicos que acotan la meseta de máximas aceleraciones en el espectro de diseño.  $\beta$  el factor de reducción por amortiguamiento suplementario debido a la interacción suelo-estructura o al uso de disipadores pasivos de energía,  $\zeta$  fracción de amortiguamiento crítico para el que se establece el espectro de diseño.  $\varepsilon$ ,  $\lambda$  y  $\tau$  son parámetros dependientes del periodo dominante del sitio  $T_s$ .

De acuerdo con la ubicación del sitio y periodo asociado al mismo, los valores que definen el espectro elástico para estructuras del grupo B se indican en la siguiente tabla y su representación gráfica en la figura 13:

$a_0$	$c$	$T_a$ (s)	$T_b$ (s)	$k$	$T_s$
0.343	0.984	1.254	1.841	0.56	1.438

$\lambda$	$\varepsilon$	$\tau$
0.45	0.3	1

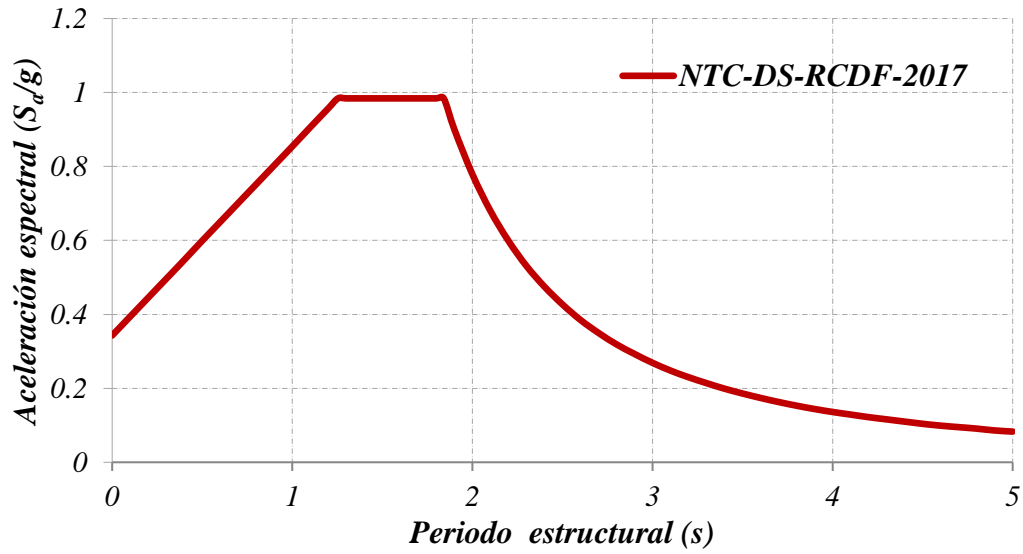


Figura 13. Espectro sísmico elástico asociado al sitio

# IV. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

---

## *IV.1. Estructuración original*

El edificio de Sonora está compuesto por un sótano, PB y 10 niveles, se destaca que los niveles 9 y 10 corresponden al Pent House y no abarcan la totalidad de la planta, figura 14. De acuerdo con la información proporcionada por los habitantes del inmueble, el edificio fue construido en los 60's, sin embargo, no se tiene el registro de la fecha exacta de construcción.

La estructura es empleada para uso habitacional a partir del N1 hasta el N10, mientras que la planta baja esta destinada como estacionamiento y locales comerciales hacia la calle de Sonora. Por su parte, en el sótano se encuentra ubicada la cisterna y cuarto de máquinas, en el resto del área fue ocupado como bodegas.

La estructura está resuelta a base de marcos ortogonales formados por trabes y columnas de concreto reforzado. El sistema de piso "invertido", el cual se conforma por losas macizas de concreto de 10 cm de espesor, del N1 hasta la Azotea las losas se encuentran por debajo de las trabes y para alcanzar el nivel de piso en estos niveles, se colocaron rellenos de arena, cascajo y materiales sin control de 15 cm de espesor, seguido por un firme de concreto de 5 cm y acabados, en la losa de nivel de calle y planta baja se presenta un sistema de piso tradicional, en la que la losa se encuentra por encima de las trabes.

Se destaca que, sobre el eje longitudinal el edificio cuenta con una gran densidad de muros de mampostería, mientras que en el eje transversal la densidad es muy poca debido a la distribución de espacios. Adicionalmente, en las caras longitudinales, el edificio cuenta con "contraventeos" formados por dalas de concreto formando X. El cubo de elevador esta formado por muros de concreto en sus 3 caras.

El edificio cuenta con una cimentación compensada, formada por un cajón desplantado a 4 m de profundidad.

Es importante señalar que el edificio presenta un asentamiento de aproximadamente 50 cm y un desplomo hacia la calle de Sonora y hacia la Farmacia del Ahorro, mismo que se acentuó posterior al sismo. En la figura 15 se presentan los resultados de los desfases verticales obtenidos de la nivelación topográfica.

A continuación, se muestra la planta estructural de la planta tipo del edificio en su estado actual, es decir, antes de cualquier intervención de refuerzo.

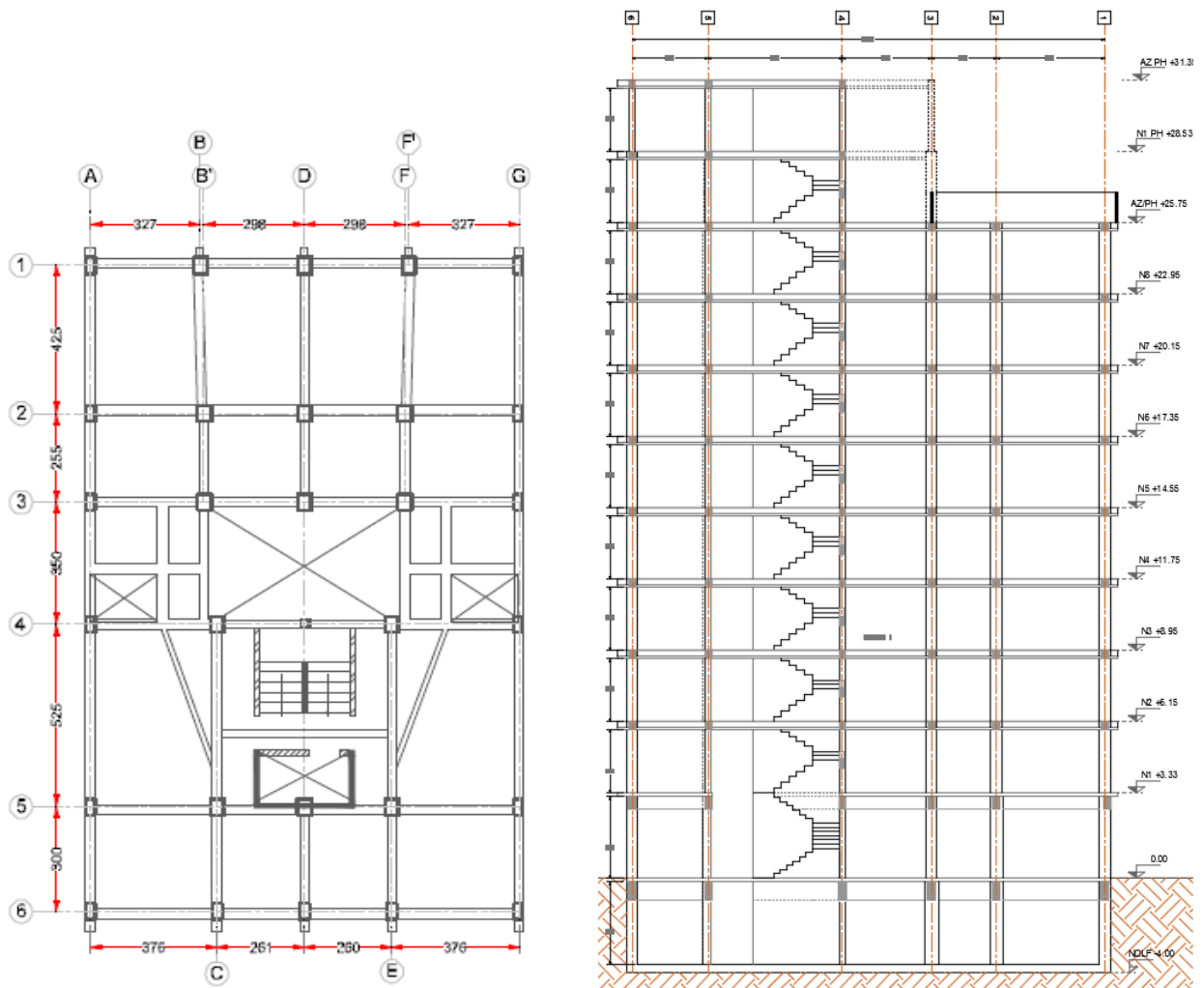


Figura 14. Planta tipo N1 a N8 y corte esquemático del edificio

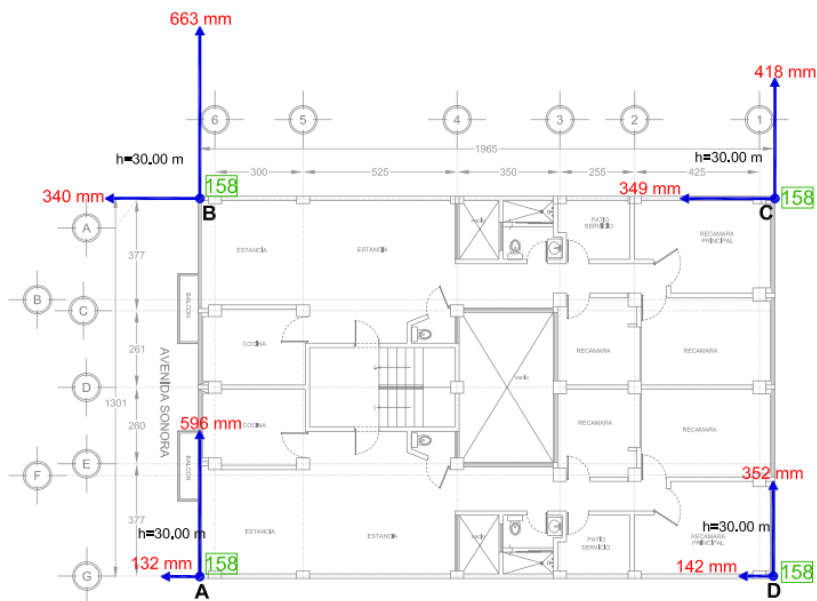


Figura 15. Desplome en aristas representativas del inmueble



## *IV.2. Dictamen estructural*

Como consecuencia del sismo S19, se reportaron grietas en gran parte de los muros divisorios, principalmente en fachadas longitudinales, así como en una columna de la zona de escaleras. Adicionalmente, se observaron grietas en los pavimentos de la calle de Sonora y del estacionamiento paralelos y a 60 cm del perímetro del inmueble.

Cabe destacar que, la estructura colinda con una estructura de 2 niveles la cual, durante el sismo, tuvo contacto con la estructura de Sonora; por otra parte, el edificio en la colindancia sureste tuvo también contacto durante el sismo, y se destaca fue demolido posteriormente debido a daños estructurales. En el Anexo I, se presenta un reporte fotográfico con los daños observados en el inmueble.

De acuerdo con las observaciones del dictamen estructural realizado posterior al sismo, el edificio sufrió daños en elementos no estructurales, salvo por una columna del cubo de escaleras que presentó daños debidos al efecto de columna corta; sin embargo, conforme a lo establecido en las Normas para la Rehabilitación Sísmica de edificios de concreto dañados por el Sismo del 19 de septiembre de 2017, en edificios con daño “ligero”, si las distorsiones de entrepiso para el sismo de diseño exceden al 0.006 será necesaria la rehabilitación de la estructura. Por otra parte, debido a que el edificio observa una inclinación, deberá cumplirse además con el estado límite establecidos en las NTC-RCDF.

De esta manera, de acuerdo con la información proporcionada en la que se realizó la revisión de la estructura actual se concluye que el inmueble no satisface los estados límite de falla y de servicio, (ELF y ELS), por lo que deberá considerarse para su rehabilitación el empleo de un refuerzo estructural tal que cumplan con los niveles de seguridad establecidos en el RCDF-2017.

Como acción inmediata, se encomendó el retiro de los rellenos contenidos entre las losas.

## *IV.3. Sistema de refuerzo estructural*

La propuesta de refuerzo consistió en el reforzamiento de trabes y columnas, dejando éstas como un sistema estructural a base de marcos rígidos ortogonales. Esta solución posee la ventaja de disponer de los espacios conforme a las demandas arquitectónicas.

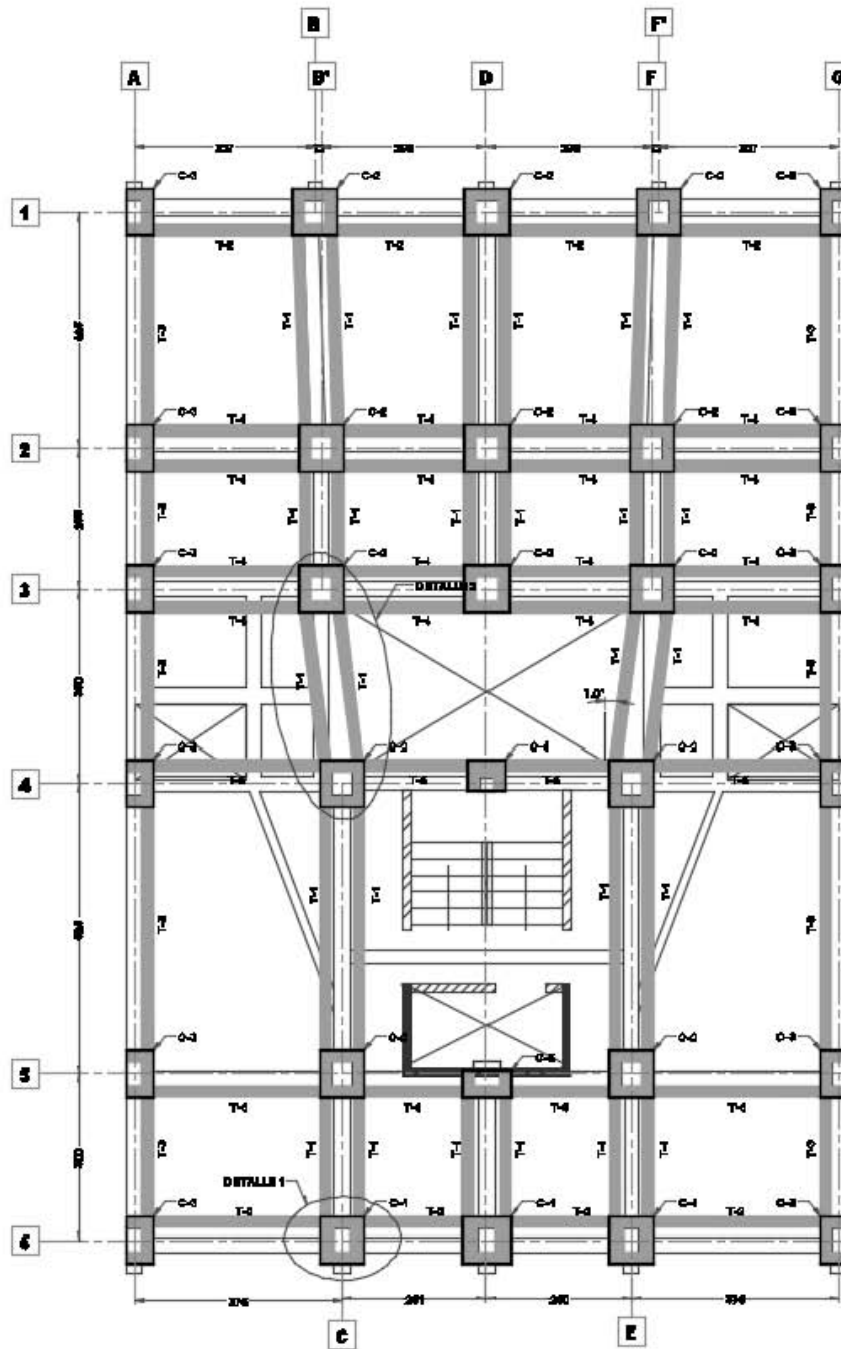
El refuerzo en columnas se realizará mediante el incremento de su sección transversal, mientras que en trabes se propone colocar dos trabes de acompañamiento sobre todas las trabes principales existentes. En cuanto al sistema de piso, se plantea el retiro de los rellenos, firmes y acabados existentes y sustituirlo por un sistema de piso ligero mediante entarimados de madera o pisos falsos plásticos.

