



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE INGENIERÍA
PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE UN EDIFICIO DE MAMPOSTERÍA Y CONCRETO DE 5 NIVELES,
PLANTA BAJA FLEXIBLE Y CAJÓN DE CIMENTACIÓN DESPLANTADO
SOBRE TERRENO LACUSTRE Y CONSIDERANDO INTERACCIÓN SUELO-
ESTRUCTURA, DE ACUERDO A LAS NTC-SISMO (2020) DEL RCDP.**

TESINA

QUE PARA OBTENER EL:

GRADO DE ESPECIALISTA

EN:

ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS

PRESENTA:

Ing. Diego Andrés Pérez Cruz



DIRECTOR DE TESINA: **Dr. Armando Rafael Hermosillo Arteaga**

CIUDAD UNIVERSITARIA, CD. MX, ABRIL 2024

AGRADECIMIENTOS

A mi madre, padre y hermanos que siempre han confiado en mí.

A mis profesores de la especialidad que me formaron como especialista en estructuras.

A mi director de tesina el Dr. Armando por la atención que me brindo.

A la Facultad de Ingeniería que me ha dado las herramientas para cumplir mis metas.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONAHCYT) por la beca recibida.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESTUDIOS DE POSGRADO

DISEÑO DE UN EDIFICIO DE MAMPOSTERÍA Y CONCRETO DE 5 NIVELES, PLANTA BAJA FLEXIBLE Y CAJÓN DE CIMENTACIÓN DESPLANTADO SOBRE TERRENO LACUSTRE Y CONSIDERANDO INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA, DE ACUERDO A LAS NTC-SISMO (2020) DEL RCDF.

Por Ing. Diego Andrés Pérez Cruz

Director de Tesina: Dr. Armando Rafael Hermosillo Arteaga

Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería. Departamento de Estructuras, Ciudad Universitaria, Ciudad de México, 2024.

INDICE

INTRODUCCIÓN	VIII
OBJETIVOS	IX
CAPÍTULO 1 GENERALIDADES	10
1.1 Propósito y alcance.....	10
1.2 Criterios y parámetros para el análisis y diseño.....	11
1.3 Descripción del proyecto.....	12
1.3.1 Arquitectura del proyecto.....	13
1.3.2 Ubicación geotécnica	14
1.4 Estructuración del proyecto.....	15
CAPÍTULO 2 ACCIONES DE CARGA Y EFECTOS ESPECÍFICOS A CONSIDERAR	16
2.1 Cargas muertas y vivas consideradas.....	16
2.2 Excentricidades	18
2.3 Condiciones de regularidad.....	19
2.4 Carga accidental por sismo (Base rígida).....	26
CAPÍTULO 3 INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA	31
3.1 Estudio de mecánica de suelos	31
3.2 Interacción estática.....	34
3.3 Interacción dinámica	38
3.3.1 Interacción cinemática.....	38
3.3.2 Interacción inercial.....	39
3.3.3 Funciones de impedancia.	40
3.4 Resultados de la Interacción Dinámica Suelo Estructura.....	45
3.4.1 Carga accidental por sismo (Base flexible).....	46
CAPÍTULO 4 REVISIÓN DE PLANTA BAJA DÉBIL.....	50
4.1 Capacidad resistente a fuerzas cortantes por nivel.....	51
4.2 Revisión de las condiciones 5.4 de las NTC-DS.....	53
4.3 Revisión con los criterios 5.5 de las NTC-DS	54
CAPÍTULO 5 ANÁLISIS ESTRUCTURAL	56
5.1 Revisión de desplazamientos y distorsiones	58

5.2 Separación a colindancias	61
5.3 Diseño de la estructura	62
CAPÍTULO 6 CONCLUSIONES	68
REFERENCIAS	70

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1-1 Ubicación del proyecto (Google Maps, 2023)	12
Gráfico 1-2 Corte arquitectónico transversal.....	13
Gráfico 1-3 Ubicación geotécnica del proyecto.....	14
Gráfico 2-1 Asimetría en planta, ángulo en algunos elementos de 15° respecto a ejes ortogonales.....	20
Gráfico 2-2 Relación de altura y menor dimensión de la base del edificio	21
Gráfico 2-3 Planta tipo del edificio, cumple con ser una planta no alargada	21
Gráfico 2-4 Aberturas en planta tipo igual a 45.7m ² , área en planta 329.13m ²	22
Gráfico 2-5 Mezanine, con columnas a doble altura en planta baja	23
Gráfico 2-6 Espectros elásticos normativo con SASID-2020 y de sitio (T _s =1.61s) para estructuras del Grupo B con 5% de amortiguamiento	27
Gráfico 2-7 Espectros de sitio (T _s =1.61s) elástico sin reducir y de diseño con Q=2 para estructuras del Grupo B con 5% de amortiguamiento	30
Gráfico 3-1 Implementación del proceso de interacción suelo-estructura en el programa ISE3D (Sanginés., 2023).....	35
Gráfico 3-2 Planta con ubicación de los nodos.....	36
Gráfico 3-3 Mapa de calor con desplazamientos verticales para las compresiones inmediatas	37
Gráfico 3-4 Mapa de calor con desplazamientos verticales para la consolidación primaria	37
Gráfico 3-5 Resortes y amortiguadores equivalentes del sistema suelo - cimentación	40
Gráfico 3-6 Espectros elásticos sin efectos de IDSE (ζ=5%) y con efectos de IDSE (ζ=9.89%), dirección X.....	47
Gráfico 3-7 Espectros elásticos sin efectos de IDSE (ζ=5%) y con efectos de IDSE (ζ=10.15%), dirección Y.....	47
Gráfico 3-8 Espectros de diseño sin efectos de IDSE (a') y con efectos de IDSE (a'~),	

dirección X.....	49
Gráfico 3-9 Espectros de diseño sin efectos de IDSE (a') y con efectos de IDSE ($a'\sim$), dirección Y.....	49
Gráfico 4-1 Condiciones para planta baja débil (NTC-DS, 2020).....	51
Gráfico 4-2 Distribución de muros y columnas en planta baja, 3D.....	52
Gráfico 4-3 Espectros de diseño sin efectos de IDSE ($Q'=1$) y con efectos de IDSE ($Q'\sim=1$), dirección X y Y.....	55
Gráfico 5-1 Factor de interacción aplicado a modelo de base rígida (SMIE-SMIS, 2022)	57
Gráfico 5-2 Traslación y rotación como cuerpo rígido (SMIE-SMIS, 2022).....	59
Gráfico 5-3 Desplazamientos laterales en dirección X (izquierda) y Y (derecha)	60
Gráfico 5-4 Distorsiones en dirección X (izquierda) y Y (derecha).....	61
Gráfico 5-5 Modelo de muro con elementos finitos (NTC-DM, 2020).....	63
Gráfico 5-6 Resultados del diseño a flexo-compresión para el muro más desfavorable sin y con IDSE.....	64
Gráfico 5-7 Muro más desfavorable a momento flexionante	65
Gráfico 5-8 Muro más desfavorable a fuerza cortante.....	65
Gráfico 5-9 Trabe más desfavorable a momento flexionante y fuerza cortante	66

LISTA DE TABLAS

Tabla 2-1 Cargas muertas y vivas para habitación	16
Tabla 2-2 Cargas muertas y vivas para pasillos.....	16
Tabla 2-3 Cargas muertas y vivas para escaleras.....	17
Tabla 2-4 Cargas muertas y vivas para azotea.....	17
Tabla 2-5 Cargas muertas y vivas para balcones	17
Tabla 2-6 Cargas muertas y vivas para estacionamiento	17
Tabla 2-7 Centro de masas y centro de rigidez del edificio, resultados de ETABS	18
Tabla 2-8 Excentricidad accidental para ambas direcciones	19
Tabla 2-9 Pesos sísmicos para evaluación de variación de pesos en la altura	22
Tabla 2-10 Rigidez de entrepiso en X, y diferencia respecto al nivel inferior	23
Tabla 2-11 Rigidez de entrepiso en Y, y diferencia respecto al nivel inferior	24
Tabla 2-12 Desplazamiento lateral máximo vs 1.2 del desplazamiento lateral promedio en dirección X.....	24
Tabla 2-13 Desplazamiento lateral máximo vs 1.2 del desplazamiento lateral promedio en dirección Y.....	24
Tabla 2-14 Cociente, por nivel, de la capacidad resistente / cortante actuante, dirección X	25
Tabla 2-15 Cociente, por nivel, de la capacidad resistente / cortante actuante, dirección Y	25
Tabla 2-16 Parámetros que definen la forma del espectro de diseño elástico, con 5% de amortiguamiento para estructuras del Grupo B	27
Tabla 2-17 Parámetros que definen la forma del espectro de diseño elástico para Q=1 sin reducir y de diseño para Q=2, ambos con 5% de amortiguamiento para estructuras del Grupo B.....	30
Tabla 3-1 Resumen de resultados de sondeos tipo mixto	32
Tabla 3-2 Propiedades dinámicas del perfil stratigráfico.....	33
Tabla 3-3 Propiedades dinámicas que se usarán.....	34

Tabla 3-4 Propiedades de la estructura y la cimentación.....	45
Tabla 3-5 Propiedades de la estructura con efectos de la interacción dinámica	45
Tabla 3-6 Ordenadas del espectro elástico sin efectos de IDSE.....	46
Tabla 3-7 Ordenadas del espectro elástico con efectos de IDSE.....	46
Tabla 3-8 Ordenadas del espectro de diseño sin efectos de IDSE.....	48
Tabla 3-9 Ordenadas del espectro de diseño con efectos de IDSE.....	48
Tabla 4-1 Suma de capacidad resistente a fuerza cortante por nivel en dirección X.....	53
Tabla 4-2 Suma de capacidad resistente a fuerza cortante por nivel en dirección Y.....	53
Tabla 4-3 Cocientes por nivel de la capacidad resistente / cortante actuante en dirección X	53
Tabla 4-4 Cocientes por nivel de la capacidad resistente / cortante actuante en dirección X	54
Tabla 4-5 Ordenadas del espectro de diseño Q=1 sin efectos de IDSE.....	55
Tabla 4-6 Ordenadas del espectro de diseño Q=1 con efectos de IDSE.....	55
Tabla 5-1 Resultados del diseño a corte para el muro más desfavorable sin y con IDSE ..	65
Tabla 5-2 Resultados del diseño a momento flexionante y corte para la trabe más desfavorable sin y con IDSE.....	66
Tabla 5-3 Resultados del diseño a momento flexionante y corte para el muro más desfavorable sin y con IDSE.....	67

INTRODUCCIÓN

Descripción Somera de los Capítulos

Capítulo 1.- Se presenta una descripción acerca de la estructura objeto de análisis, así como la identificación de las problemáticas más recurrentes asociadas a dicho tipo de estructura en la región lacustre de la Ciudad de México. Se muestra la arquitectura del proyecto y la ubicación geotécnica propuesta para la cual se realizará el diseño estructural.

Capítulo 2.- Se definen las diferentes acciones de carga, mismas que se encuentran en las NTC, las cargas y efectos debidos a la carga accidental en este caso sismo. Se realiza paso a paso la revisión de las condiciones de regularidad.

Capítulo 3.- Se desarrolla la interacción suelo estructura, iniciando con los datos obtenidos por un estudio de mecánica de suelos incluyendo información estática y dinámica del terreno. Se realiza la interacción estática y dinámica de la estructura, se muestra la teoría base, el procedimiento para realizar los métodos y los resultados obtenidos para cada una.

Capítulo 4.- Una vez definida la estructuración y la carga debido a sismo modificada por la interacción dinámica suelo estructura (IDSE), se realiza la revisión de la planta baja débil (PBD). Se establecen las condiciones a revisar del inciso 5.4 de las NTC-DS y las penalizaciones del punto 5.5 de las NTC-DS.

Capítulo 5.- En este capítulo se revisan las condiciones para desplazamientos y distorsiones ante los límites de las NTC-DS y se revisan los elementos más representativos ante las acciones modificadas debido a los efectos de la IDSE y las penalizaciones de la PBD.

Capítulo 6.- Capitulo final de conclusiones, se reflexiona sobre los resultados obtenidos en el ejemplo de la tesina. Se analizan los resultados que se tendrían para un análisis con base rígida y el que se hizo con base flexible y las consecuencias que se tienen al no considerar los efectos de la IDSE y PBD.

OBJETIVOS

Objetivo central

Realizar el diseño de una estructura de mampostería con planta baja de rigidez lateral significativamente menor, aplicando la metodología necesaria para considerar la interacción suelo-estructura conforme a las Normas Técnicas Complementarias de Diseño por Sismo del Reglamento del Distrito Federal, 2020.

Objetivos específicos

Llevar a cabo un ejercicio práctico relacionado con el diseño de un edificio de mampostería, caracterizado por particularidades específicas y haciendo hincapié en la interacción suelo - estructura.

Desarrollar el cálculo del edificio en cuestión en el cual se explique el proceso de diseño de la estructura mencionada, explicando bajo conceptos teóricos, prácticos y mi criterio el desarrollo de los cálculos y los resultados.

Mostrar la importancia de la interacción suelo-estructura de edificios diseñados en la Ciudad de México.

Concluir con los resultados del análisis estructural, el diseño de elementos, mostrar algunos detalles y comparar los diferentes resultados que puede tener el edificio si no se realiza la interacción suelo-estructura y si no se consideran las penalizaciones para planta baja débil.

CAPÍTULO 1 GENERALIDADES

1.1 Propósito y alcance

La Ciudad de México es una zona con gran oferta cultural, laboral y escolar, por lo que el mercado inmobiliario se mantiene en constante crecimiento. En la CDMX predomina la vivienda vertical, superando en más de la mitad a la vivienda horizontal. El 90% de la vivienda vertical en la CDMX está destinada para vivienda de interés social, el resto es de interés medio y residencial. Este grupo de vivienda se caracteriza por siempre buscar los costos más bajos en su construcción. Las estructuras de “mampostería” cumplen esta característica.

En la CDMX se presentan frecuentemente proyectos arquitectónicos que requieren espacios para estacionamiento en la planta baja. En este caso se analiza un proyecto con un sótano, planta baja a doble altura (mezanine) y 5 niveles destinados para departamentos. Parte del objetivo de esta tesina es identificar si la planta baja es una “planta baja débil” y diseñar con los requerimientos de las NTC-DS (2020). Debido a las condiciones geotécnicas de la ciudad es inevitable que estas estructuras se encuentren en las zonas II y III, de transición y lacustre, respectivamente. Los efectos de la interacción suelo-estructura es un requerimiento dentro de las NTC que aplica a las estructuras cuando están en estas zonas geotécnicas, por lo tanto, se está obligado a determinar dichos efectos de interacción suelo-estructura ya que estos pueden modificar los parámetros dinámicos fundamentales del sistema.

El alcance de esta tesina es presentar la información del diseño estructural del edificio de manera clara y explícita para tener la certeza de las consideraciones que hay que tomar para los casos de planta baja débil y los efectos de la interacción suelo estructura. Se menciona la normatividad empleada, los métodos e hipótesis de análisis y diseño, las acciones y combinaciones de carga consideradas, hasta llegar a la comparación del diseño de los elementos estructurales considerando estos efectos y no.

1.2 Criterios y parámetros para el análisis y diseño

De acuerdo con lo especificado con el título sexto del RCDF “De la seguridad estructural de las construcciones”, el cual contiene los requisitos que deben cumplirse en el proyecto de la edificación para lograr un nivel de seguridad adecuado contra fallas estructurales, así como un comportamiento estructural aceptable en condiciones normales de operación, menciona lo siguiente:

- Artículo 146. “Toda edificación debe contar con un sistema estructural que permita el flujo adecuado de las fuerzas que generan las distintas acciones de diseño, para que dichas fuerzas puedan ser transmitidas de manera continua y eficiente hasta la cimentación. Debe contar además con una cimentación que garantice la correcta transmisión de dichas fuerzas al subsuelo”.

- Artículo 147. “Toda estructura y cada una de sus partes deben diseñarse para cumplir con los requisitos básicos siguientes:

- I. Tener seguridad adecuada contra la aparición de todo estado límite de falla posible ante las combinaciones de acciones más desfavorables que puedan presentarse durante su vida esperada.
- II. No rebasar ningún estado límite de servicio ante combinaciones de acciones que corresponden a condiciones normales de operación”.

Por lo tanto, los criterios y parámetros que utilizaremos en este trabajo estarán conforme los procedimientos establecidos en el título sexto del RCDF y en sus NTC:

- (NTCDCEM-2020) Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería.
- (NTCDCEC-2021) Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.
- (NTCCADEE-2017) Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.
- (NTCDS-2020) Normas técnicas complementarias para Diseño por sismo.
- (NTCDCC-2017) Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones.

1.3 Descripción del proyecto

Se utilizará de ejemplo práctico un edificio de departamentos con las siguientes características generales:

- Superficie de desplante: 456.72 m²
- Número de niveles s. n. b.: 6
- Número de sótanos: 1
- Superficie total construida: 3,013.32 m²
- Superficie s. n. b.: 2,556.60 m²
- Superficie b. n. b.: 456.72 m²
- Zona geotécnica: III (Lacustre)
- Grupo: B.- Edificaciones destinadas a vivienda. (Art. 139 RCCM)
- Subgrupo: B1.- (Caso 6) Edificación con más de 15 metros de altura y más de 3,000 m² de área total construida, en la zona III. (Art. 139 RCCM)
- Tipo II: Superficie mayor a 250 m² y más de dos niveles. (1.5 NTC-Mampostería 2020)

El proyecto tendrá una ubicación ficticia en el cruce de la Av. Niños Héroes con la calle Dr. Velasco, Colonia Doctores, Alcaldía Cuauhtémoc, Ciudad de México.

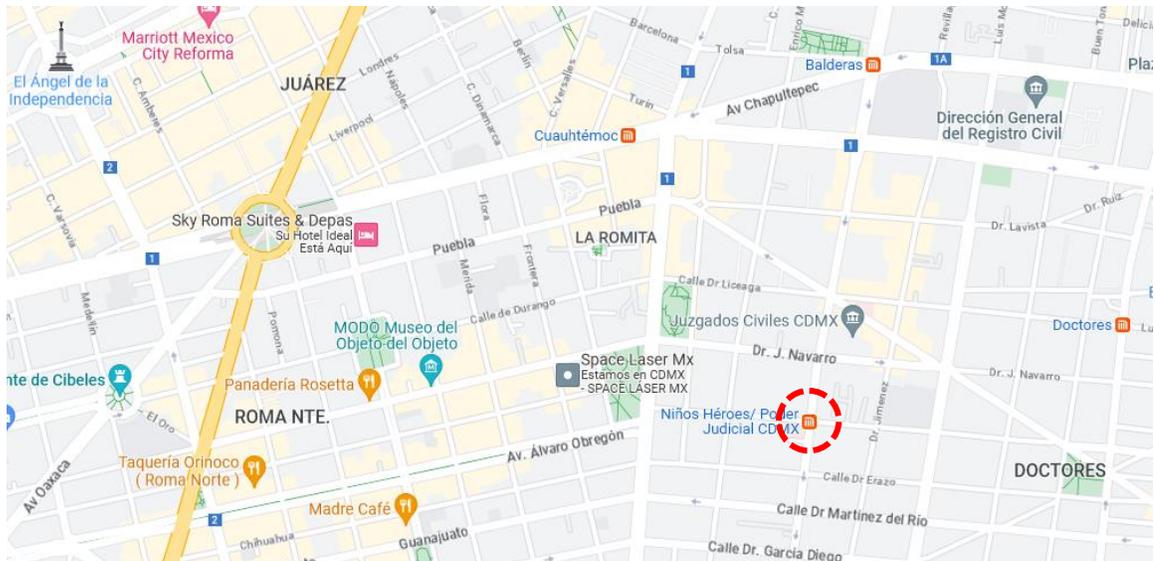


Gráfico 1-1 Ubicación del proyecto (Google Maps, 2023)

1.3.1 Arquitectura del proyecto

El edificio habitacional estará conformado por un sótano y planta baja para estacionamiento, en planta baja se cuenta con una doble altura donde se integra un mezanine para zona de departamentos y 5 niveles tipo superiores destinados para departamentos.