En la figura 16, se presenta una planta tipo del sistema de refuerzo propuesto, mientras que en las figuras 17 y 18 una sección trasversal del refuerzo en trabes y columnas respectivamente.

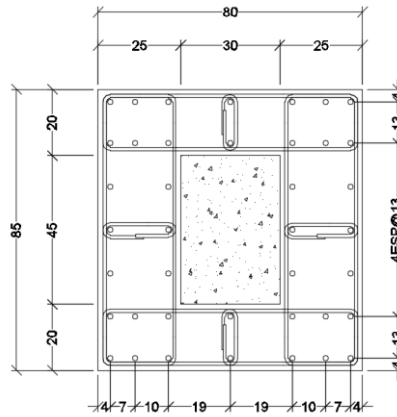
Conforme a lo establecido en la reglamentación vigente, será necesario cumplir con los ELF y ELS, tanto en la súper estructura, como en la cimentación. Debido a que el sistema de refuerzo propuesto implica un cambio de rigidez en la estructura, las descargas y forma de trabajo de la cimentación se

verán modificadas, por lo que, deberán revisarse las condiciones de seguridad a las que se encontrará sometida. Aunado a esto, deberá considerarse además el efecto que el desplome tendrá sobre sus elementos.

La revisión a los elementos de cimentación se realizará considerando la estructuración original, dado que no se contempla ningún refuerzo en la estructura que conforma el cajón de cimentación.

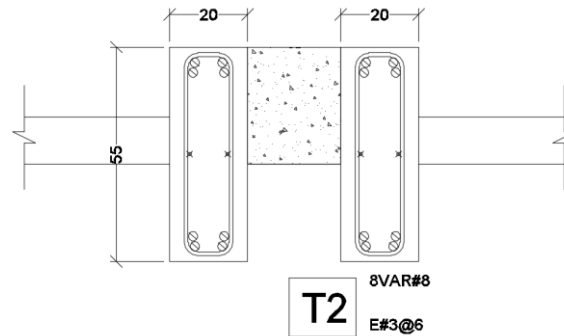


*Figura 16. Propuesta de refuerzo, planta tipo*



(○) 40 VARILLAS DEL #6  
**COLUMNA C-1**  
 N1-N3

**Figura 17. Propuesta de refuerzo en columnas**



**Figura 18. Propuesta de refuerzo en traves (losa invertida)**

#### IV.4. Acciones sobre la cimentación

De acuerdo con la información proporcionada, a continuación, se presenta un resumen de las acciones sobre la cimentación de la estructura reforzada.

Caso de carga	Reacciones en la base					
	FX [ton]	FY [ton]	FZ [ton]	MX [ton-m]	MY [ton-m]	MZ [ton-m]
CM	0	0	3,161.22	28,185.16	-19,971.86	0
CV <sub>MAX</sub>	0	0	403.07	3,308.32	-2,551.25	0
CV <sub>MED</sub>	0	0	175.18	1,582.11	-1,103.12	0
CV <sub>INST</sub>	0	0	206.74	1,774.63	-1,308.34	0
SX	484.89	30.22	0.00	617.74	9,853.61	5,109.28
SY	29.58	581.65	0.00	11,783.73	602.41	4,225.28

\*Las acciones se encuentran consideradas a nivel de calle, por lo que deberán considerarse un incremento debido al peso de la cimentación

Conforme al levantamiento estructural, el cajón tiene un peso de 435 ton.

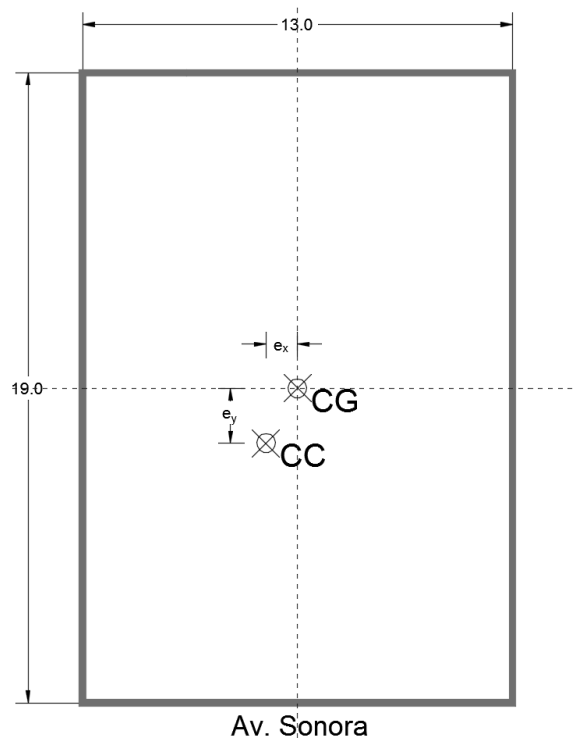
Para la revisión de los elementos de cimentación, conforme a lo establecido en las NTC-CADEE-RCDF-2017, a continuación, se presentan las combinaciones empleadas considerando su respectivo factor de carga:

ELS	CM+CV <sub>MED</sub>	
ELF	<i>Permanente</i>	1.3CM+1.5CV <sub>MAX</sub>
	<i>Accidental</i>	1.1CM+1.1CV <sub>INST</sub> ±1.1SX±0.33SY
		1.1CM+1.1CV <sub>INST</sub> ±0.33SX±1.1SY

Se destaca que la estructura observa un desplome en dirección este, condición que genera una excentricidad permanente sobre la cimentación. Este efecto se ha tomado en cuenta conforme a las NTC-DS-RCDF-2017, en las que se establece que deberán incrementarse las fuerzas sísmicas de diseño.

Con la finalidad de obtener la excentricidad de la carga, debido al momento permanente, y más adelante, conocer el incremento de esfuerzo en las orillas del cajón debido a esta condición de carga, se determinó la posición del centro de cargas CC y centro geométrico CG. Se destaca que, por el tipo de cimentación, es recomendable que el CC y CG coincida.

En la figura 19, se presenta de manera gráfica la posición del CC y CG, se puede observar que la excentricidad es del 7.3 % en dirección X y de 8.8 % en dirección Y, debido a la combinación de cargas para revisión del ELS; a partir de ello, resulta evidente que el desplome del edificio se debe, principalmente, a la excentricidad permanente de las cargas. Es de importancia señalar, que con esta propuesta de refuerzo, esta condición no ha sido corregida, por lo que, de adoptarse esta propuesta de refuerzo, es de esperarse que los asentamientos diferenciales continúen.



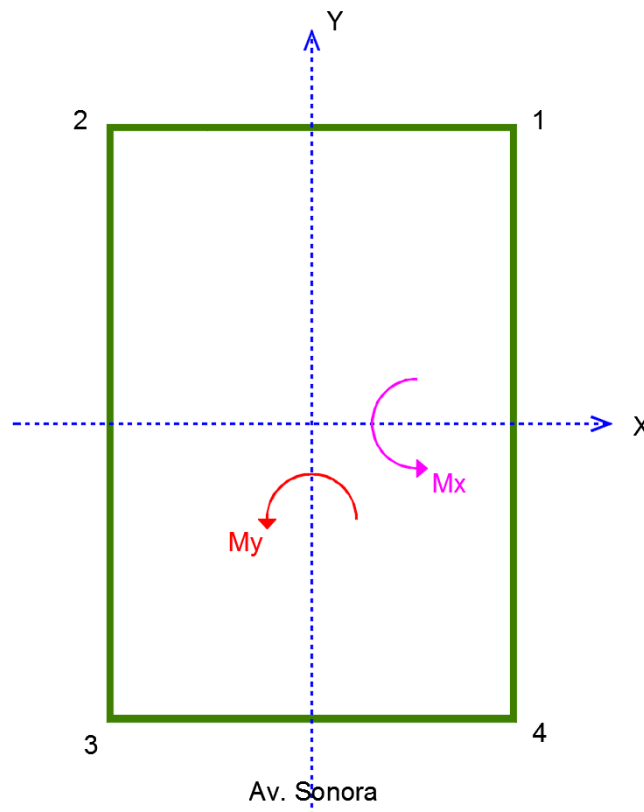
**Figura 19. Excentricidad debida a la CM+CV<sub>MED</sub>**

Mediante la aplicación de la siguiente ecuación se determinaron los esfuerzos máximos (en las esquinas del cajón) debidos a la descarga de la estructura reforzada ante acciones permanentes, en el cálculo se consideran los momentos debidos al desplome, así como los factores de carga establecidos por la reglamentación vigente.

$$q_i = \frac{\sum Qv}{A} \pm \frac{Mx dy}{I_x} \pm \frac{My dx}{I_y}$$

Donde Qv hace referencia a la sumatoria de cargas para esta condición de análisis, M es el momento actuante ya sea en dirección X o Y, d es la distancia al eje de rotación, y I el momento de inercia en dirección X o Y. Los cuales se presentan en la siguiente tabla, asimismo, en la figura 20 se presenta de manera esquemática el sentido de acción de estos.

Condición de carga permanente		
FZ	MX	MY
[ton]	[ton-m]	[ton-m]
5,435.56	8,811.62	4,807.04



**Figura 20. Planta esquemática con acciones a cimentación**

En la figura 21 se presentan los esfuerzos que resultan de aplicar la ecuación anterior para la condición de carga descrita. Se destaca que la esquina más esforzada coincide con la dirección del desplome de la estructura, esquina 3.

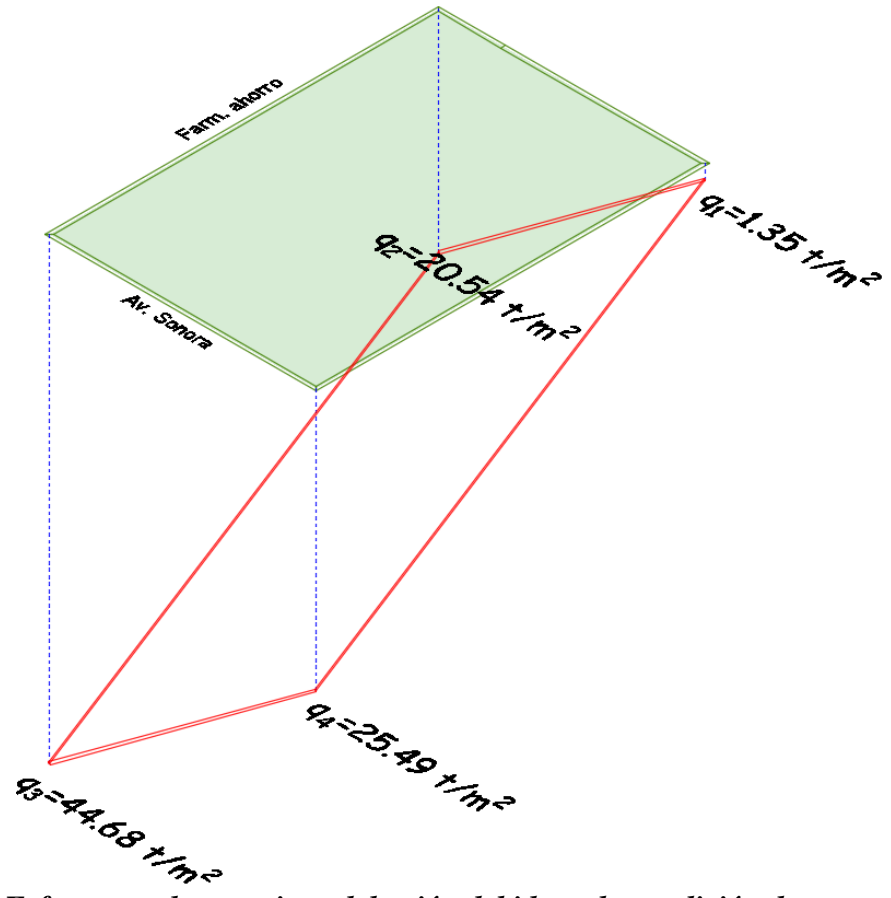


Figura 21. Esfuerzo en las esquinas del cajón debidos a la condición de carga permanente

# V. ANÁLISIS GEOTÉCNICO

## V.1. Sistema de Cimentación

Con base en la información recopilada, el inmueble la cimentación está resuelta mediante un cajón de cimentación desplantado a 4 m de profundidad. En la losa de fondo se observan contratrabes entre columnas y en ambas direcciones. Se desconoce la presencia de celdas por debajo de la losa de fondo; sin embargo, de acuerdo con planos de licencia no se cuentan con estos elementos.

Tiene una geometría en planta rectangular de 13 x 19 m, y cubre un área de 247 m<sup>2</sup>, figura 22:

Se destaca que previo al sismo, el cajón de cimentación fue empleado como cuarto de máquinas, cisterna, y como bodegas. De acuerdo con lo indicado por los residentes, el cajón observaba filtraciones permanentes, mismas que era necesario retirar mediante una bomba. Posterior al sismo, la magnitud de las filtraciones no tuvo modificaciones.

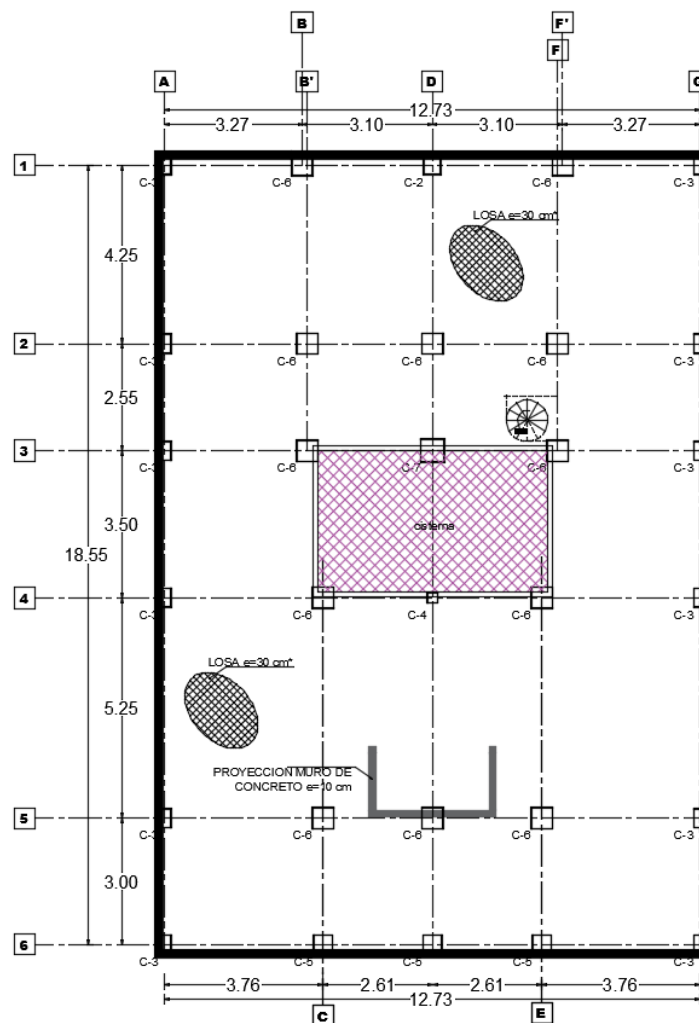


Figura 22. Geometría del sistema de cimentación

## V.2. Análisis de Compensación

Considerando las descargas de la estructura reforzada debidas a la combinación de carga muerta más la carga viva media con un factor de carga unitario, la presión de contacto producida por la estructura reforzada será de  $15.3 \text{ t/m}^2$ .