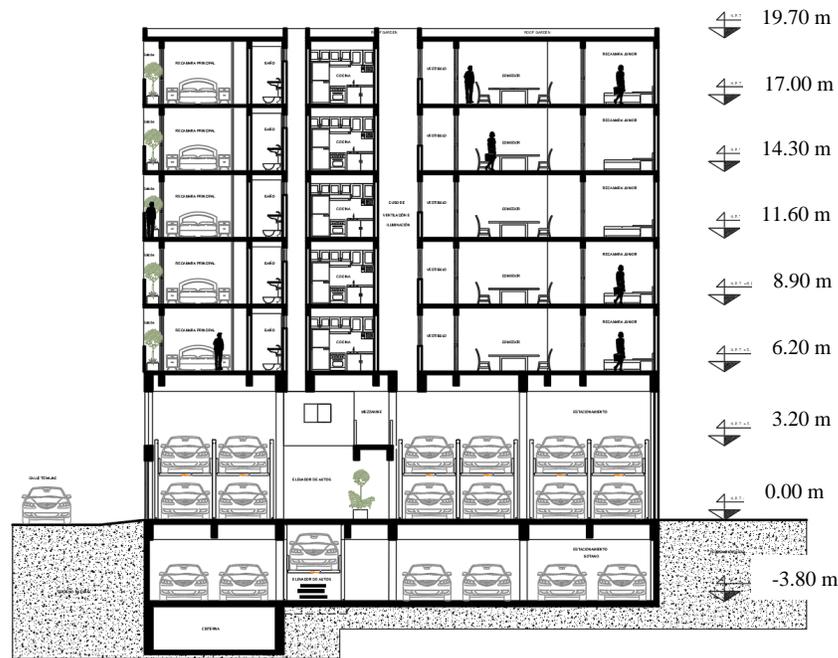


Gráfico 1-2 Corte arquitectónico transversal.

El sótano se proyecta arquitectónicamente en el NPT (Nivel de piso terminado) -3.80 m, el cual se usará de estacionamiento de vehículos, en ese nivel se encuentra el acceso vehicular mediante un eleva-autos. Desde este nivel desplanta el cubo de escaleras principal y el cubo del elevador.

La planta baja se hallará en el NPT ± 0.00 m, en el cual habrá un acceso vehicular y peatonal, dentro de la planta baja se encontrará un mezanine en el NTC +3.20 m, destinado para departamentos.

En los NPT +6.20 m, +8.90 m, +11.60 m, +14.30 m y +17.00 m, se alojarán el cubo de escaleras, el cubo del elevador y departamentos tipo.

En el NPT +19.70 m de azotea se contará con sobrepasos de elevadores y núcleos de escaleras, mismos que estarán cubiertos por áreas para tinacos.

1.3.2 Ubicación geotécnica

El sitio de interés se localiza en la denominada Zona de Lago (III), dentro del área que ocupaba el ex Lago de Texcoco, constituido por sedimentos lacustres de arcillas bentónicas de alta compresibilidad, del grupo CH según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos y de consistencia variable entre blanda y muy blanda.

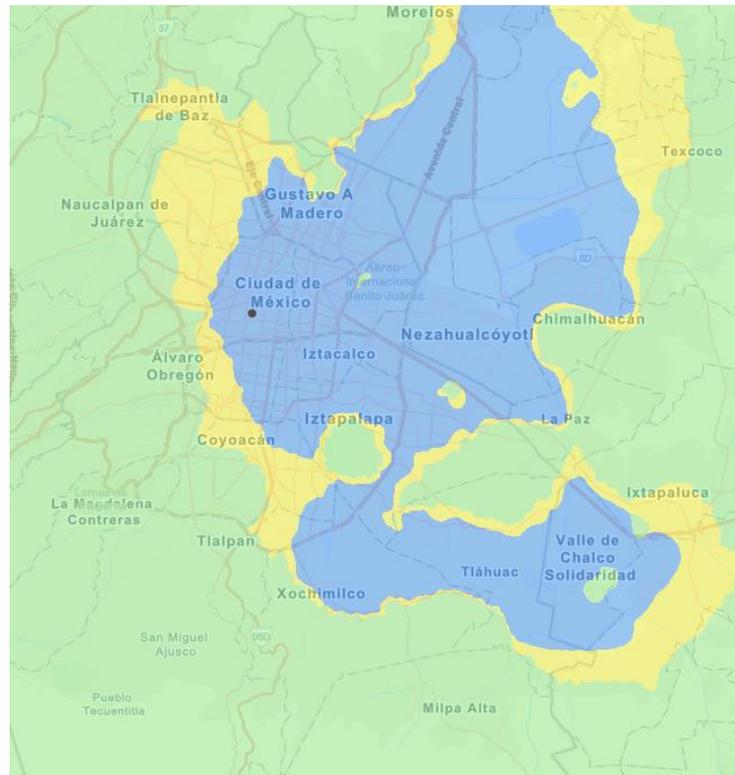


Gráfico 1-3 Ubicación geotécnica del proyecto.

Para esta ubicación se cuenta con datos de un EMS (Estudio de Mecánica de Suelos) con el objeto de conocer las características estratigráficas y físicas del subsuelo hasta la profundidad en la que son significativos los esfuerzos producidos por las cargas que transmitirá la estructura que se proyecta construir.

El EMS originalmente se realizó para una estructura con una superficie de mayor tamaño, para la cual se realizó un sondeo profundo tipo mixto, denominado SM-1 a 32 m de profundidad.

En el subcapítulo 3.1 Estudio de mecánica de suelos, se abordarán los datos más relevantes para este trabajo.

1.4 Estructuración del proyecto

Considerando las características arquitectónicas de la estructura proyectada conformada por un sótano, planta baja y 5 niveles de departamentos, así como las características estratigráficas y físicas del subsuelo, en lo particular la existencia de materiales de relleno de mala calidad con espesor variable y las distintas capas descritas en el subcapítulo 3.1, con base en lo anterior la alternativa de cimentación podrá ser resuelta mediante un cajón de cimentación de concreto reforzado, constituido por muros de contención, contratrabes y losa de concreto maciza, que distribuya la carga de la estructura incluyendo el peso propio de la cimentación de manera uniforme de tal suerte que la presión neta ejercida por la estructura sea lo menor posible.

Para la planta baja se diseñará un sistema dual formado por marcos y muros de concreto reforzado. Tanto muros como columnas tendrán continuidad desde el nivel del sótano hasta la base del primer nivel de mampostería. Los diferentes componentes del sistema de marcos y muros de concreto estarán interconectados por medio de diafragmas horizontales rígidos, el sistema de piso propuesto es una losa maciza apoyada perimetralmente en trabes de concreto reforzado que forman marcos con las columnas de concreto.

A partir del NPT +6.20 m, se utilizará un sistema de muros de mampostería confinada mediante castillos y dalas de concreto reforzado. Se utilizarán elementos de concreto reforzado tales como muros para aumentar la rigidez y ayudar a controlar los desplazamientos debido a las cargas laterales. Se proponen los muros del núcleo del elevador de concreto reforzado en todos sus niveles ya que además de que aportan rigidez al sistema, es un requisito muy común para las guías mecánicas de instalaciones. Se buscará en el diseño ir disminuyendo los muros de concreto conforme se sube de nivel, los muros de mampostería, además de ser elementos de carga, son elementos que ayudan a dividir las áreas de los departamentos. En la zona de departamentos utilizaremos algunos muros no estructurales que solo servirán para delimitar ciertas áreas; la asignación de estos muros será estratégica y se considerará como carga muerta en el modelo de la estructura.

CAPÍTULO 2 ACCIONES DE CARGA Y EFECTOS

ESPECÍFICOS A CONSIDERAR

Los efectos de las acciones en la estructura determinaran las fuerzas internas (momentos flexionantes, fuerzas axiales y cortantes) así como las flechas y deformaciones de cada elemento.

Dichas acciones son en conjunto, la carga total a soportar por la estructura, basadas en su tipología estructural. Éstas se aplicarán a un modelo matemático y se clasifican por cargas muertas, cargas vivas y cargas accidentales.

2.1 Cargas muertas y vivas consideradas

Para las diferentes áreas del edificio en estudio se consideraron las siguientes cargas muertas (mediante un análisis de cargas muertas) y cargas vivas (NTC-CyA, 2017):

Tabla 2-1 Cargas muertas y vivas para habitación

Niveles tipo Habitación	C. Vertical	Sismo	Servicio	Peso Propio	SCM	Cvmáx	Cvacc	Cvmed
Losa maciza h= 12 cm 2400	288	288	288	288				
Firme h= 2 cm 2000	40	40	40		40			
Plafón de yeso	22.5	22.5	22.5		22.5			
Acabados piso	35	35	35		35			
C. Adic. RCCDMX17	40	40	40		40			
C. Viva	190	100	80			190	100	80
TOTAL (kg/m2)	615.5	525.5	505.5	288	137.5	190	100	80

Tabla 2-2 Cargas muertas y vivas para pasillos

Niveles tipo Zona de pasillos	C. Vertical	Sismo	Servicio	Peso Propio	SCM	Cvmáx	Cvacc	Cvmed
Losa maciza h= 12 cm 2400	288	288	288	288				
Firme h= 2 cm 2000	40	40	40		40			
Plafón de yeso	22.5	22.5	22.5		22.5			
Acabados piso	35	35	35		35			
C. Adic. RCCDMX17	40	40	40		40			
C. Viva	190	100	80			190	100	80
TOTAL (kg/m2)	615.5	525.5	505.5	288	137.5	190	100	80

Tabla 2-3 Cargas muertas y vivas para escaleras

Niveles tipo Zona de escaleras	C. Vertical	Sismo	Servicio	Peso Propio	SCM	Cv _{máx}	Cv _{vacc}	Cv _{med}
Losa maciza h= 12 cm 2400	288	288	288	288				
Escalones	175	175	175		175			
Acabados piso	35	35	35		35			
C. Adic. RCCDMX17	40	40	40		40			
C. Viva	190	100	80			190	100	80
TOTAL (kg/m²)	728	638	618	288	250	190	100	80

Tabla 2-4 Cargas muertas y vivas para azotea

Nivel azotea, pendiente <5%	C. Vertical	Sismo	Servicio	Peso Propio	SCM	Cv _{máx}	Cv _{vacc}	Cv _{med}
Losa maciza h= 12 cm 2400	288	288	288	288				
Relleno para pendientes	77.5	77.5	77.5		77.5			
Entortado	60	60	60		60			
Enladrillado	33	33	33		33			
Impermeabilizante	5	5	5		5			
C. Adic. RCCDMX17	40	40	40		40			
C. Viva	100	70	15			100	70	15
TOTAL (kg/m²)	603.5	573.5	518.5	288	215.5	100	70	15

Tabla 2-5 Cargas muertas y vivas para balcones

Niveles tipo Balcones y marquesinas	C. Vertical	Sismo	Servicio	Peso Propio	SCM	Cv _{máx}	Cv _{vacc}	Cv _{med}
Losa maciza h= 12 cm 2400	288	288	288	288				
Firme h= 2 cm 2000	40	40	40		40			
Plafón de yeso	22.5	22.5	22.5		22.5			
Acabados piso	35	35	35		35			
C. Adic. RCCDMX17	40	40	40		40			
C. Viva	300	70	15			300	70	15
TOTAL (kg/m²)	725.5	495.5	440.5	288	137.5	300	70	15

Tabla 2-6 Cargas muertas y vivas para estacionamiento

Niveles tipo Estacionamiento	C. Vertical	Sismo	Servicio	Peso Propio	SCM	Cv _{máx}	Cv _{vacc}	Cv _{med}
Losa maciza h= 15 cm 2400	360	360	360	360				
Relleno para pendientes	77.5	77.5	77.5		77.5			
Entortado	60	60	60		60			
C. Adic. RCCDMX17	40	40	40		40			
C. Viva	250	100	40			250	100	40
TOTAL (kg/m²)	787.5	637.5	577.5	360	177.5	250	100	40

Cada carga viva o muerta mostradas anteriormente se ingresará como un conjunto o grupo de carga con la opción “Shell Uniform Load Sets” desde el software ETABS, la cual se aplica directamente al sistema de piso como una carga uniformemente distribuida con las unidades kg/m².

El peso propio de los elementos estructurales que conforman la edificación, por ejemplo, el concreto reforzado cuya densidad es de 2.40 t/m³ y del acero estructural con una densidad

media de 7.85 t/m³ se ingresan como propiedad de cada sección desde el software (ETABS) para que el programa pueda calcular y considerar el peso propio de dichos elementos en el análisis.

2.2 Excentricidades

La torsión sísmica se considera formada de dos partes: una torsión propia del modelo de análisis, comúnmente referida como torsión natural, y una torsión accidental. Ambas se expresan como el producto de una fuerza por una excentricidad (NTC-DS, 2020).

En este proyecto los efectos de la torsión natural se calcularán mediante el modelo tridimensional en ETABS, el cual calcula en automático el centro de rigidez y la excentricidad natural.

Tabla 2-7 Centro de masas y centro de rigidez del edificio, resultados de ETABS

NIVEL	XCM	YCM	XCR	YCR
	m	m	m	m
NIVEL 6 +19.70	17.07	13.68	21.28	9.68
NIVEL 5 +17.00	17.07	13.69	20.87	10.09
NIVEL 4 +14.30	17.07	13.69	20.37	10.59
NIVEL 3 +11.60	17.06	13.70	19.78	11.16
NIVEL 2 +8.90	17.05	13.69	19.16	11.61
NIVEL 1 +6.20	17.67	13.02	19.28	9.86

La excentricidad accidental, que denominaremos: e_{ai} , en la dirección perpendicular a la de análisis en el i -ésimo entrepiso debe calcularse como sigue (NTC-DS, 2020):

$$[0.05 + 0.05(i - 1)/(n - 1)]b_i$$

donde:

- b_i es la dimensión del i -ésimo piso en la dirección perpendicular a la dirección de análisis.
- n es el número de pisos del sistema estructural.
- i i -ésimo piso.

Tabla 2-8 Excentricidad accidental para ambas direcciones

NIVEL	e_{aiX}	e_{aiY}
	m	m
NIVEL 6 +19.70	2.17	1.94
NIVEL 5 +17.00	1.98	1.77
NIVEL 4 +14.30	1.78	1.59
NIVEL 3 +11.60	1.58	1.41
NIVEL 2 +8.90	1.38	1.24
NIVEL 1 +6.20	1.19	1.06

Para fines de diseño, el momento torsionante debe tomarse, por lo menos, igual a la fuerza lateral que actúa en el nivel multiplicada por la excentricidad que para cada elemento vertical sismorresistente resulte más desfavorable de las siguientes (NTC-DS, 2020):

$$1.5e_s + e_a$$

$$e_s - e_a$$

El factor de 1.5 que multiplica a la variable “ e_s ” en la ecuación toma en cuenta la manera aproximada los efectos dinámicos en un análisis estático. En un análisis dinámico dicho factor es igual a 1 (NTC-DS, 2020). Los efectos de la excentricidad accidental se asignan de manera automática en el modelo matemático de ETABS en los casos de carga para cada dirección del sismo.

2.3 Condiciones de regularidad

Debido a las experiencias de los sismos de 1985 y 2017 se encontró que los edificios con forma asimétrica en planta y con discontinuidades tanto en planta como en elevación sufrieron más daños que los que si tenían simetría en planta y sin discontinuidades. Un edificio regular permite una trayectoria clara y eficaz para que las fuerzas de inercia se transmitan entre los elementos estructurales de los distintos pisos y entrepisos hasta la cimentación, y entre los elementos resistentes de un mismo nivel (SMIE-SMIS, 2021).

Las principales consecuencias de diseñar una estructura irregular son, entre otras (SMIE-SMIS, 2021):

- Existirán concentraciones de demandas no consideradas ni en el análisis ni en el diseño, que comprometerán la resistencia de algunos elementos y de la

estabilidad global de la estructura;

- La distribución lateral de las fuerzas horizontales puede diferir significativamente de lo que se obtuvo en el análisis;
- Las incertidumbres que estas irregularidades introducen en la respuesta estructural, aumentan significativamente en sismos intensos por el comportamiento no lineal de los elementos.

Estas irregularidades conducen a afectar las ordenadas espectrales, Q' , mediante un factor de irregularidad, el cual puede ser 1 para estructuras regulares, 0.8 para estructuras irregulares y 0.7 para estructuras muy irregulares.

Para que una estructura se considere regular se deben satisfacer los requisitos del apartado 5 “Condiciones de regularidad” establecidos en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-DS, 2020).

Inciso 1: Los diferentes muros, marcos y demás sistemas sismo-resistentes verticales son sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio. Se considera que un plano o elemento sismo-resistente es sensiblemente paralelo a uno de los ejes ortogonales cuando el ángulo que forma en planta con respecto a dicho eje no excede 15 grados. **No Cumple.**

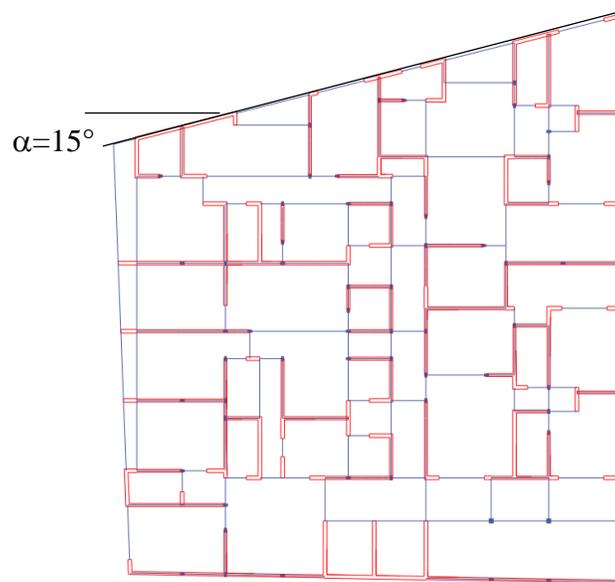


Gráfico 2-1 Asimetría en planta, ángulo en algunos elementos de 15° respecto a ejes ortogonales

Inciso 2: La relación de su altura a la dimensión menor de su base no es mayor que cuatro. $H/B=(19.70\text{ m})/(20.44\text{ m})=0.96<4$. **Cumple.**

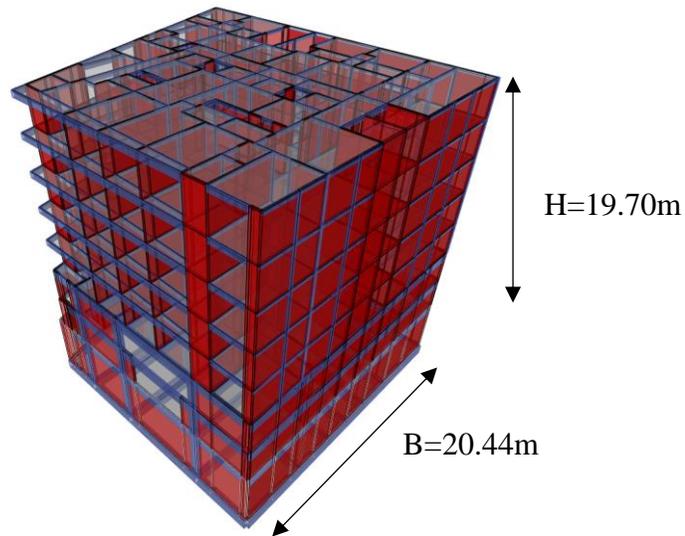


Gráfico 2-2 Relación de altura y menor dimensión de la base del edificio

Inciso 3: La relación de largo a ancho de la base no es mayor que cuatro. $L/B=(24.41\text{ m})/(20.44\text{ m})=1.19<4$. **Cumple.**

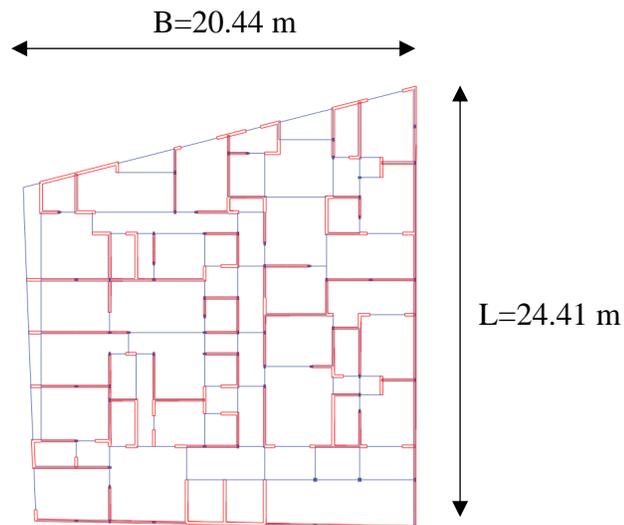


Gráfico 2-3 Planta tipo del edificio, cumple con ser una planta no alargada

Inciso 4: En planta no tiene entrantes ni salientes de dimensiones mayores que 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección en que se considera el entrante o saliente. **Cumple.**

Inciso 5: Cada nivel tiene un sistema de piso cuya rigidez y resistencia en su plano satisfacen lo especificado en la sección 2.7 para un diafragma rígido. **Cumple.**

Debido a que no existen entrantes y salientes en planta, no es un edificio alargado y el sistema de piso será construido con una losa maciza de 12 cm, colada monolíticamente con las dalas y elementos horizontales que la soporten, se considera que sí se cuenta con un diafragma rígido en cada nivel.