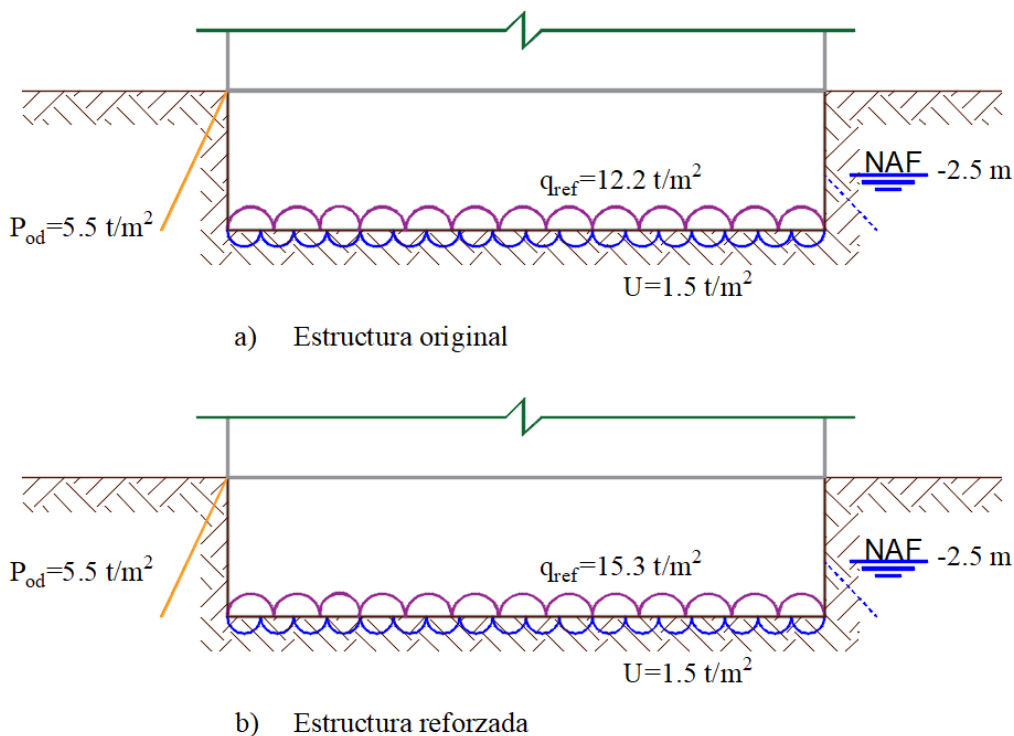
Por su parte, el esfuerzo total a nivel de desplante es de  $5.5 \text{ t/m}^2$  y el esfuerzo por subpresión generado a la profundidad de desplante es de  $1.5 \text{ t/m}^2$ .

De esta manera, considerando que el agua tomará parte de la carga aplicada, la carga efectiva que se transmitirá la estructura al suelo resulta de  $13.8 \text{ t/m}^2$ , por lo tanto, se tiene una cimentación parcialmente compensada (40%) con un incremento neto de esfuerzos de  $8.3 \text{ t/m}^2$ .

Considerando que la presión de contacto que ejerce la estructura en su estado actual es de  $12.2 \text{ t/m}^2$ , y realizando un análisis análogo anterior, la presión efectiva resulta de  $10.7 \text{ t/m}^2$ , en tanto que, el incremento neto de esfuerzos original es de  $5.2 \text{ t/m}^2$ .

Es necesario tomar en cuenta el estado de esfuerzos al que ha sido sometido el suelo durante la vida útil de la estructura. Es decir, el incremento real de carga al que se encontrará sometido el suelo debido al refuerzo será la diferencia entre la presión de contacto de la estructura original y la de la estructura con refuerzo, lo cual resulta de  $3.1 \text{ t/m}^2$ .

En la figura 23 se presenta de manera esquemática las fuerzas verticales consideradas para el análisis de la compensación, para la estructura en su estado original y con refuerzo.



**Figura 23. Corte esquemático acciones a cimentación**



Tomando en cuenta la modificación de los estados de esfuerzos debidos al procedimiento constructivo y a la recompresión debida a la construcción de la estructura original y por el reforzamiento de la estructura, en el gráfico de la figura 24, se presenta la distribución de esfuerzos para cada etapa. La distribución de esfuerzos empleada en el análisis corresponde a  $\chi=2$  para suelo estratificado con estratos de diferentes deformabilidades con base en la teoría de Frölich.

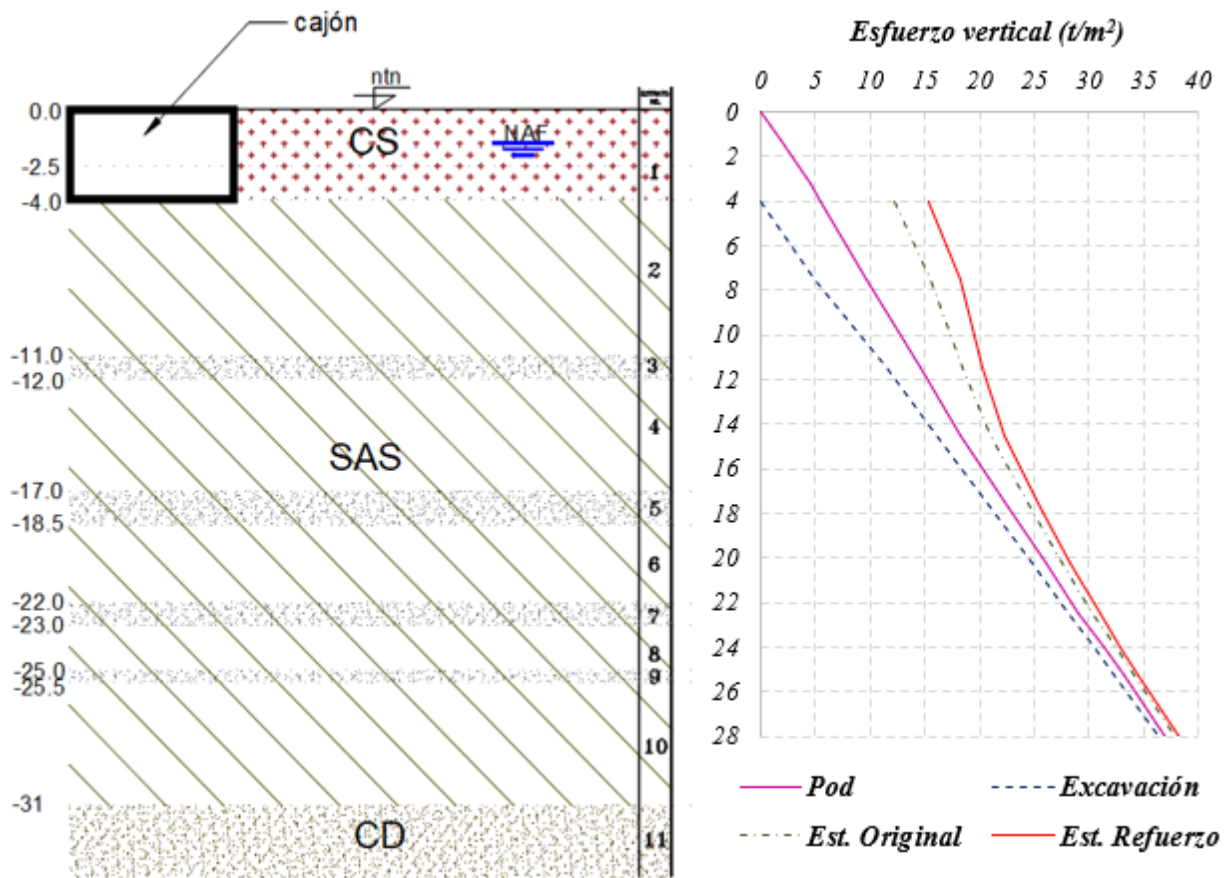


Figura 24. Modificaciones al estado de esfuerzos

## VI. INTERACCIÓN SUELO- ESTRUCTURA

---

Este análisis tiene como objetivo obtener los asentamientos y la distribución de presiones del suelo en cimentaciones apoyadas en suelos blandos, ocasionadas por la acción de cargas gravitacionales, empleando como método el de interacción estática suelo-estructura (ISE).

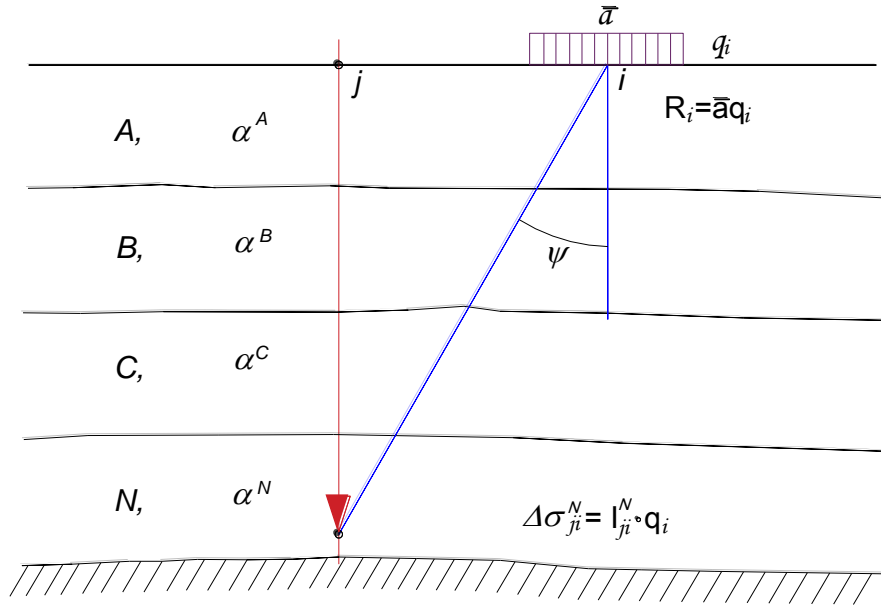
El ISE se realizó aplicando el método propuesto por Zeevaert (1973) para una cimentación rígida. En este análisis se considera que el asentamiento observado en la cimentación será debido a dos efectos, uno debido a la carga vertical y otro debido al momento permanente.

De manera general el método consiste en dividir el área cargada en dovelas, y a partir de éstas, determinar matrices de influencia bajo la cimentación al considerar una carga unitaria por dovela de forma independiente. Los valores de influencia para cada dovela cargada se calculan al centro de los estratos que se encuentran por debajo de la cimentación.

Con las matrices de influencia y las propiedades geométricas y de deformación para cada estrato, se construyó la matriz general de deformaciones unitarias. Para ello, se consideraron los espesores y módulos de deformación propuestos en la tabla siguiente.

<i>Profundidad (m)</i>	<i>Módulo de deformación volumétrica (cm<sup>2</sup>/kg)</i>
4.0 a 11.0	0.1476
12.0 a 17.0	0.0932
18.5 a 22.0	0.2133
23.0 a 25.0	0.0256
25.5 a 31	0.29274

Llamando  $\alpha^N$  a la deformación volumétrica de un estrato N para un tiempo determinado t, y  $\sigma_{ji}^N$  al incremento medio de esfuerzo en un punto j para el mismo estrato N debido a la carga aplicada en un área tributaria  $a_i$ , figura 25.



**Figura 25. Esfuerzo vertical en un punto**

La deformación del estrato N en ese punto será

$$\Delta\delta_{ji}^N = \alpha^N \cdot \Delta\sigma_{ji}^N$$

Y el desplazamiento vertical de la superficie en el punto j será la suma de las deformaciones de todos los estratos :

$$\delta_{ji}^N = \sum_A^N \alpha^N \cdot \Delta\sigma_{ji}^N$$

El valor de  $\Delta\sigma_{ji}^N$  en cualquier punto de la masa del suelo se puede expresar en función de la carga unitaria superficial  $q_i$  aplicada en un área tributaria  $a_i$

$$\Delta\sigma_{ji}^N = I_{ji}^N \cdot q_i$$

En donde N indica el estrato en cuestión. El punto i se entiende localizado al centro del área tributaria  $a_i$  donde se aplica la carga unitaria  $q_i$ , y j el punto donde se calculan los efectos resultantes.

De esta manera se tiene que:

$$\delta_{ji}^N = \sum_A^N \alpha^N I_{ji}^N \cdot q_i$$

Considerando una carga unitaria aplicada en una de las áreas tributarias, es posible obtener el desplazamiento vertical en j debido a la carga unitaria en i.

$$\bar{\delta}_{ji}^N = \sum_A^N \alpha^N \cdot I_{ji}^N$$

Disponiendo el cálculo de las influencias  $I_{ji}$  de esfuerzo unitario en la forma que se muestra en la figura 26, se podrán calcular los desplazamientos verticales de la superficie debidos a la carga  $q1=+1$  aplicada en el área tributaria del punto (1), de acuerdo con la siguiente ecuación matricial:

$$\begin{pmatrix} \delta_{11} \\ \delta_{21} \\ \delta_{31} \\ \delta_{41} \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} (I_{11})^A & (I_{21})^A & (I_{31})^A & (I_{41})^A \\ (I_{11})^B & (I_{21})^B & (I_{31})^B & (I_{41})^B \\ (I_{11})^C & (I_{21})^C & (I_{31})^C & (I_{41})^C \end{bmatrix}^T \cdot \begin{pmatrix} \alpha^A \\ \alpha^B \\ \alpha^C \end{pmatrix}$$

O bien (vector de desplazamientos para carga unitaria)

$$|\bar{\delta}_{ji}| = [I_{ji}^N]^T \cdot |\alpha^N|$$

	+1	2	3	4	i	
A	$I_{11}^A$	$I_{21}^A$	$I_{31}^A$	$I_{41}^A$	$I_{i1}^A$	$\alpha^A$
B	$I_{11}^B$	$I_{21}^B$	$I_{31}^B$	$I_{41}^B$	$I_{i1}^B$	$\alpha^B$
C	$I_{11}^C$	$I_{21}^C$	$I_{31}^C$	$I_{41}^C$	$I_{i1}^C$	$\alpha^C$

**Figura 26. Factores de influencia para carga unitaria**

Utilizando la ecuación anterior para los puntos deseados es posible obtener la matriz de hundimientos por carga unitaria

$$|\bar{\delta}_{ji}| = \begin{pmatrix} \delta_{aa} & \delta_{ai} & \delta_{aj} & \delta_{ab} \\ \delta_{ia} & \delta_{ii} & \delta_{ij} & \delta_{ib} \\ \delta_{ja} & \delta_{ji} & \delta_{jj} & \delta_{jb} \\ \delta_{ba} & \delta_{bi} & \delta_{bj} & \delta_{bb} \end{pmatrix}$$

La matriz expresada transpuesta y multiplicándola por la matriz columnar de las cargas unitarias aplicadas en las áreas tributarias a, proporciona el vector de desplazamientos verticales de la superficie cargada y se define por la “Ecuación matricial de asentamientos o hundimientos”:

$$|\delta_i| = [\bar{\delta}_{ji}]^T |q_i|$$

Si las áreas tributarias se escogen iguales se obtendrá una matriz simétrica de desplazamientos unitarios, esto es  $\bar{\delta}_{ji} = \bar{\delta}_{ij}$ .