Inciso 6: El sistema de piso no tiene aberturas en algún nivel que excedan 20 por ciento de su área en planta en dicho nivel, y las áreas huecas no difieren en posición de un piso a otro. Se exime de este requisito la azotea de la construcción. **Cumple.**

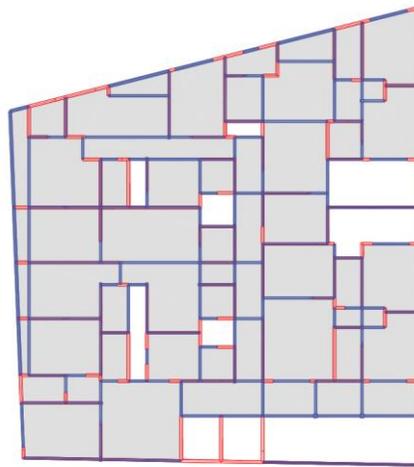


Gráfico 2-4 Aberturas en planta tipo igual a 45.7m², área en planta 329.13m².

Inciso 7: El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 120 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior. **Cumple.**

Tabla 2-9 Pesos sísmicos para evaluación de variación de pesos en la altura

NIVEL	Peso _{Nivel}	120% Peso _{Nivel}	Peso _{Nivel} >
	Ton	Ton	120% Peso _{NivelInferior}
NIVEL 5 +17.00	474.89	569.87	Menor
NIVEL 4 +14.30	474.92	569.90	Menor
NIVEL 3 +11.60	443.00	531.59	Menor
NIVEL 2 +8.90	477.86	573.43	Menor
NIVEL 1 +6.20	480.56	576.67	Menor
NIVEL PB +0.00	1,072.74	1,287.29	

Inciso 8: En cada dirección, ningún piso tiene una dimensión en planta mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior. Además, ningún piso tiene una dimensión en planta mayor que 125 por ciento de la menor de las dimensiones de los pisos inferiores en la misma dirección. **Cumple.**

Inciso 9: Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en las dos direcciones de análisis por diafragmas horizontales o por vigas. Por consiguiente, ninguna columna pasa a través de un piso sin estar ligada con él. **No Cumple.**

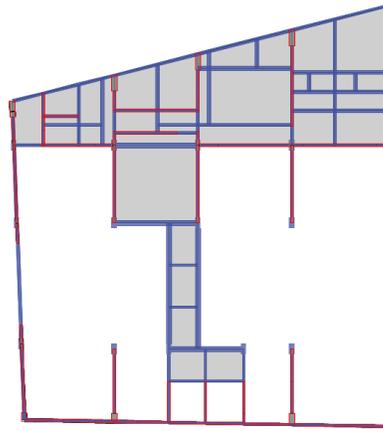


Gráfico 2-5 Mezanine, con columnas a doble altura en planta baja

Inciso 10: Todas las columnas de cada entrepiso tienen la misma altura, aunque esta pueda variar de un piso a otro. Se exime de este requisito al último entrepiso de la construcción. **Cumple.**

Inciso 11: La rigidez lateral de ningún entrepiso difiere en más de 20 por ciento de la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito. **No Cumple.**

Tabla 2-10 Rigidez de entrepiso en X, y diferencia respecto al nivel inferior

Nivel	h	k_{ix}	k_{ix}/k_{ix-1}	Dif. respecto al nivel inf. %
	m	t/m		
5N	2.70	645,286.18	1.00	0.00%
4N	2.70	645,286.18	1.00	0.00%
3N	2.70	645,286.18	0.79	20.68%
2N	2.70	813,537.26	0.97	3.42%
1N	2.70	842,389.02	1.65	64.75%
PB	6.20	511,299.72		

Tabla 2-11 Rigidez de entrepiso en Y, y diferencia respecto al nivel inferior

Nivel	h	k _{iy}	k _{iy} /k _{iy-1}	Dif. respecto al nivel inf. %
	m	t/m		
5N	2.70	728,756.74	1.00	0.00%
4N	2.70	728,756.74	1.00	0.00%
3N	2.70	728,756.74	0.74	25.52%
2N	2.70	978,473.58	0.96	3.81%
1N	2.70	1,017,190.52	1.40	40.41%
PB	6.20	724,427.70		

Inciso 12: En ningún entrepiso, el desplazamiento lateral de algún punto de la planta excede en más de 20 por ciento el desplazamiento lateral promedio de los extremos de esta. **No cumple.**

$$v_{prom} = \frac{v_{max} + v_{min}}{2}$$

$$v_{max} \leq 1.2v_{prom}$$

Tabla 2-12 Desplazamiento lateral máximo vs 1.2 del desplazamiento lateral promedio en dirección X

Entrepiso	v _{máx}	v _{mín}	v _{prom}	1.2v _{prom}	v _{máx} ≤ 1.2v _{prom}
	m	m	m	m	
6	0.011044	0.004480	0.007762	0.009314	No Cumple
5	0.009048	0.003761	0.006405	0.007685	No Cumple
4	0.006948	0.002954	0.004951	0.005941	No Cumple
3	0.004868	0.002323	0.003596	0.004315	No Cumple
2	0.003088	0.001389	0.002239	0.002686	No Cumple
1	0.001626	0.000784	0.001205	0.001446	No Cumple

Tabla 2-13 Desplazamiento lateral máximo vs 1.2 del desplazamiento lateral promedio en dirección Y

Entrepiso	v _{máx}	v _{mín}	v _{prom}	1.2v _{prom}	v _{máx} ≤ 1.2v _{prom}
	m	m	m	m	
6	0.011509	0.004777	0.008143	0.009772	No Cumple
5	0.009420	0.004030	0.006725	0.008070	No Cumple
4	0.007216	0.003190	0.005203	0.006244	No Cumple
3	0.005011	0.002328	0.003670	0.004403	No Cumple
2	0.003038	0.001513	0.002276	0.002731	No Cumple
1	0.001389	0.000822	0.001106	0.001327	No Cumple

Inciso 13: En sistemas diseñados para Q=4, en ningún entrepiso el cociente de la capacidad resistente a carga lateral entre la acción de diseño debe ser menor que el 85 por

ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. En sistemas diseñados para $Q=3$ o menor, en ningún entrepiso el cociente antes indicado debe ser menor que 75 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. Para verificar el cumplimiento de este requisito, se calculará la capacidad resistente de cada entrepiso teniendo en cuenta todos los elementos que puedan contribuir apreciablemente a ella. Queda excluido de este requisito el último entrepiso. **No cumple.**

Tabla 2-14 Cociente, por nivel, de la capacidad resistente / cortante actuante, dirección X

Nivel	V_A	ΣV_R	$\Sigma V_R/V_D$	$\sum (\Sigma V_R/V_D)_i$
	(ton)			$<0.75 \Sigma V_R/V_D?$
N5	138.81	2,232.92	16.09	No
N4	272.46	2,251.63	8.26	No
N3	369.96	2,270.34	6.14	No
N2	439.24	3,139.37	7.15	No
N1	490.30	3,157.86	6.44	No
PB	571.74	2,651.34	4.64	Si
		Prom $\Sigma V_R/V_D$	8.12	
		0.75 $\Sigma V_R/V_D$	6.09	

Tabla 2-15 Cociente, por nivel, de la capacidad resistente / cortante actuante, dirección Y

Nivel	V_A	ΣV_R	$\Sigma V_R/V_D$	$\sum (\Sigma V_R/V_D)_i$
	(ton)			$<0.75 \Sigma V_R/V_D?$
N5	138.34	2,294.15	16.58	No
N4	272.16	2,313.61	8.50	No
N3	369.61	2,333.07	6.31	No
N2	438.38	3,440.43	7.85	No
N1	489.64	3,453.66	7.05	No
PB	565.56	4,111.51	7.27	No
		Prom $\Sigma V_R/V_D$	8.93	
		0.75 $\Sigma V_R/V_D$	6.70	

En resumen, con base en la revisión de las condiciones de regularidad del capítulo 5 de las NTC-DS, 2020. El edificio no cumple con los requisitos 1, 9, 11, 12 y 13 por lo que se clasifica como una estructura muy irregular y, por lo tanto, el factor de comportamiento debe multiplicarse por 0.70.

2.4 Carga accidental por sismo (Base rígida)

De acuerdo a la reglamentación actual, cuando se emplee un análisis dinámico modal, las acciones sísmicas de diseño se determinarán a partir de los espectros de diseño contenidos en el Sistema de Acciones Sísmicas de diseño, denominado SASID, para la ubicación específica del predio en estudio (NTC-DS, 2020).

Los espectros de diseño contenidos en el SASID siguen el formato que se describe a continuación, donde las ordenadas del espectro elástico de pseudo-aceleración como fracción de la gravedad, a , se determinarán en función del periodo de vibrar de la estructura, T (NTC-DS, 2020).

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

Donde:

$$p = k + (1 - k) \left(\frac{T_b}{T}\right)^2$$

El coeficiente de aceleración del terreno a_0 , el coeficiente c , el coeficiente k y los periodos característicos T_a y T_b de la meseta espectral, así como el periodo dominante del sitio T_s , se tomarán del SASID cuando los estudios geotécnicos no indiquen la existencia de anomalías en las características del subsuelo con respecto a la zona circundante (NTC-DS, 2020).

Las NTC reconocen la posibilidad de que algunos sitios de la Ciudad de México estén mal clasificados por lo que concierne al tipo de suelo. El periodo de sitio medido en campo que se obtuvo fue calculado con la fórmula A.2.1 de las NTC-DS que considera la estratigrafía completa y no como un estrato homogéneo equivalente.