Si la cimentación es rígida y no hay excentricidad de carga, el asentamiento es uniforme, por lo que pueden obtenerse las reacciones R estimando un valor del asentamiento promedio  $\delta_a$ , esto es:

$$\delta_a = \frac{1}{n} \sum_i^n \delta_i$$

Por lo que puede resolverse el sistema:

$$|R| = [\bar{\delta}_{ij}]^{-1} \cdot |\delta'_a|$$

Así mismo, deberá verificarse el equilibrio de tal manera que:

$$W = \sum_1^n R_i \bar{a}_i$$

Si no se cumple, es necesario hacer una corrección de las reacciones obtenidas:

$$R_c = R \cdot \frac{W}{\sum_1^n q'_i \bar{a}_i}$$

En el caso de que la cimentación tenga una rigidez finita EI, habrá que sustituir al suelo de apoyo por una serie de resortes, los que pueden suponerse inicialmente por medio de la expresión:

$$K_i = \frac{R_{ci} \bar{a}_i}{\delta_i}$$

Considerando, además, el efecto que tendrá el momento permanente, que provocará un incremento de esfuerzos de contacto de la estructura de cimentación con el suelo, se deberá conocer el fenómeno de rotación inducido.

El momento de volteo de una cimentación rígida se puede expresar por

$$O_T = K_\theta \cdot \theta$$

en donde  $K_\theta$  es el módulo de rotación de la cimentación y  $\theta$  la amplitud del ángulo del movimiento de rotación.

Para el caso de rotación, cuando la superficie de contacto gira en un plano un ángulo  $\theta$  es posible obtener la *ecuación matricial de desplazamientos verticales para el caso de movimiento sísmico*.

$$|\delta_i| = [\overline{\delta}_{ji}]^T \cdot \left| \frac{R_i}{\bar{a}} \right|$$

Por simetría, es posible considerar que  $R_i/\bar{a}=\Delta q_i$ , y por tanto reducir la ecuación matricial antes expuesta.

$$[\overline{\delta}_{ji}]_{red} \cdot \left| \frac{\Delta q}{\theta} \right| = |x_i|$$

Donde  $x_i$  es la distancia al centro del área  $i$  cargada.

Resolviendo el sistema de ecuaciones se obtienen los valores  $\Delta q/\theta$ .

Considerando que el momento es:

$$O_T = \bar{a} \sum_1^n \Delta q_i \cdot x_i$$

de aquí se determina el módulo de cimentación por rotación de la base usando los valores obtenidos anteriormente.

$$K_\theta = \bar{a} \sum_1^n \frac{\Delta q_i}{\theta} \cdot R_i$$

Por último, las reacciones obtenidas para el caso de carga uniforme deberán sumarse con las reacciones obtenidas para el caso de momento.

Considerando 6 dovelas de 3.17 x 13 m, tal como se presenta en la figura 27, aplicando las ecuaciones anteriores, y considerando la excentricidad de las cargas análogamente a un análisis sísmico; la cimentación como un elemento infinitamente rígido; los materiales del sitio; y la condición de carga con y sin refuerzo, se obtuvieron los siguientes resultados.

	<b>Asentamiento promedio <math>\delta_a</math> [m]</b>	<b>Ángulo de rotación en la base [°]</b>	<b>Distorsión angular</b>	<b>Desplazamiento total en dir Y a 30 m [cm]</b>
<b><i>Estructura actual</i></b>	0.67	0.396	0.0069	21
<b><i>Estructura reforzada</i></b>	1.07	3.214	0.056	169

En las figuras 28 y 29, se presentan de manera gráfica los asentamientos y esfuerzos que se presentaran debidos a la carga vertical y momento permanente, para la condición de carga actual y la de refuerzo.

Los resultados obtenidos para la estructura actual son congruentes con los asentamientos y desplome reportados; por su parte, de optar por la propuesta de refuerzo se espera un incremento del orden de 40 cm, mientras que la distorsión angular aumentará considerablemente.

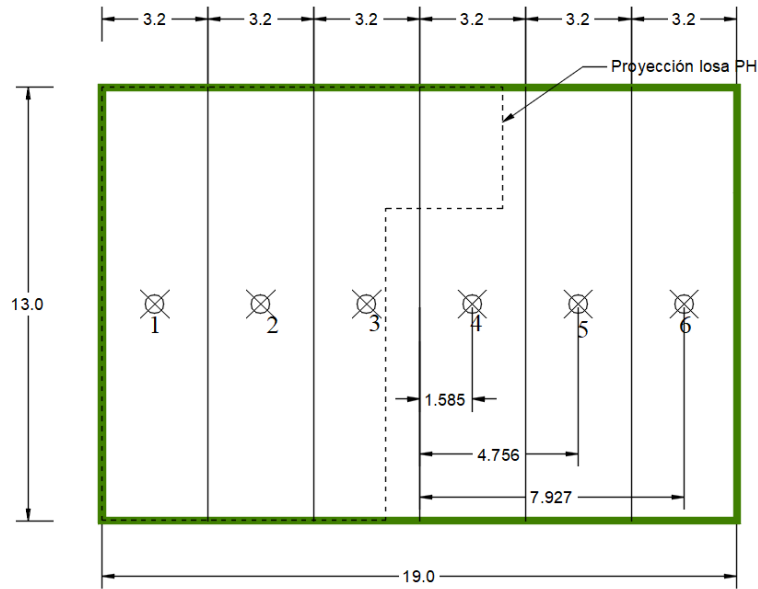


Figura 27. Dovelas de análisis

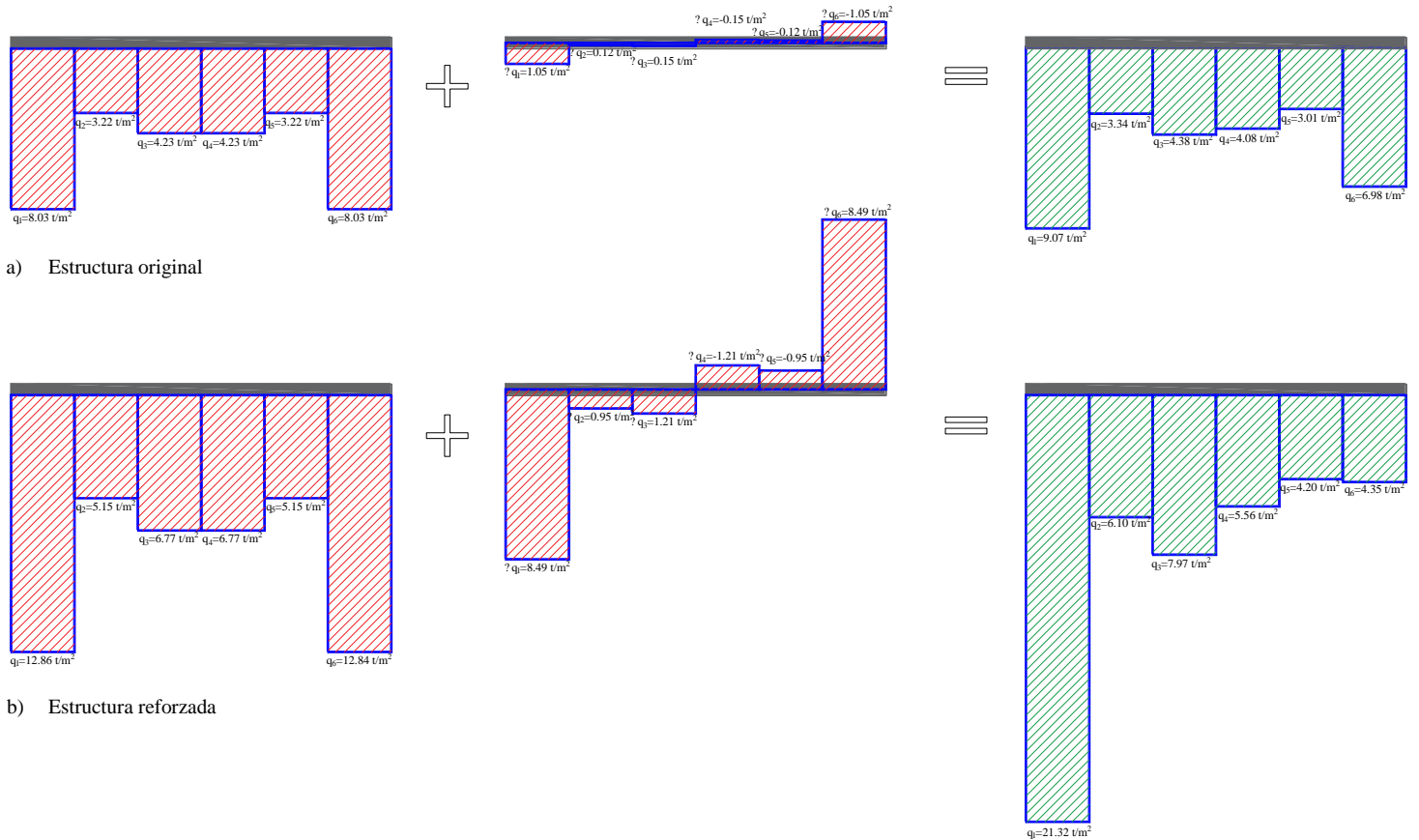
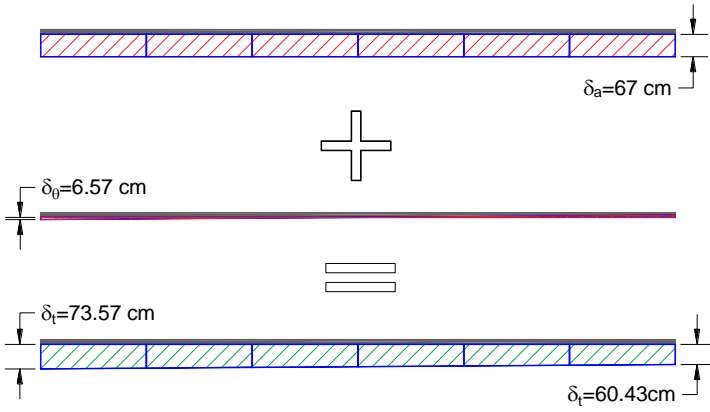
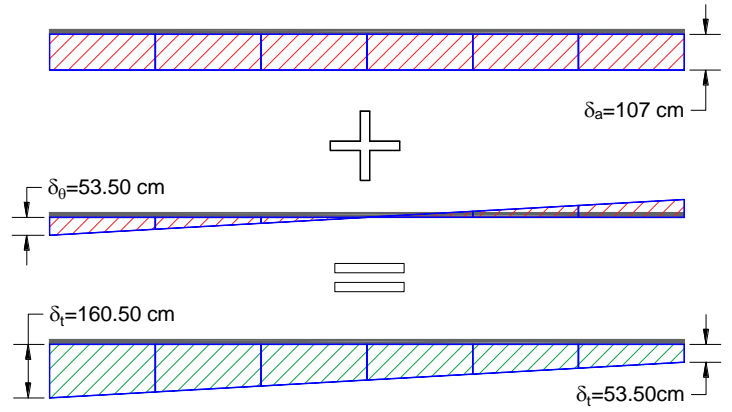


Figura 28. Esfuerzo en franjas cargadas



a) Estructura original



b) Estructura reforzada

**Figura 29. Deformación esperada**



# VII. REVISIÓN DEL CUMPLIMIENTO DEL ELF Y ELS, RCDF-2017

---

## VII.1. Revisión del Estado límite de falla

Dadas las condiciones estratigráficas del sitio, se estima que la superficie potencial de falla se desarrolla en la SAS, de esta manera, previendo un comportamiento predominantemente cohesivo de los materiales de desplante y atendiendo a los lineamientos establecidos en las NTC-DCC-2017 se verificará el cumplimiento de la desigualdad siguiente para las distintas combinaciones posibles de acciones verticales.

$$\frac{\sum QF_c}{A} < r$$

donde:

$\sum QF_c$  es la suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada en el nivel de desplante, afectadas por su respectivo factor de carga;

A es el área del elemento de cimentación;

r es la capacidad de carga unitaria reducida (es decir afectada por el factor de resistencia correspondiente) de la cimentación.

Para cimentaciones desplantadas en suelos cohesivos:

$$r = (c_u N_c) F_R + P_v$$

donde:

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

$N_c$  es el coeficiente de capacidad de carga dado por:  $N_c = 5.14 (1 + 0.25D_f/B + 0.25B/L)$

$P_v$  es la presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo;

$F_R$  es el factor de resistencia 0.65

Aplicando la ecuación anterior, para los materiales del sitio se tiene que:

$$r = 14 \frac{t}{m^2}$$

Como se observa en la figura 21 las esquinas 2, 3, y 4 se exceden el esfuerzo admisible, por lo tanto, **NO** se cumple con estado límite de falla establecido en las NTC-DCC-RCDF.

Tomando en cuenta que no se cumple bajo condiciones de carga permanente, se omite la revisión por sismo, por representar ésta una condición de análisis más severa para la cimentación.

Cabe señalar que, sin considerar la excentricidad permanente, el edificio no cumple con el ELF.

## VII.2. Revisión del Estado límite de servicio

Las NTC-DCC-RCDF y las NTC-CADEE-RCDF establecen que para cumplir con los estados límite de servicio deberán considerarse los siguientes valores de deformación máximos admisibles,

Límites máximos para movimientos y deformaciones originados en la cimentación			
Movimientos verticales	Asentamiento	Construcciones aisladas	< 30 cm
		Construcciones colindantes	< 15 cm
	Emersión		< 30 cm
	Velocidad del componente diferido		< 1 cm/semana
Inclinación media	Inclinación visible	< $100/(100+3h)$ por ciento	h = altura de construcción
Hundimiento diferencial	Distorsión angular en marcos de concreto		< $0.004(1.255-0.0636n)$

Como se observa, para las cargas consideradas, los movimientos verticales por asentamiento total se encuentran fuera del límite establecido, por su parte, el hundimiento diferencial que experimentará la estructura se encuentra por encima del máximo permitido (0.0022). Por lo tanto, **NO** se cumple con el estado límite de servicio.

# VIII. CONCLUSIONES

---

En este trabajo se realizó la revisión, desde el punto de vista geotécnico, de la cimentación de una estructura en la que fue necesario la colocación de un refuerzo estructural; se verificó el cumplimiento de los estados límite de falla y de servicio que establece el RCDF-2017; a partir de los cuales se derivan las siguientes conclusiones.

- De acuerdo con los estudios de vibración ambiental el periodo dominante del suelo  $T_s$  en campo libre es de 1.58 s, mientras que el SASID reporta valores de 1.438 s; la diferencia entre ambos periodos no difiere en más del 25 % al determinado con el SASID, por lo que, podrá emplearse el espectro elástico obtenido con el programa.
- De acuerdo con las observaciones del dictamen estructural realizado posterior al sismo, el edificio sufrió daños en elementos no estructurales, salvo por una columna del cubo de escaleras que presentó daños debidos al efecto de columna corta; sin embargo, se concluye que la super estructura deberá ser reforzada para cumplir con los ELF y ELS establecidos en el RCDF-2017.
- Conforme a las descargas proporcionadas para el proyecto de refuerzo, el inmueble presenta excentricidades bajo la condición de cargas permanente de 7.3 % y 8.8 % en sentido X y Y, respectivamente, debidas a la presencia del PH.
- El cajón de cimentación se encuentra parcialmente compensado (40%). El peso de la estructura reforzada mas la carga viva media, ocasiona una presión de contacto de 15.3 t/m<sup>2</sup>. La estructura actual descarga 13.9 t/m<sup>2</sup>, por lo que el refuerzo implica un aumento de 1.4 t/m<sup>2</sup>.
- A partir de las excentricidades y cargas, el esfuerzo máximo se presentará en la esquina 3 ubicada a la izquierda sobre la calle de Sonora (coincidente con el desplomo), y será del orden de 44.7 t/m<sup>2</sup> bajo una combinación de cargas permanente.
- Con base en los resultados del ISE, considerando el cajón como una estructura infinitamente rígida, el asentamiento máximo del inmueble se presentará en la calle de Sonora y el menor en la parte posterior del mismo.
- Con el refuerzo propuesto se espera un asentamiento promedio del orden de 1 m, con distorsión angular de 0.056
- Es de importancia mencionar que, durante su vida útil el edificio ha presentado ya asentamientos por consolidación, por lo que, a los resultados obtenidos deberá restarse el asentamiento observado en el sitio (50 cm conforme mediciones topográficas).
- Para la combinación de carga permanente, **NO** se cumple con el ELF que establecen las NTC-DCC-RCDF. Los alcances de este trabajo no incluyen la revisión por sismo, sin

embargo, se concluye que, representa una condición de análisis más severa para la cimentación.

- Los movimientos verticales por asentamiento total se encuentran fuera del límite establecido, por su parte, el hundimiento diferencial estimado la estructura se encuentra por encima del máximo permitido (0.0022). Por lo tanto, **NO** se cumple con el ELS.

De la revisión realizada, no se satisfacen los lineamientos establecidos por el RCDF-2017, por lo que se proponen varias alternativas de solución:

- a) El sistema de refuerzo de la super estructura representa un incremento de carga del orden de  $1.4 \text{ t/m}^2$  al de la estructura original, debido al sistema de cimentación con el que cuenta el edificio parece prudente optar por sistemas de refuerzo ligeros.
- b) El sistema de cimentación no tiene la capacidad para tomar excentricidades, por lo que se recomienda hacer coincidir el centro de cargas con el centro geométrico, ya sea con lastre o mediante redistribución del pent House; esta última alternativa tiene como ventaja reducir la demanda sísmica debida a la irregularidad y a la altura del edificio, y a largo plazo la eventual recuperación de la verticalidad.
- c) Recuperar la verticalidad del edificio con la finalidad del edificio mediante un proceso de subexcavación.
- d) Una vez controlada la verticalidad, por reglamento las demandas sísmicas consideradas ya no deberán de incrementarse, dejándose a un lado la penalización por el desplomo que presenta el inmueble.
- e) Deberá hacerse una revisión estructural considerando los elementos mecánicos a los que se verá sometido el cajón de cimentación a fin de evaluar el posible refuerzo de sus elementos estructurales.
- f) Por el desplomo existente el análisis de la estructura deberá considerar la influencia del efecto p-delta.

El refuerzo de las estructuras no debe tomarse a la ligera, implica un reto en el que todas las áreas deben estar en constante comunicación. Para el caso de estudio, el cambio en la rigidez y en este caso, el aumento del peso de la estructura repercute directamente en el comportamiento de la cimentación, por lo que deberá buscarse alguna otra alternativa que resulte eficiente no solo desde el punto de vista técnico, si no también, en cuanto a costos, procedimiento constructivo, distribución de espacios, etc.

# IX. REFERENCIAS

---

- COVITUR (1987). "Manual de Diseño Geotécnico". Departamento del Distrito Federal, México, D.F.
- E. Tamez (2001). "Ingeniería de cimentaciones". TGC Geotecnia, México, D.F.
- K. Terzaghi, R.B. Peck y G. Mesri (2002). "Soil mechanics in engineering practice". John Wiley & Sons, Inc. New York.
- L. Zeevaert (1983). "Foundation Engineering for difficult subsoil conditions". Van Nostrand Reinhold, 2a edición. New York.
- Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias (2017). Gobierno de la Ciudad de México.
- Normas para la Rehabilitación Sísmica de edificios de concreto dañados por el Sismo del 19 de septiembre de 2017
- Sismo del 19 de septiembre de 2017 M7.1, Puebla-Morelos, Dr. Miguel A. Jamies, Instituto de Ingeniería de la UNAM
- Reporte especial, Sismo del 19 de septiembre de 2017 M7.1, Puebla-Morelos, Grupo de trabajo del Servicio Sismológico Nacional, UNAM.
- Los Suelos Lacustres De La Ciudad De México, Jorge Abraham Díaz-Rodríguez, recuperado de <http://www.siagua.org/sites/default/files/documentos/documentos/SuelosLacustresDeMexico.pdf>
- Abeldaño Zúñiga RA, González Villoria AM. Desastres en México de 1990 a 2016: patrones de ocurrencia, población afectada y daños económicos. Rev Panam Salud Publica. 2018;42:e55. [https:// doi.org/10.26633/RPSP.2018.55](https://doi.org/10.26633/RPSP.2018.55)
- Macro sismos, Emilio Rosenblueth, Virginia García Acosta y Teresa Rojas Rabiela, Jesús Orozco Castellanos, Francisco J. Núñez de la Peñ. Recuperado de [http://www.cires.org.mx/docs\\_info/CIRES\\_006.pdf](http://www.cires.org.mx/docs_info/CIRES_006.pdf)
- Propuesta estructural de refuerzo para el edificio Sonora, col Hipódromo Condesa, julio 2018.
- Trabajos de exploración geotécnica para el edificio de Sonora, col. Hipódromo Condesa, marzo 2018.

ANEXO I  
Reporte fotográfico

---



*Fachada*



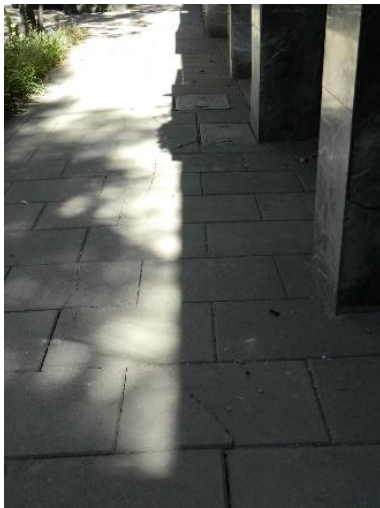
*Costado izquierdo*



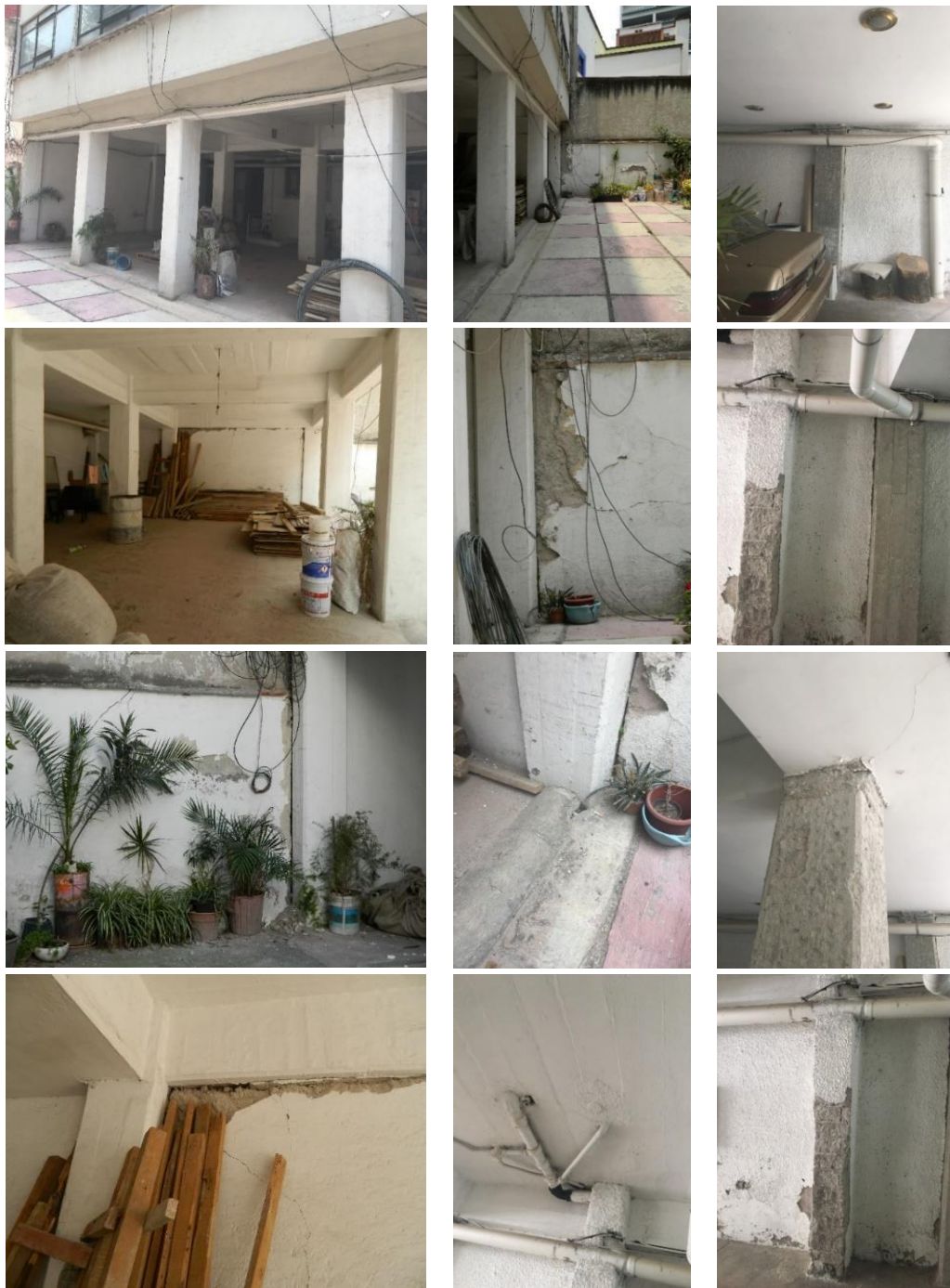
*Costado derecho*



*Acceso,  
nótese elementos de mampostería en fachada*



*Paso peatonal  
fractura por asentamiento en paso peatonal*



*Planta baja*

*Nótese sistema estructural a base de marcos rígidos,  
asentamiento del edificio y paso de instalaciones*

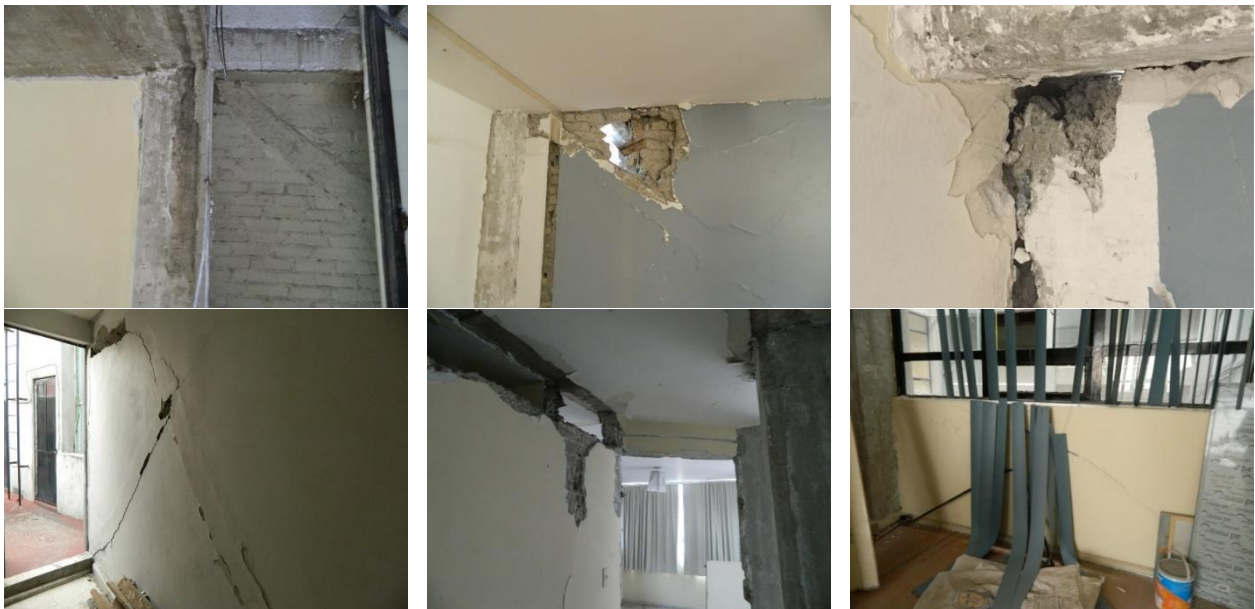




*Departamento tipo*  
*Nótese sistema estructural, espesor del recubrimiento en columnas, sistema de piso y espesor de rellenos*



*Cubo de escaleras  
Observese daños estructurales en columna*



*Muros de mampostería  
Se destaca refuerzo diagonal y grietas en muros*

ANEXO II  
Memoria de cálculo

---

Tabla A.I. Incrementos de esfuerzo para cada etapa de análisis

CS	Estratigrafía		Espesor D	Profundidad d media	z <sub>med</sub>	P <sub>od</sub>	U	σ <sub>od</sub>	Influencias Iz	q <sub>exc</sub>	Vσ <sub>exc</sub> P <sub>od</sub> -q <sub>exc</sub>	q <sub>org</sub>	Δσ <sub>org</sub> Vσ <sub>exc</sub> +q <sub>org</sub>	q <sub>ref</sub>	σ <sub>ref</sub>
	de	a													
Desplante	m	m	m	m	m	[t/m <sup>2</sup> ]	[t/m <sup>2</sup> ]	[t/m <sup>2</sup> ]	-	[t/m <sup>2</sup> ]	[t/m <sup>2</sup> ]	[t/m <sup>2</sup> ]	[t/m <sup>2</sup> ]	[t/m <sup>2</sup> ]	[t/m <sup>2</sup> ]
	0.00	2.50	2.50	1.25		1.73	0.00	1.73		0.0		0.0			
	2.50	4.00	1.50	3.25		4.49	0.75	3.74		0.0		0.0			
		4.00	-	4.00		5.52	1.50	4.02	1.000	5.52	0.00	12.20	12.20	3.10	15.30
SA	4.00	11.00	7.00	7.50	3.50	9.72	5.00	4.72	0.864	4.77	4.95	10.55	15.49	2.68	18.17
Lente	11.00	12.00	1.00	11.50	7.50	14.62	9.00	5.62	0.579	3.20	11.42	7.07	18.49	1.80	20.28
SA	12.00	17.00	5.00	14.50	10.50	18.32	12.00	6.32	0.413	2.28	16.04	5.04	21.08	1.28	22.36
Lente	17.00	18.50	1.50	17.75	13.75	22.67	15.25	7.42	0.292	1.61	21.06	3.56	24.62	0.90	25.52
SA	18.50	22.00	3.50	20.25	16.25	26.12	17.75	8.37	0.228	1.26	24.86	2.78	27.64	0.71	28.35
Lente	22.00	23.00	1.00	22.50	18.50	29.12	20.00	9.12	0.190	1.05	28.07	2.32	30.39	0.59	30.98
SA	23.00	25.00	2.00	24.00	20.00	31.37	21.50	9.87	0.164	0.90	30.47	1.99	32.46	0.51	32.97
Lente	25.00	25.50	0.50	25.25	21.25	33.17	22.75	10.42	0.148	0.82	32.35	1.80	34.16	0.46	34.61
SA	25.50	31.00	5.50	28.25	24.25	37.33	25.75	11.58	0.118	0.65	36.68	1.43	38.12	0.36	38.48
CD	31.00	35.00	4.00	33.00	29.00										