El periodo de sitio en la zona de estudio calculado con los parámetros dinámicos geotécnicos obtenidos es de $T_s=1.61s$ el cual es distinto en más del 25% del reportado en el SASID, $T_s=2.10s$. Esta condición lo convierte en un sitio con anomalías; sin embargo,

la discusión de esta diferencia no está en los alcances del trabajo, la solución en un problema real sería realizar un estudio de vibración ambiental para obtener el periodo del sitio real. Para este proyecto se calcula el espectro con los parámetros del estudio dinámico geotécnico y se compara con el del SASID.

Tabla 2-16 Parámetros que definen la forma del espectro de diseño elástico, con 5% de amortiguamiento para estructuras del Grupo B

Espectro de sitio	T_s	a_0	c	T_a	T_b	k	ζ
	s	g	g	s	s		
SASID, NTC-DS, 2020	2.10	0.35	1.45	1.50	2.80	0.11	5%
Sitio, NTC-DS, Apéndice A	1.61	0.35	1.60	0.92	1.94	0.39	5%

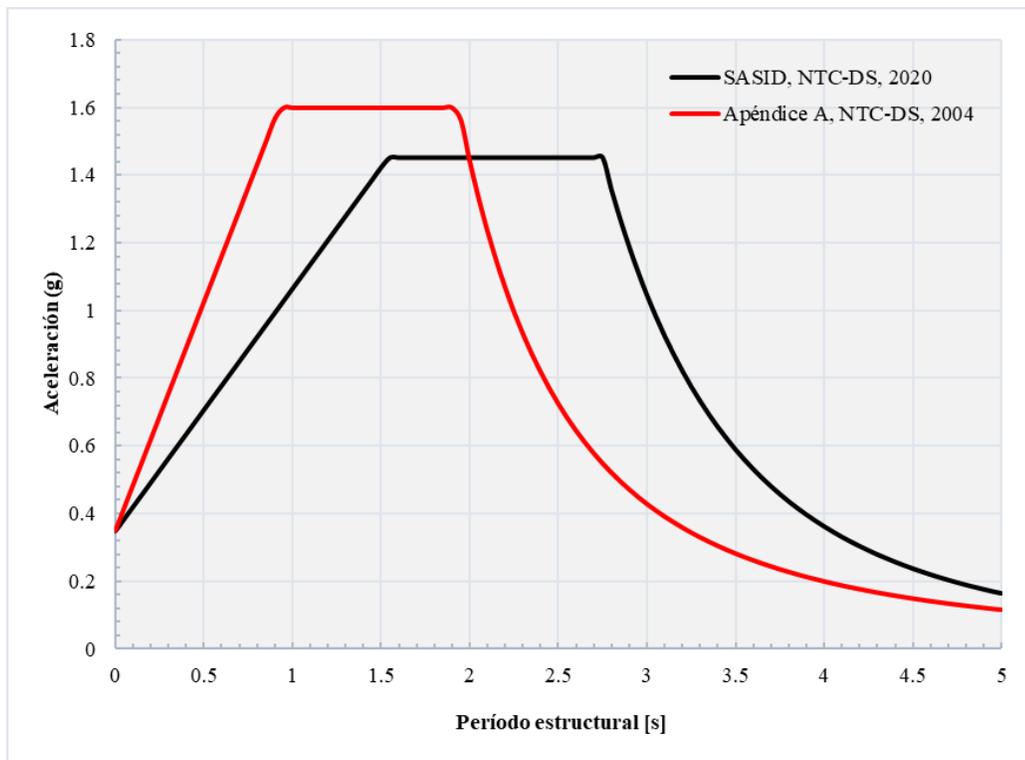


Gráfico 2-6 Espectros elásticos normativo con SASID-2020 y de sitio ($T_s=1.61s$) para estructuras del Grupo B con 5% de amortiguamiento

La Norma actual dice que en caso de que la diferencia entre periodos dominantes del terreno fuera de más del 25%, el espectro de diseño debe determinarse con un estudio específico de sitio. En este ejemplo práctico nos encontramos fuera del 25% del margen de diferencia entre los periodos indicados, se construyó el espectro con el apéndice A de las normas indicadas y es el espectro que se usó en este trabajo.

Las ordenadas de los espectros de diseño construidos para $Q=1$ son sujetas a

modificaciones atribuibles a diferentes mecanismos; los principales son:

- Cambios por amortiguamiento estructural distinto al 5%;
- Reducciones por comportamiento no lineal estructural (ductilidad) y;
- Reducciones por sobre resistencia de los sistemas estructurales.

La modificación de los espectros de diseño por efecto del amortiguamiento del material cuando es diferente del 5% con respecto al crítico, se pueden cuantificar mediante la determinación del factor de amortiguamiento β con el siguiente criterio (NTC-DS, 2020):

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

Debido a que este espectro de diseño aún no considera los efectos de la interacción suelo-estructura, el factor de reducción es $\beta=1$.

El comportamiento no lineal asociado a la ductilidad de los materiales y composición estructural genera una reducción de las fuerzas sísmicas con fines de diseño. Esta reducción es función del factor de comportamiento sísmico Q y del periodo natural de vibración de la estructura T . El factor de reducción por ductilidad Q' se determina mediante (NTC-DS, 2020):

$$Q' = \begin{cases} 1 + \frac{Q - 1}{\sqrt{k}} \frac{T}{T_a}; & \text{si } T < T_a \\ 1 + \frac{Q - 1}{\sqrt{k}}; & \text{si } T_a \leq T < T_b \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{p}{k}}; & \text{si } T \geq T_b \end{cases}$$

Los espectros inelásticos se obtienen al dividir los espectros elásticos ($Q=1$) por el factor reductor por ductilidad Q' .

El factor de comportamiento sísmico Q es dependiente del sistema de estructuración, que en este proyecto es $Q=2$.

Se destaca que las condiciones de irregularidad se tomarán en cuenta multiplicando el factor Q' por el factor $F.I.=0.7$, debido a que la estructura se clasifica como una estructura muy irregular, de acuerdo con las NTC-DS (2020).

Se ha observado que existen reducciones adicionales asociadas a condiciones que aún se está investigando su correcta cuantificación; sin embargo, se sabe que los sistemas estructurales tienen mayor capacidad para resistir las fuerzas sísmicas.

El conocimiento actual establece que la magnitud de los factores de reducción por sobre resistencia son fuertemente dependientes de su arreglo y capacidad estructural. Entre más simple sea el sistema estructural el efecto de la sobre resistencia se reduce.

El factor de reducción por sobrerresistencia R para edificaciones se establece a partir de la siguiente expresión (NTC-DS, 2020):

$$R = k_1 R_0 + k_2$$

El valor del factor básico de reducción de sobre resistencia R_0 , es igual a 2.0 debido a que tenemos una estructura de mampostería; el factor de corrección por hiperestaticidad k_1 , es igual a 1.0 que corresponde a estructuras de mampostería y estructuras con más de tres crujiás resistentes a sismo en direcciones ortogonales.

El factor de incremento para estructuras pequeñas y rígidas k_2 , se obtiene con la expresión:

$$k_2 = 0.5[1 - (T/T_a)^{1/2}] \geq 0$$

Los espectros modificados por este efecto se obtienen al dividir las aceleraciones espectrales por el factor reductivo por sobrerresistencia R .

Las ordenadas del espectro de diseño para el proyecto deben determinarse a partir del factor final de sobre resistencia, del factor reductivo por ductilidad y demás modificaciones que establezca el ingeniero encargado del proyecto estructural.

Se destaca que los espectros de diseño de campo libre son aplicables a construcciones pertenecientes al Grupo B. Para las del Grupo A se deberán incrementar las ordenadas espectrales.

Tabla 2-17 Parámetros que definen la forma del espectro de diseño elástico para $Q=1$ sin reducir y de diseño para $Q=2$, ambos con 5% de amortiguamiento para estructuras del Grupo B.

Espectro de sitio	T_s	a_0	c	T_a	T_b	k	ζ
	s	g	g	s	s		
Elástico sin reducir	1.61	0.35	1.60	0.92	1.94	0.39	5%
Diseño, $Q=2$	1.61	0.20	0.44	0.92	1.94	0.39	5%

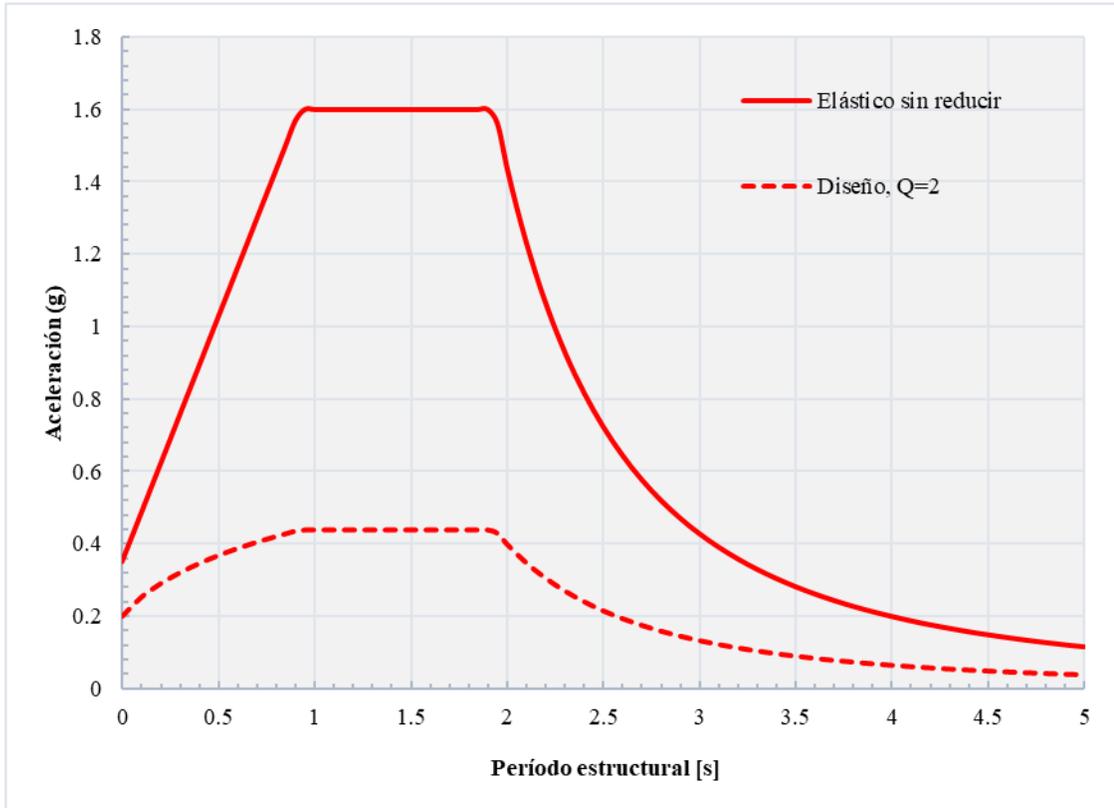


Gráfico 2-7 Espectros de sitio ($T_s=1.61s$) elástico sin reducir y de diseño con $Q=2$ para estructuras del Grupo B con 5% de amortiguamiento