# Modelo geotécnico

Revisión para el estado actual (sin refuerzo)

## Estratigrafía y estado de esfuerzos inicial

### Estratigrafía

- Número de estratos
- Nivel freático

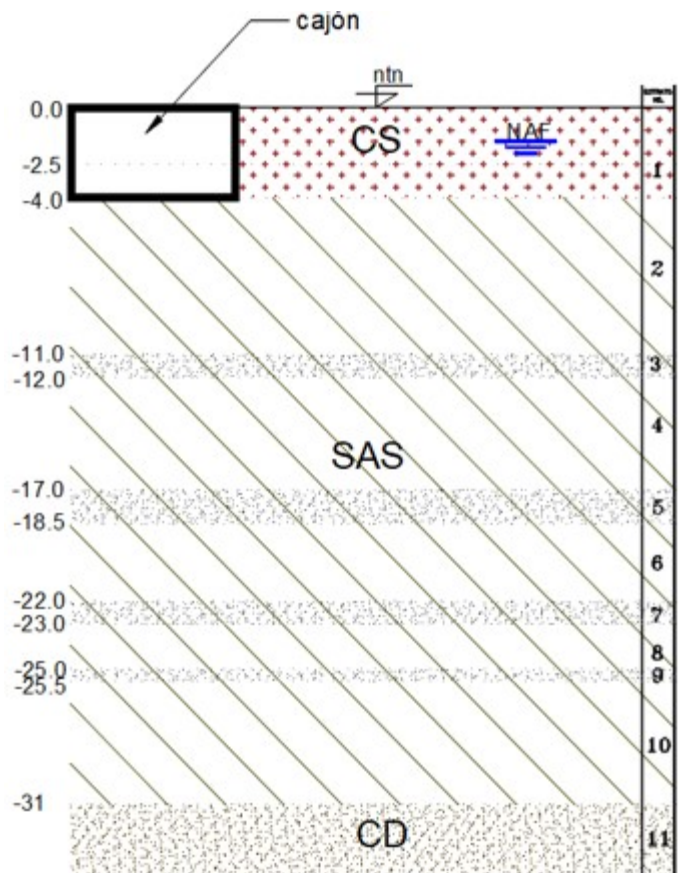
NE := 10

NAF := 2.5

m

- Parámetros de diseño

D [m]	$\gamma$ [t/m <sup>3</sup> ]	c [t/m <sup>2</sup> ]	$\phi$ [°]	ESTRATO
4	1.38	3	22	CS
7	1.2	2	0	SAS1
1	1.4	0	28	LENTE
5	1.2	3.75	0	SAS2
1.5	1.8	0	28	LENTE
3.5	1.2	5.5	0	SAS3
1	1.8	0	28	LENTE
2	1.35	7.5	0	SAS4
0.5	1.8	0	28	LENTE
5.5	1.35	8.75	0	SAS5
30	1.8	0	28	CD





## Estado de esfuerzos del sitio

### Esfuerzo total

$$P_{od} = \gamma \cdot z$$

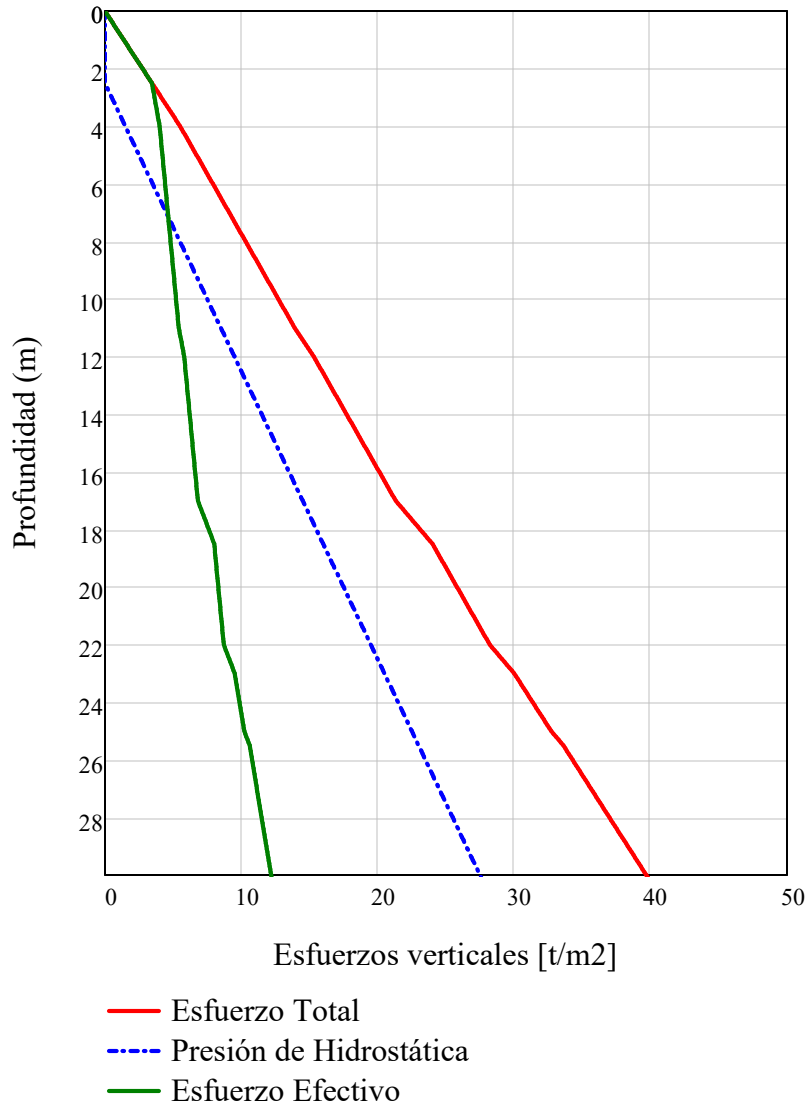
$$P_{od}(4) = 5.52 \frac{t}{m^2}$$

### Esfuerzo efectivo

$$\sigma_v = P_{od} - U$$

$$\sigma_v(4) = 4.02 \frac{t}{m^2}$$

*Gráfico del estado de esfuerzos del sitio*



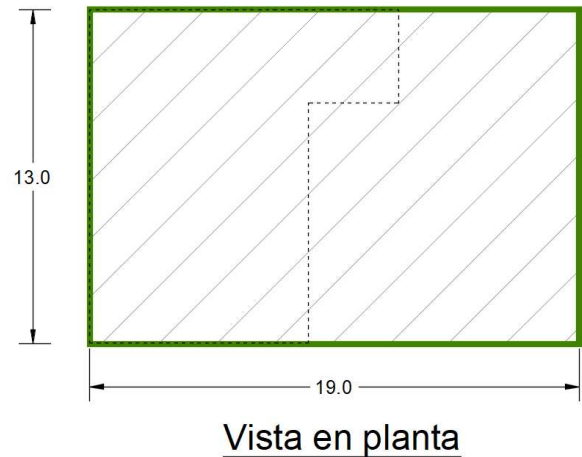
## Características de la cimentación

### Cajón

Ancho            Largo  
 $a := 13 \text{ m}$        $b := 19 \text{ m}$

Área  
 $\text{Area} := a \cdot b = 247 \text{ m}^2$

Profundidad de desplante  
 $D_f := 4 \text{ m}$



### Descarga de la estructura

- Descarga total de la estructura  $CM+CV_{MED}$

*Actual*

$$q_{org} := 12.18 \frac{t}{m^2}$$

$$W_{Torg} := q_{org} \cdot \text{Area} = 3008.46 \text{ t}$$

$$M_{org} := 746.52 \text{ t}\cdot\text{m}$$

*Reforzada*

$$q_{oref} := 15.3 \frac{t}{m^2}$$

$$W_{Tref} := q_{oref} \cdot \text{Area} = 3779.1 \text{ t}$$

$$M_{ref} := 6061 \text{ t}\cdot\text{m}$$

- Incremento de carga debido al refuerzo

$$\text{Inc}_{ref} := q_{oref} - q_{org} = 3.12 \frac{t}{m^2}$$

### Análisis de compensación

- Fuerza de subpresión a la profundidad de desplante

$$U(D_f) = 1.5 \frac{t}{m^2}$$

- Esfuerzo efectivo hacia el suelo

*Original*

$$q_{eorg} := q_{org} - U(D_f) = 10.68 \frac{t}{m^2}$$

$$W_{eorg} := q_{eorg} \cdot \text{Area} = 2637.96 \text{ t}$$

- Esfuerzo a nivel de desplante

$$P_{od}(D_f) = 5.52 \frac{t}{m^2}$$

*Refuerzo*

$$q_{eref} := q_{oref} - U(D_f) = 13.8 \frac{t}{m^2}$$

$$W_{eref} := q_{eref} \cdot \text{Area} = 3408.6 \text{ t}$$

- Incremento neto de esfuerzos a la profundidad de desplante

*Original*

$$\Delta\sigma_{\text{org}} := q_{\text{eorg}} - P_{\text{od}}(D_f) = 5.16 \quad \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

*Refuerzo*

$$\Delta\sigma_{\text{ref}} := q_{\text{eref}} - P_{\text{od}}(D_f) = 8.28 \quad \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

### Calculo de influencias

- Numero de estratos

$$\text{NE} := 10$$

- Profundidad media de cada estrato:

$$z := \begin{pmatrix} 7.5 \\ 11.5 \\ 14.5 \\ 17.75 \\ 20.25 \\ 22.25 \\ 24 \\ 25.25 \\ 28.25 \\ 33 \end{pmatrix} - D_f = \begin{pmatrix} 3.5 \\ 7.5 \\ 10.5 \\ 13.75 \\ 16.25 \\ 18.25 \\ 20 \\ 21.25 \\ 24.25 \\ 29 \end{pmatrix}$$

- Número de puntos

$$\text{NP} := 1$$

- Coordenada en X de los puntos en donde se desea conocer la influencia:

$$x := (0)$$



Matriz de influencias

$$MI_{\chi^2} = \begin{pmatrix} 0.8644 \\ 0.5791 \\ 0.4131 \\ 0.2917 \\ 0.2281 \\ 0.19 \\ 0.1635 \\ 0.1477 \\ 0.1175 \\ 0.0853 \end{pmatrix}$$



## Interacción Suelo Estructura

Ancho del cajón	Largo del cajón	Número de franjas a lo largo del cajón	Ancho de franja
$a = 13 \quad \text{m}$	$b = 19 \quad \text{m}$	$NF := 6$	$Af := \frac{b}{NF} = 3.17 \quad \text{m}$
$a_{fr} := Af \cdot a = 41.1667 \quad \text{m}^2$			

- Espesor de los estratos y propiedades de deformación debidos al incremento neto de esfuerzos.

Numero de estratos

$$NE := 10$$

- Profundidad media de cada estrato por debajo del cajón:

$$D := \begin{pmatrix} 7 \\ 1 \\ 5.5 \\ 1.5 \\ 3.5 \\ 1 \\ 2 \\ 0.5 \\ 5.5 \\ 4 \end{pmatrix} \cdot 100 \quad m_v := \begin{pmatrix} 0.147654005 \\ 0 \\ 0.093188 \\ 0 \\ 0.21312873 \\ 0 \\ 0.025602 \\ 0 \\ 0.292740047 \\ 0 \end{pmatrix} \frac{\text{cm}^2}{\text{kg}} \quad z = \begin{pmatrix} 3.5 \\ 7.5 \\ 10.5 \\ 13.75 \\ 16.25 \\ 18.25 \\ 20 \\ 21.25 \\ 24.25 \\ 29 \end{pmatrix}$$

- Geometría en planta de las franjas cargadas

Ancho de franja                      Largo de franja

$$aa := \frac{b}{NF} = 3.1667$$

$$bb := a = 13$$



- Coordenada en X de los puntos en donde se desea conocer la influencia de cada franja (matriz) distribución uniforme (igual ancho de franja):

$$x = \begin{pmatrix} 0 & 3.1667 & 6.3333 & 9.5 & 12.6667 & 15.8333 \\ 3.1667 & 0 & 3.1667 & 6.3333 & 9.5 & 12.6667 \\ 6.3333 & 3.1667 & 0 & 3.1667 & 6.3333 & 9.5 \\ 9.5 & 6.3333 & 3.1667 & 0 & 3.1667 & 6.3333 \\ 12.6667 & 9.5 & 6.3333 & 3.1667 & 0 & 3.1667 \\ 15.8333 & 12.6667 & 9.5 & 6.3333 & 3.1667 & 0 \end{pmatrix}$$

## Cálculo de influencias Frölich

Factores de forma

$$\alpha_0(x, z, B) := \operatorname{atan}\left(\frac{B}{\sqrt{x^2 + z^2}}\right) \quad \psi_1(x, z, \lambda) := \operatorname{atan}\left(\frac{x + \frac{\lambda}{2}}{z}\right) \quad \psi_2(x, z, \lambda) := \operatorname{atan}\left(\frac{x - \frac{\lambda}{2}}{z}\right)$$

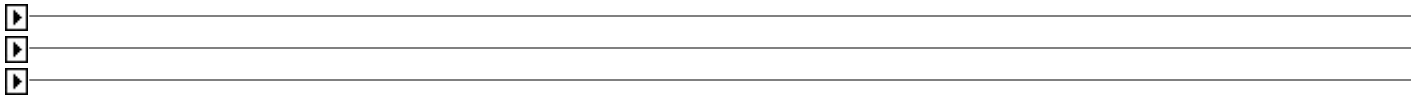
- Para  $\chi=2$ : suelo estratificado con estratos de diferentes deformabilidades.

$$I_{ji} := \frac{1}{\pi} \left[ (\alpha_0) + \frac{(\sin(2\alpha_0))}{2} \right] \cdot (\sin(\psi_1) - \sin(\psi_2)) \quad \blacksquare$$

- Para  $\chi=3$ : solución de Boussinesq, suelo homogéneo e isótropo

$$I_{ji} := \frac{3}{2\pi} \left[ \sin(\alpha_0) - \frac{(\sin(\alpha_0))^3}{3} \right] \cdot [(\psi_1 - \psi_2) + (\sin(\psi_1 - \psi_2) \cdot \cos(\psi_1 + \psi_2))] \quad \blacksquare$$

$\chi := 2$



- Deformación volumétrica por estrato

$$\alpha = \begin{pmatrix} 0.1034 \\ 0 \\ 0.0513 \\ 0 \\ 0.0746 \\ 0 \\ 0.0051 \\ 0 \\ 0.161 \\ 0 \end{pmatrix} \quad \frac{\text{m}^3}{\text{t}}$$

- Matriz unitaria de desplazamientos

$$d = \begin{pmatrix} 0.052 & 0.029 & 0.013 & 0.008 & 0.005 & 0.003 \\ 0.029 & 0.052 & 0.029 & 0.013 & 0.008 & 0.005 \\ 0.013 & 0.029 & 0.052 & 0.029 & 0.013 & 0.008 \\ 0.008 & 0.013 & 0.029 & 0.052 & 0.029 & 0.013 \\ 0.005 & 0.008 & 0.013 & 0.029 & 0.052 & 0.029 \\ 0.003 & 0.005 & 0.008 & 0.013 & 0.029 & 0.052 \end{pmatrix} \quad \frac{\text{m}^3}{\text{t}}$$

- Esfuerzo de contacto

$$q_0 := \Delta\sigma_{\text{org}} \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

- Vector de cargas

$$q_0 := \begin{cases} \text{for } w \in 1..NF \\ q_{0w} \leftarrow q_0 \\ q_0 \end{cases} \quad q_0 = \begin{pmatrix} 5.16 \\ 5.16 \\ 5.16 \\ 5.16 \\ 5.16 \\ 5.16 \end{pmatrix} \cdot \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

- Asentamientos por franja

$$\delta := d \cdot \frac{\text{m}^3}{\text{tonnef}} \cdot q_0 \quad \delta = \begin{pmatrix} 0.5692 \\ 0.7014 \\ 0.7423 \\ 0.7423 \\ 0.7014 \\ 0.5692 \end{pmatrix} \text{m}$$

- Asentamiento promedio

$$\delta_a := \frac{\sum \delta}{NF} \quad \delta_a = 67.0983 \cdot \text{cm}$$

- Reacciones del terreno

$$\delta_a := \begin{cases} \text{for } w \in 1..NF \\ \delta_{aw} \leftarrow \delta_a \\ \delta_a \end{cases} \quad \delta_a = \begin{pmatrix} 67.0983 \\ 67.0983 \\ 67.0983 \\ 67.0983 \\ 67.0983 \\ 67.0983 \end{pmatrix} \cdot \text{cm} \quad R := \left( d^{-1} \cdot \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3} \right) \cdot \delta_a \quad R = \begin{pmatrix} 8.364 \\ 3.355 \\ 4.409 \\ 4.409 \\ 3.355 \\ 8.364 \end{pmatrix} \cdot \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

- Factor de corrección

$$\Sigma Q_v := \text{Area} \cdot \text{m}^2 \cdot q_{01}$$

$$\Sigma Q_v = 1274.52 \cdot \text{Ton}$$

$$\sum_{i=1}^{NF} \left( R_i \cdot a_i \cdot b_i \cdot \text{m}^2 \right) = 1327.862 \cdot \text{Ton}$$

$$F_c := \frac{\Sigma Q_v}{\sum_{i=1}^{NF} \left( R_i \cdot a_i \cdot b_i \cdot \text{m}^2 \right)} = 0.96$$

- Reacción corregida cimentación infinitamente rígida

$$R_c := F_c \cdot R \quad R_c = \begin{pmatrix} 8.0278 \\ 3.2207 \\ 4.2316 \\ 4.2316 \\ 3.2207 \\ 8.0278 \end{pmatrix} \cdot \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \quad R_c \cdot b \cdot \text{m} = \begin{pmatrix} 104.3608 \\ 41.8688 \\ 55.0104 \\ 55.0104 \\ 41.8688 \\ 104.3608 \end{pmatrix} \cdot \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

- Módulo de reacción del terreno

$$k := \frac{Rc}{\delta_a} \quad k = \begin{pmatrix} 11.9642 \\ 4.7999 \\ 6.3065 \\ 6.3065 \\ 4.7999 \\ 11.9642 \end{pmatrix} \cdot \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3}$$

Por franja

$$K_f := k \cdot aa \cdot bb \cdot m^2 = \begin{pmatrix} 492.525 \\ 197.597 \\ 259.619 \\ 259.619 \\ 197.597 \\ 492.525 \end{pmatrix} \cdot \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

## Rotación

- Matriz unitaria de desplazamientos

$$d = \begin{pmatrix} 0.0523 & 0.0291 & 0.0129 & 0.0076 & 0.005 & 0.0035 \\ 0.0291 & 0.0523 & 0.0291 & 0.0129 & 0.0076 & 0.005 \\ 0.0129 & 0.0291 & 0.0523 & 0.0291 & 0.0129 & 0.0076 \\ 0.0076 & 0.0129 & 0.0291 & 0.0523 & 0.0291 & 0.0129 \\ 0.005 & 0.0076 & 0.0129 & 0.0291 & 0.0523 & 0.0291 \\ 0.0035 & 0.005 & 0.0076 & 0.0129 & 0.0291 & 0.0523 \end{pmatrix} \frac{\text{m}^3}{\text{t}}$$

- Distancia al centro de c/ franja a partir del centro geométrico

$$x_r := \begin{pmatrix} \frac{x_{1,2}}{2} + 2 \cdot a_1 \\ \frac{x_{1,2}}{2} + a_1 \\ \frac{x_{1,2}}{2} \\ \frac{x_{1,2}}{2} \\ -\left(\frac{x_{1,2}}{2} + a_1\right) \\ -\left(\frac{x_{1,2}}{2} + 2 \cdot a_1\right) \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 7.9167 \\ 4.75 \\ 1.5833 \\ -1.5833 \\ -4.75 \\ -7.9167 \end{pmatrix} \text{ m}$$

- Vector de desplazamientos

$$\delta_{ij} := d \cdot x_r$$

$$\delta_{ij} = \begin{pmatrix} 0.5098 \\ 0.429 \\ 0.156 \\ -0.156 \\ -0.429 \\ -0.5098 \end{pmatrix} \text{ m}$$

$$q_\theta = \frac{\Delta q}{\theta}$$

$$q_\theta := d^{-1} \cdot x_r$$

$$q_\theta = \begin{pmatrix} 151.32 \\ 16.91 \\ 21.49 \\ -21.49 \\ -16.91 \\ -151.32 \end{pmatrix} \frac{\text{t}}{\text{m}^2 \text{ rad}}$$

$$Q_\theta = \frac{\Delta Q}{\theta}$$

$$Q_\theta := a_{fr} \cdot q_\theta$$

$$Q_\theta = \begin{pmatrix} 6229.33 \\ 695.93 \\ 884.52 \\ -884.52 \\ -695.93 \\ -6229.33 \end{pmatrix} \frac{\text{t}}{\text{rad}}$$

- Módulo por rotación

$$K_{\theta} := a_{fr} \cdot \sum (\overrightarrow{q_{\theta} \cdot x_r}) = 108043.28 \quad \frac{t \cdot m}{rad}$$

- Momento

$$M = K_{\theta} \cdot \theta$$

$$\theta = \frac{M}{K_{\theta}} \quad \theta := \frac{M_{org}}{\sum (\overrightarrow{Q_{\theta} \cdot x_r})} \quad \begin{array}{l} \theta = 0.0069 \cdot rad \\ \theta = 0.3959 \cdot ^{\circ} \end{array}$$

$$\delta_{max} := \frac{19}{2} \cdot \tan(\theta) \cdot 100 = 6.56 \text{ cm}$$

$$\theta = 0.3959 \cdot ^{\circ}$$

$$\delta_1 := \theta \cdot x_{r1} = 0.0547 \text{ m} \quad \delta_1 \cdot 100 = 5.47$$

$$\delta_2 := \theta \cdot x_{r2} = 0.0328 \text{ m} \quad \delta_2 \cdot 100 = 3.282$$

$$\delta_3 := \theta \cdot x_{r3} = 0.0109 \text{ m} \quad \delta_3 \cdot 100 = 1.094$$

$$\Delta q := q_{\theta} \cdot \theta = \begin{pmatrix} 1.05 \\ 0.12 \\ 0.15 \\ -0.15 \\ -0.12 \\ -1.05 \end{pmatrix} \quad \frac{t}{m^2}$$

$$M := \theta \cdot \sum (\overrightarrow{Q_{\theta} \cdot x_r}) = 746.52$$

$$M_{org} = 746.52 \quad t \cdot m$$

$$\Delta := 30 \cdot \tan(\theta) = 0.2073 \quad m$$

$$\Delta \cdot m = 20.7287 \cdot cm$$

$$\Delta_{sit} := \frac{132 + 340}{2} \cdot mm = 23.6 \cdot cm$$

$$q_{tot} := Rc + \Delta q \cdot \frac{tonnef}{m^2} = \begin{pmatrix} 9.0733 \\ 3.3375 \\ 4.38 \\ 4.0831 \\ 3.1039 \\ 6.9822 \end{pmatrix} \cdot \frac{tonnef}{m^2}$$

# Modelo geotécnico

Revisión para la estructura reforzada

## Estratigrafía y estado de esfuerzos inicial

### Estratigrafía

- Número de estratos
- Nivel freático

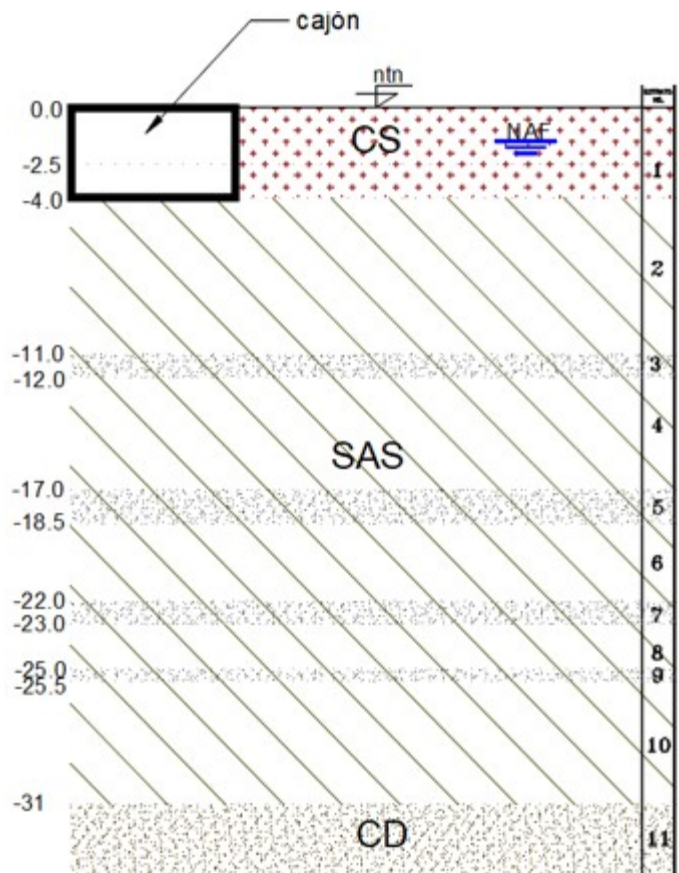
NE := 10

NAF := 2.5

m

- Parámetros de diseño

D [m]	$\gamma$ [t/m <sup>3</sup> ]	c [t/m <sup>2</sup> ]	$\phi$ [°]	ESTRATO
4	1.38	3	22	CS
7	1.2	2	0	SAS1
1	1.4	0	28	LENTE
5	1.2	3.75	0	SAS2
1.5	1.8	0	28	LENTE
3.5	1.2	5.5	0	SAS3
1	1.8	0	28	LENTE
2	1.35	7.5	0	SAS4
0.5	1.8	0	28	LENTE
5.5	1.35	8.75	0	SAS5
30	1.8	0	28	CD





## Estado de esfuerzos del sitio

### Esfuerzo total

$$P_{od} = \gamma \cdot z$$

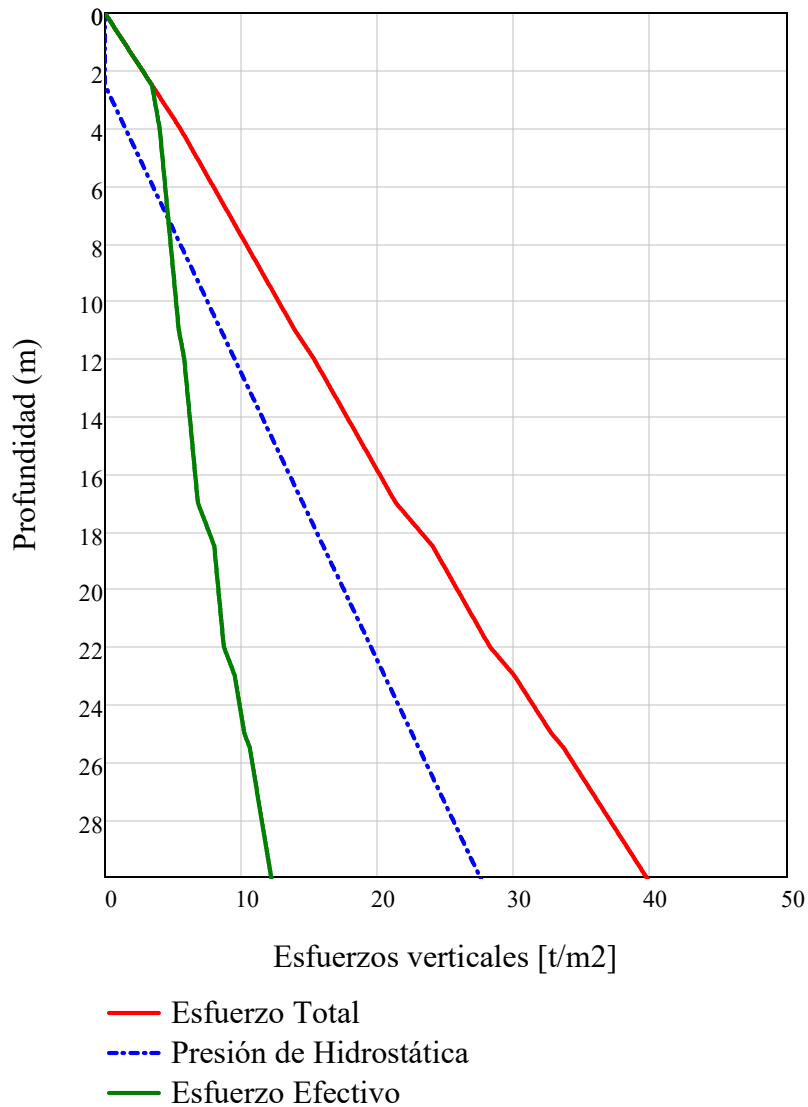
$$P_{od}(4) = 5.52 \frac{t}{m^2}$$

### Esfuerzo efectivo

$$\sigma_v = P_{od} - U$$

$$\sigma_v(4) = 4.02 \frac{t}{m^2}$$

*Gráfico del estado de esfuerzos del sitio*



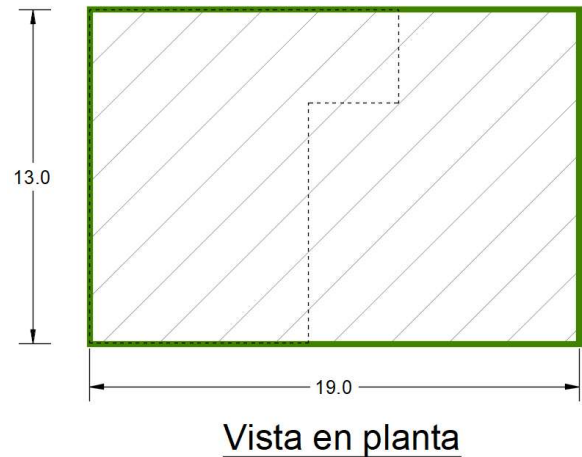
## Características de la cimentación

### Cajón

Ancho            Largo  
 $a := 13 \text{ m}$        $b := 19 \text{ m}$

Área  
 $\text{Area} := a \cdot b = 247 \text{ m}^2$

Profundidad de desplante  
 $D_f := 4 \text{ m}$



### Descarga de la estructura

- Descarga total de la estructura  $CM+CV_{MED}$

*Actual*

$$q_{org} := 12.18 \frac{t}{m^2}$$

$$W_{Torg} := q_{org} \cdot \text{Area} = 3008.46 \text{ t}$$

$$M_{org} := 746.52 \text{ t}\cdot\text{m}$$

*Reforzada*

$$q_{oref} := 15.27 \frac{t}{m^2}$$

$$W_{Tref} := q_{oref} \cdot \text{Area} = 3771.69 \text{ t}$$

$$M_{ref} := 6061 \text{ t}\cdot\text{m}$$

- Incremento de carga debido al refuerzo

$$\text{Inc}_{ref} := q_{oref} - q_{org} = 3.09 \frac{t}{m^2}$$

### Análisis de compensación

- Fuerza de subpresión a la profundidad de desplante

$$U(D_f) = 1.5 \frac{t}{m^2}$$

- Esfuerzo efectivo hacia el suelo

*Original*

$$q_{eorg} := q_{org} - U(D_f) = 10.68 \frac{t}{m^2}$$

$$W_{eorg} := q_{eorg} \cdot \text{Area} = 2637.96 \text{ t}$$

- Esfuerzo a nivel de desplante

$$P_{od}(D_f) = 5.52 \frac{t}{m^2}$$

*Refuerzo*

$$q_{eref} := q_{oref} - U(D_f) = 13.77 \frac{t}{m^2}$$

$$W_{eref} := q_{eref} \cdot \text{Area} = 3401.19 \text{ t}$$



- Incremento neto de esfuerzos a la profundidad de desplante

*Original*

$$\Delta\sigma_{\text{org}} := q_{\text{eorg}} - P_{\text{od}}(D_f) = 5.16 \quad \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