CAPÍTULO 3 INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA

La interacción suelo-estructura (ISE) es aquella rama de la ingeniería que estudia las deformaciones del terreno de cimentación cuando éstas se ven afectadas por la presencia y rigidez de la estructura que sustenta. (Deméneghi *et al.*, 2018)

En la Ciudad de México, la ISE es muy importante debido a la baja rigidez que presentan las arcillas de origen lacustre sobre las que se desplantan las edificaciones. Los efectos principales que produce la ISE son, en general, la flexibilización del sistema (que alarga el periodo de la estructura), el cambio del amortiguamiento (generalmente un incremento) y la modificación del movimiento alrededor de la cimentación (Fernández, 2007)

La influencia de la estructura puede darse en condiciones estáticas, lo cual es tratado por la interacción estática suelo-estructura, o puede ser en condiciones dinámicas, lo cual cae en el campo de la interacción dinámica suelo-estructura (Deméneghi *et al.*, 2018)

Para iniciar el análisis ISE estático y dinámico se requieren las características geométricas y mecánicas de la estructura y las características mecánicas del suelo. Las características mecánicas del suelo se obtienen de un Estudio de Mecánica de Suelos (EMS); en el siguiente subcapítulo se describe un resumen de la información que se utilizará del EMS que se empleará en la ISE de este proyecto.

3.1 Estudio de mecánica de suelos

Para establecer la factibilidad de construcción del inmueble y consignar el tipo de cimentación más apropiado para ésta, se debe realizar un Estudio de Mecánica de Suelos consistente en la exploración y muestreo de los depósitos del subsuelo del sitio de interés, pruebas de laboratorio en las muestras obtenidas y análisis de los resultados con los objetivos siguientes:

- Determinar la estratigrafía del subsuelo en el sitio de interés, sus propiedades índices y mecánicas (deformabilidad y resistencia).

- Establecer la alternativa de cimentación que se juzga más adecuada para la construcción del inmueble que garantice su estabilidad, proporcionando las recomendaciones necesarias para su diseño, tales como: la capacidad de carga en condiciones estáticas y dinámicas, los asentamientos máximos esperados que se desarrollarán en la masa del suelo bajo la carga total de la estructura.
- Determinar el procedimiento constructivo para la cimentación que contempla el proyecto, así como el proceso constructivo para protección a colindancias.

Los sondeos profundos nos permiten determinar la estratigrafía y obtener datos de cada estrato para el cálculo de asentamientos y capacidad de carga. Para este caso en el EMS se realizó un sondeo tipo mixto denominado SM-1.

La información obtenida del sondeo se resume en la siguiente tabla:

Tabla 3-1 Resumen de resultados de sondeos tipo mixto

Profundidad (m)	SM-1		
	γ ton/m ³	C ton/m ²	E ton/m ²
0.00 - 5.00	1.70	5.00	500.00
5.00 - 13.00	1.43	2.70	212.00
13.00 - 14.50	1.40	-	-
14.50 - 25.50	1.22	5.40	540.00
25.50 - 27.00	1.70	-	-
27.00 - 32.00	1.30	8.15	700.00

La información anterior siempre es incluida en un EMS básico, para poder realizar la ISE, y en especial la IDSE, es indispensable conocer las propiedades dinámicas del suelo. Las principales propiedades que debemos obtener de un suelo para realizar la IDSE son (Aguilar, 2023):

- a) Velocidad de propagación;
 - a. Ondas P V_P ;
 - b. Ondas S V_S ;
- b) Módulos elasto-dinámicos
 - a. Módulo de Elasticidad (Young) E ;
 - b. Módulo de Rigidez G ;

- c) Relación de Poisson ν ;
- d) Amortiguamiento ζ ;
- e) Periodo de vibración del suelo T_s ;
- f) Espesor del depósito H_s ;

Las propiedades dinámicas anteriores pueden determinarse mediante expresiones empíricas que a la vez necesitan de otras propiedades, mediante pruebas directas de laboratorio o técnicas de campo. La opción más recomendable son las técnicas de campo, pero son las que requieren mayores recursos económicos debido al montaje de sistemas en campo.

Existen diversas técnicas de campo y procedimientos de laboratorio para obtener los parámetros dinámicos; para este trabajo se utiliza un EMS que emplea la técnica de campo llamada Down Hole (DH) o Pozo Abajo, con esta prueba se obtiene la velocidad de onda S para cada estrato. Los parámetros dinámicos del suelo obtenidos se resumen en la siguiente tabla:

Tabla 3-2 Propiedades dinámicas del perfil estratigráfico

Profundidad (m)	SM-1		
	V_s m/s	γ ton/m ³	ζ ton/m ³
0.00 - 1.20	75.40	1.70	0.03
1.20 - 4.00	74.23	1.70	0.03
4.00 - 12.50	82.20	1.54	0.03
12.50 - 13.80	75.14	1.50	0.03
13.80 - 32.00	85.10	1.35	0.03

Usamos la fórmula de las NTC-DS para calcular el periodo dominante del sitio T_s donde se considera la estratigrafía completa y no como un estrato homogéneo equivalente.

$$T_s = \frac{4}{\sqrt{g}} \sqrt{\left(\sum_{i=1}^N \frac{d_i}{G_i} \right) \left(\sum_{i=1}^N \gamma_i d_i (x_i^2 + x_i x_{i-1} + x_{i-1}^2) \right)}$$

Donde $x_0 = 0$ (en la base) y x_i ($i=1,2, \dots, N$) está dada por:

$$x_i = \frac{\sum_{j=1}^i d_j / G_j}{\sum_{j=1}^N d_j / G_j}$$

Y d_i , G_i y γ_i son el espesor, el módulo de rigidez al corte y peso volumétrico del i -ésimo estrato de la formación de suelo, respectivamente y N es el número de estratos.

Los análisis se realizan con un estrato de suelo equivalente. Las propiedades dinámicas que se utilizaron para este trabajo son:

Tabla 3-3 Propiedades dinámicas que se usarán

H_s m	V_s m/s	γ ton/m ³	ζ ton/m ³	ν	G ton/m ²
32.00	79.35	1.45	0.030	0.49	930.80

Considerando las características arquitectónicas de la estructura proyectada conformada por un sótano, así como las características estratigráficas y físicas del subsuelo, en particular la existencia de materiales de relleno de mala calidad con espesor variable, a los que subyacen materiales de tipo arcilloso con intercalaciones de arena hasta una profundidad media de 32 m de profundidad, la alternativa de cimentación será resuelta mediante un cajón de cimentación de concreto reforzado.

Los materiales menos favorables que se tendrán al nivel de desplante recomendado corresponden a materiales arcillosos, de baja resistencia y alta compresibilidad, con una cohesión ponderada de 2.50 ton/m², obtenidos de los resultados de las pruebas triaxiales no consolidadas – no drenadas UU y de la compresión axial no confinada realizadas en las muestras cúbicas obtenidas. Se obtuvo la capacidad de carga admisible para diseño para los materiales de apoyo de la losa de cimentación de 16.90 ton/m² en condiciones estáticas y de 16.77 ton/m² en condiciones dinámicas, considerando el empotramiento a 4.5 m de profundidad, para el cajón de cimentación.

3.2 Interacción estática

La interacción estática suelo estructura estudia los desplazamientos del suelo de cimentación cuando éstos se ven afectados por la presencia de la rigidez de una estructura (Deméneghi *et al.*, 2018).

El principio de la interacción estática suelo-estructura asume que en el contacto cimiento-terreno los desplazamientos tanto en la cimentación como en el terreno son iguales. Los métodos de ISE estática son los que en el cálculo de las deformaciones del terreno se toma en cuenta la rigidez de la estructura (Sanginés *et al.*, 2023).

El procedimiento de cálculo para la interacción estática suelo-estructura consiste en tres pasos:

1. Calcular los desplazamientos de la subestructura (cimentación);
2. Calcular los desplazamientos del terreno y;
3. Establecer la compatibilidad de deformaciones entre la estructura y el suelo.

Las normas establecen los límites para la revisión de los asentamientos a corto y largo plazo de acuerdo a la zona y al tipo de cimentación. Para el caso en estudio, que es un cajón de cimentación compensado con construcciones colindantes en Zona III, el asentamiento máximo sumando los efectos a corto y largo plazo no debe superar los 15 cm.

En este análisis se utilizó el programa ISE3D (Sanginés *et al.*, 2023), desarrollado por el M.I. Héctor Sanguinés García y el Dr. Armado Rafael Hermsillo Arteaga, codificado en FORTRAN, para calcular los asentamientos inmediatos y a largo plazo, y para comportamiento lineal y no lineal del suelo.

Para utilizar este programa se necesitan las características geométricas y mecánicas de la estructura, así como las características mecánicas del suelo.

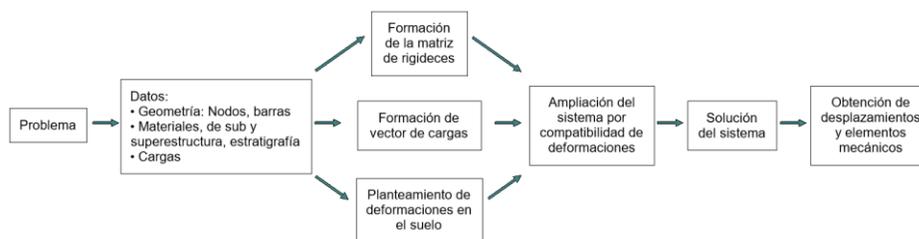


Gráfico 3-1 Implementación del proceso de interacción suelo-estructura en el programa ISE3D (Sanginés., 2023)

Para utilizar el programa ISE3D se hicieron algunas simplificaciones para poder ingresar los datos al programa con facilidad. Con ayuda de Etabs se realiza la bajada de cargas y se obtienen las reacciones en cada nodo; los nodos son los cruces que se tienen entre cada contratabe.