*Refuerzo*

$$\Delta\sigma_{\text{ref}} := q_{\text{eref}} - P_{\text{od}}(D_f) = 8.25 \quad \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

### Calculo de influencias

- Numero de estratos

$$\text{NE} := 10$$

- Número de puntos

$$\text{NP} := 1$$

- Profundidad media de cada estrato:

$$z := \begin{pmatrix} 7.5 \\ 11.5 \\ 14.5 \\ 17.75 \\ 20.25 \\ 22.25 \\ 24 \\ 25.25 \\ 28.25 \\ 33 \end{pmatrix} - D_f = \blacksquare$$

- Coordenada en X de los puntos en donde se desea conocer la influencia:

$$x := (0)$$



Matriz de influencias

$$MI_{\chi^2} = \begin{pmatrix} 0.8644 \\ 0.5791 \\ 0.4131 \\ 0.2917 \\ 0.2281 \\ 0.19 \\ 0.1635 \\ 0.1477 \\ 0.1175 \\ 0.0853 \end{pmatrix}$$

## Interacción Suelo Estructura

Ancho del cajón	Largo del cajón	Número de franjas a lo largo del cajón	Ancho de franja
$a = 13 \quad \text{m}$	$b = 19 \quad \text{m}$	$NF := 6$	$Af := \frac{b}{NF} = 3.17 \quad \text{m}$
$a_{fr} := Af \cdot a = 41.1667 \quad \text{m}^2$			

- Espesor de los estratos y propiedades de deformación debidos al incremento neto de esfuerzos.

Numero de estratos

$$NE := 10$$

- Profundidad media de cada estrato por debajo del cajón:

$$D := \begin{pmatrix} 7 \\ 1 \\ 5.5 \\ 1.5 \\ 3.5 \\ 1 \\ 2 \\ 0.5 \\ 5.5 \\ 4 \end{pmatrix} \cdot 100 \quad m_v := \begin{pmatrix} 0.147654005 \\ 0 \\ 0.093188 \\ 0 \\ 0.21312873 \\ 0 \\ 0.025602 \\ 0 \\ 0.292740047 \\ 0 \end{pmatrix} \frac{\text{cm}^2}{\text{kg}} \quad z = \begin{pmatrix} 3.5 \\ 7.5 \\ 10.5 \\ 13.75 \\ 16.25 \\ 18.25 \\ 20 \\ 21.25 \\ 24.25 \\ 29 \end{pmatrix}$$

- Geometría en planta de las franjas cargadas

Ancho de franja

Largo de franja

$$aa := \frac{b}{NF} = 3.1667$$

$$bb := a = 13$$



- Coordenada en X de los puntos en donde se desea conocer la influencia de cada franja (matriz) distribución uniforme (igual ancho de franja):

$$x = \begin{pmatrix} 0 & 3.1667 & 6.3333 & 9.5 & 12.6667 & 15.8333 \\ 3.1667 & 0 & 3.1667 & 6.3333 & 9.5 & 12.6667 \\ 6.3333 & 3.1667 & 0 & 3.1667 & 6.3333 & 9.5 \\ 9.5 & 6.3333 & 3.1667 & 0 & 3.1667 & 6.3333 \\ 12.6667 & 9.5 & 6.3333 & 3.1667 & 0 & 3.1667 \\ 15.8333 & 12.6667 & 9.5 & 6.3333 & 3.1667 & 0 \end{pmatrix}$$

## Cálculo de influencias Frölich

Factores de forma

$$\alpha_0(x, z, B) := \operatorname{atan}\left(\frac{B}{\sqrt{x^2 + z^2}}\right) \quad \psi_1(x, z, \lambda) := \operatorname{atan}\left(\frac{x + \frac{\lambda}{2}}{z}\right) \quad \psi_2(x, z, \lambda) := \operatorname{atan}\left(\frac{x - \frac{\lambda}{2}}{z}\right)$$

- Para  $\chi=2$ : suelo estratificado con estratos de diferentes deformabilidades.

$$I_{ji} := \frac{1}{\pi} \left[ (\alpha_0) + \frac{(\sin(2\alpha_0))}{2} \right] \cdot (\sin(\psi_1) - \sin(\psi_2)) \quad \blacksquare$$

- Para  $\chi=3$ : solución de Boussinesq, suelo homogéneo e isótropo

$$I_{ji} := \frac{3}{2\pi} \left[ \sin(\alpha_0) - \frac{(\sin(\alpha_0))^3}{3} \right] \cdot [(\psi_1 - \psi_2) + (\sin(\psi_1 - \psi_2) \cdot \cos(\psi_1 + \psi_2))] \quad \blacksquare$$

$\chi := 2$



- Deformación volumétrica por estrato

$$\alpha = \begin{pmatrix} 0.1034 \\ 0 \\ 0.0513 \\ 0 \\ 0.0746 \\ 0 \\ 0.0051 \\ 0 \\ 0.161 \\ 0 \end{pmatrix} \quad \frac{\text{m}^3}{\text{t}}$$

- Matriz unitaria de desplazamientos

$$d = \begin{pmatrix} 0.052 & 0.029 & 0.013 & 0.008 & 0.005 & 0.003 \\ 0.029 & 0.052 & 0.029 & 0.013 & 0.008 & 0.005 \\ 0.013 & 0.029 & 0.052 & 0.029 & 0.013 & 0.008 \\ 0.008 & 0.013 & 0.029 & 0.052 & 0.029 & 0.013 \\ 0.005 & 0.008 & 0.013 & 0.029 & 0.052 & 0.029 \\ 0.003 & 0.005 & 0.008 & 0.013 & 0.029 & 0.052 \end{pmatrix} \quad \frac{\text{m}^3}{\text{t}}$$

- Esfuerzo de contacto

$$q_0 := \Delta\sigma_{\text{ref}} \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

- Vector de cargas

$$q_0 := \begin{cases} \text{for } w \in 1..NF \\ q_0^w \leftarrow q_0 \\ q_0 \end{cases} \quad q_0 = \begin{pmatrix} 8.25 \\ 8.25 \\ 8.25 \\ 8.25 \\ 8.25 \\ 8.25 \end{pmatrix} \cdot \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

- Asentamientos por franja

$$\delta := d \cdot \frac{\text{m}^3}{\text{tonnef}} \cdot q_0 \quad \delta = \begin{pmatrix} 0.91 \\ 1.1215 \\ 1.1869 \\ 1.1869 \\ 1.1215 \\ 0.91 \end{pmatrix} \text{m}$$

- Asentamiento promedio

$$\delta_a := \frac{\sum \delta}{NF} \quad \delta_a = 107.2792 \cdot \text{cm} \quad \delta_a = 1.0728 \text{ m}$$

$$\delta_a := \begin{cases} \text{for } w \in 1..NF \\ \delta_{a_w} \leftarrow \delta_a \\ \delta_a \end{cases} \quad \delta_a = \begin{pmatrix} 107.2792 \\ 107.2792 \\ 107.2792 \\ 107.2792 \\ 107.2792 \\ 107.2792 \end{pmatrix} \cdot \text{cm} \quad R := \left( d^{-1} \cdot \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3} \right) \cdot \delta_a \quad R = \begin{pmatrix} 13.372 \\ 5.365 \\ 7.049 \\ 7.049 \\ 5.365 \\ 13.372 \end{pmatrix} \cdot \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

- Reacciones del terreno

- Factor de corrección

$$\Sigma Q_v := \text{Area} \cdot \text{m}^2 \cdot q_{01} \quad \Sigma Q_v = 2037.75 \cdot \text{Ton} \quad \sum_{i=1}^{NF} \left( R_i \cdot a_i \cdot b_i \cdot \text{m}^2 \right) = 2123.034 \cdot \text{Ton}$$

$$F_c := \frac{\Sigma Q_v}{\sum_{i=1}^{NF} \left( R_i \cdot a_i \cdot b_i \cdot \text{m}^2 \right)} = 0.96$$

- Reacción corregida cimentación infinitamente rígida

$$R_c := F_c \cdot R \quad R_c = \begin{pmatrix} 12.8351 \\ 5.1493 \\ 6.7656 \\ 6.7656 \\ 5.1493 \\ 12.8351 \end{pmatrix} \cdot \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \quad R_c \cdot b_b \cdot \text{m} = \begin{pmatrix} 166.856 \\ 66.9413 \\ 87.9527 \\ 87.9527 \\ 66.9413 \\ 166.856 \end{pmatrix} \cdot \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

- Módulo de reacción del terreno

Por franja

$$k := \frac{R_c}{\delta_a} \quad k = \begin{pmatrix} 11.9642 \\ 4.7999 \\ 6.3065 \\ 6.3065 \\ 4.7999 \\ 11.9642 \end{pmatrix} \cdot \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3} \quad K_f := k \cdot a_a \cdot b_b \cdot \text{m}^2 = \begin{pmatrix} 492.525 \\ 197.597 \\ 259.619 \\ 259.619 \\ 197.597 \\ 492.525 \end{pmatrix} \cdot \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

## Rotación

- Matriz unitaria de desplazamientos

$$d = \begin{pmatrix} 0.0523 & 0.0291 & 0.0129 & 0.0076 & 0.005 & 0.0035 \\ 0.0291 & 0.0523 & 0.0291 & 0.0129 & 0.0076 & 0.005 \\ 0.0129 & 0.0291 & 0.0523 & 0.0291 & 0.0129 & 0.0076 \\ 0.0076 & 0.0129 & 0.0291 & 0.0523 & 0.0291 & 0.0129 \\ 0.005 & 0.0076 & 0.0129 & 0.0291 & 0.0523 & 0.0291 \\ 0.0035 & 0.005 & 0.0076 & 0.0129 & 0.0291 & 0.0523 \end{pmatrix} \frac{\text{m}^3}{\text{t}}$$

- Distancia al centro de c/ franja a partir del centro geométrico

$$x_r := \begin{pmatrix} \frac{x_{1,2}}{2} + 2 \cdot a_1 \\ \frac{x_{1,2}}{2} + a_1 \\ \frac{x_{1,2}}{2} \\ \frac{x_{1,2}}{2} \\ -\left(\frac{x_{1,2}}{2} + a_1\right) \\ -\left(\frac{x_{1,2}}{2} + 2 \cdot a_1\right) \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 7.9167 \\ 4.75 \\ 1.5833 \\ -1.5833 \\ -4.75 \\ -7.9167 \end{pmatrix} \text{ m}$$

- Vector de desplazamientos

$$\delta_{ij} := d \cdot x_r$$

$$\delta_{ij} = \begin{pmatrix} 0.5098 \\ 0.429 \\ 0.156 \\ -0.156 \\ -0.429 \\ -0.5098 \end{pmatrix} \text{ m}$$

- $q_\theta = \frac{\Delta q}{\theta}$

$$q_\theta := d^{-1} \cdot x_r$$

$$q_\theta = \begin{pmatrix} 151.32 \\ 16.91 \\ 21.49 \\ -21.49 \\ -16.91 \\ -151.32 \end{pmatrix} \frac{\text{t}}{\text{m}^2 \text{ rad}}$$

- $Q_\theta = \frac{\Delta Q}{\theta}$

$$Q_\theta := a_{fr} \cdot q_\theta$$

$$Q_\theta = \begin{pmatrix} 6229.33 \\ 695.93 \\ 884.52 \\ -884.52 \\ -695.93 \\ -6229.33 \end{pmatrix} \frac{\text{t}}{\text{rad}}$$

- Módulo por rotación

$$K_{\theta} := a_{fr} \cdot \sum (\overrightarrow{q_{\theta} \cdot x_r}) = 108043.28 \quad \frac{t \cdot m}{rad}$$

- Momento

$$M = K_{\theta} \cdot \theta$$

$$\theta = \frac{M}{K_{\theta}} \quad \theta := \frac{M_{ref}}{\sum (\overrightarrow{Q_{\theta} \cdot x_r})} \quad \theta = 0.0561 \cdot rad$$

$$\theta = 3.2142 \cdot ^{\circ}$$

$$\delta_{max} := \frac{19}{2} \cdot \tan(\theta) \cdot 100 = 53 \quad cm$$

$$\theta = 3.2142 \cdot ^{\circ}$$

$$\delta_1 := \theta \cdot x_{r1} = 0.4441 \text{ m}$$

$$\delta_2 := \theta \cdot x_{r2} = 0.2665 \text{ m}$$

$$\delta_3 := \theta \cdot x_{r3} = 0.0888 \text{ m}$$

$$\Delta q := q_{\theta} \cdot \theta = \begin{pmatrix} 8.4887 \\ 0.9483 \\ 1.2053 \\ -1.2053 \\ -0.9483 \\ -8.4887 \end{pmatrix} \frac{t}{m^2}$$

$$M := \theta \cdot \sum (\overrightarrow{Q_{\theta} \cdot x_r}) = 6061$$

$$M_{ref} = 6061 \quad t - m$$

$$\Delta := 30 \cdot \tan(\theta) = 1.6847 \quad m$$

$$Rc = \begin{pmatrix} 12.8351 \\ 5.1493 \\ 6.7656 \\ 6.7656 \\ 5.1493 \\ 12.8351 \end{pmatrix} \cdot \frac{tonnef}{m^2}$$

$$\Delta \cdot m = 168.4704 \cdot cm$$

$$\Delta_{sit} := \frac{132 + 340}{2} \cdot mm = 23.6 \cdot cm$$

$$q_{tot} := Rc + \Delta q \cdot \frac{tonnef}{m^2} = \begin{pmatrix} 21.3238 \\ 6.0977 \\ 7.9709 \\ 5.5603 \\ 4.201 \\ 4.3464 \end{pmatrix} \cdot \frac{tonnef}{m^2}$$