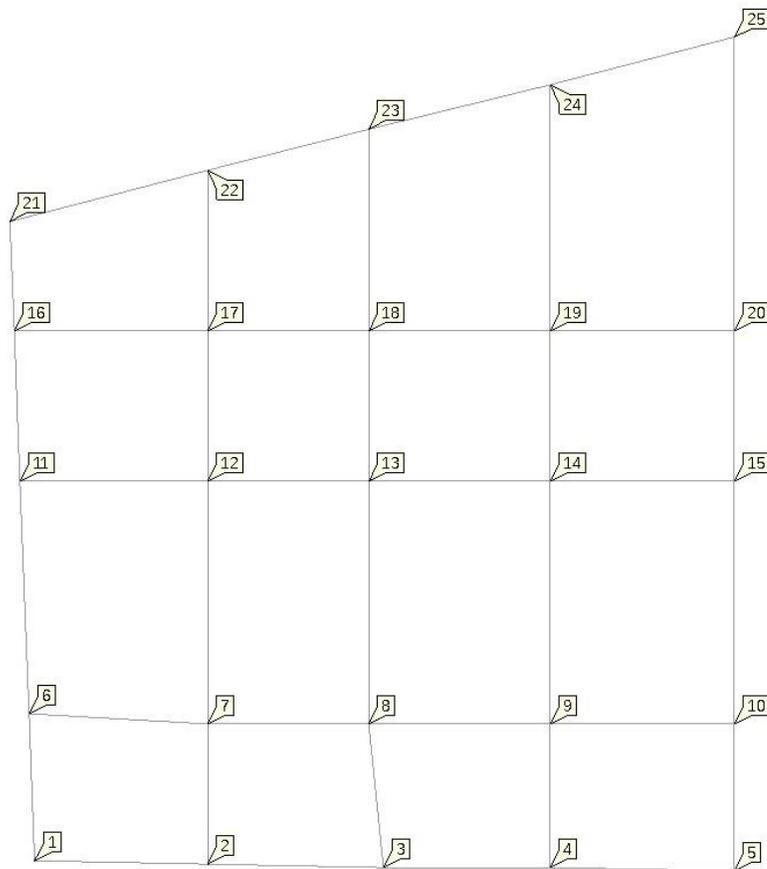


Gráfico 3-2 Planta con ubicación de los nodos

Después de realizar varias iteraciones, se resolvió aumentar la profundidad de desplante a 4.5 m para conseguir asentamientos que cumplieron con los máximos permitidos por las normas de cimentaciones.

Con las cargas del edificio aplicadas al sistema de losa de cimentación, con un espesor de arcillas de 32 m y con una profundidad de desplante de 4.5 m se tiene una presión de 9.29 t/m², una presión $P'v = -6.53$ t/m², lo que da como resultado una presión neta de $q_n = 2.76$ t/m².

Con esa presión neta se tienen asentamientos de:

- Compresión inmediata: 7.2 cm
- Compresión a largo plazo: 7.12 cm

Sumando ambos asentamientos no se superan los 15 cm que indica la norma.

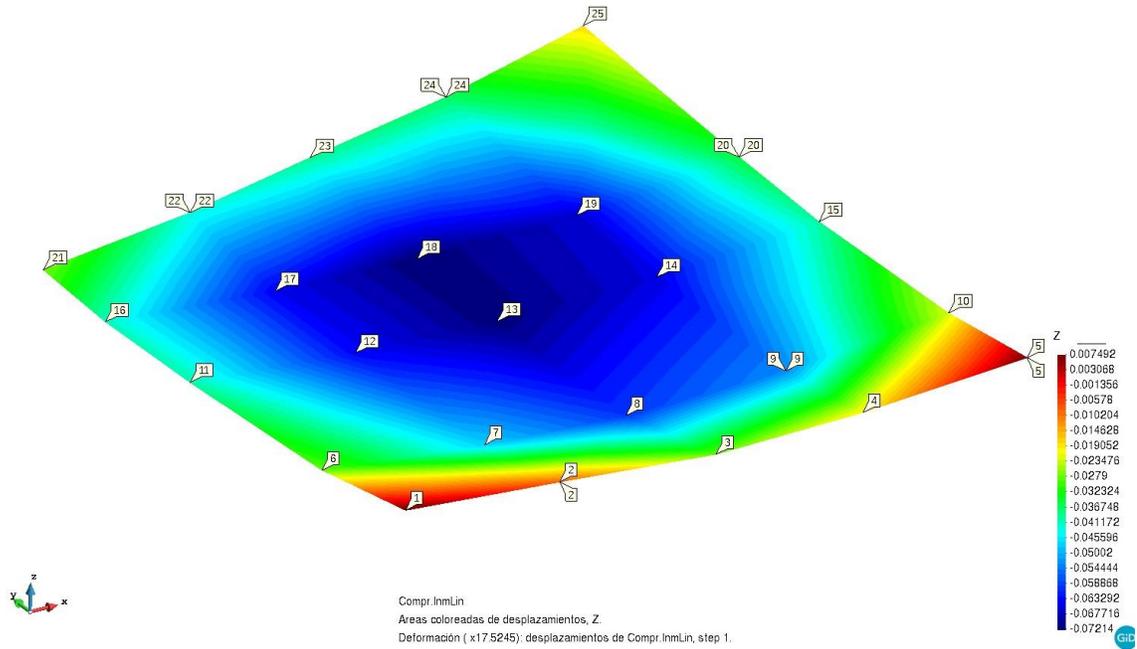


Gráfico 3-3 Mapa de calor con desplazamientos verticales para las compresiones inmediatas

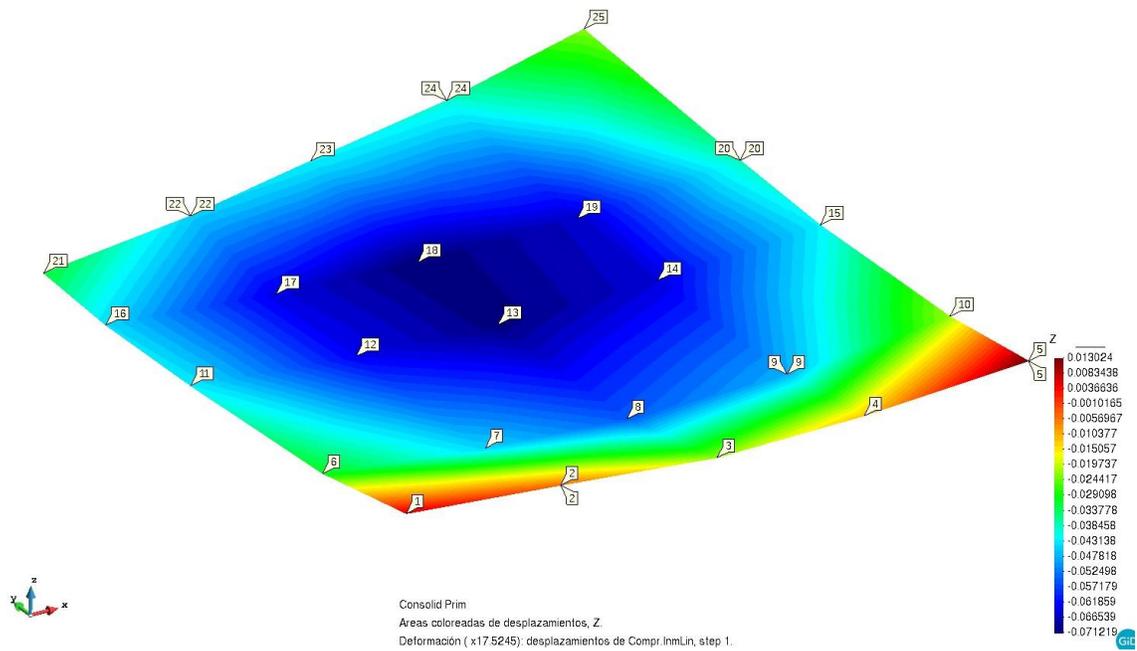


Gráfico 3-4 Mapa de calor con desplazamientos verticales para la consolidación primaria

3.3 Interacción dinámica

El análisis de la interacción dinámica suelo-estructura consiste en establecer compatibilidades entre ambos elementos, la estructura y el suelo, incluyendo un análisis del fenómeno de resonancia al coincidir los periodos del edificio que se proyecta y el periodo del depósito del suelo subyacente (Fernández, 2007).

La ISE dinámica puede implicar tres aspectos diferentes:

- a) Interacción cinemática;
- b) Interacción inercial y;
- c) Funciones de impedancia.

La interacción dinámica suelo-estructura modifica las propiedades dinámicas relevantes que tendría la estructura con base indeformable, así como las características del movimiento de campo libre generándose un movimiento de entrada en la cimentación o excitación efectiva. El alargamiento del periodo fundamental, la modificación del amortiguamiento asociado (generalmente un incremento) y la reducción de la ductilidad son debidos a la interacción inercial (Avilés y Pérez-Rocha, 2005). Por su parte, la interacción cinemática reduce los componentes de traslación horizontal de alta frecuencia y a la vez genera componentes de rotación (cabeceo y torsión), dependiendo de la profundidad de desplante y el tipo de ondas (Veletsos, 1993).

En el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal en sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño por sismo en el Apéndice A se indica el método a utilizar para IDSE, que es un método paso a paso, y el cual usa el principio de superposición para separar las dos principales causas de la interacción: Interacción cinemática e Interacción inercial y están limitadas a un sistema lineal.

3.3.1 Interacción cinemática

La excitación efectiva de la base representa el movimiento de entrada que resulta de superponer el campo libre con el campo difractado por la cimentación. Es en realidad un movimiento supuesto, dado que se obtiene ignorando la presencia de la estructura (Aguilar, 2023).

La interacción cinemática representa comúnmente una reducción del espectro de diseño. En general, los efectos de la ISE cinemática se pueden despreciar para cimentaciones superficiales y poco profundas, estando del lado conservador en el diseño de la estructura. Para este trabajo no se realizará el análisis de interacción cinemática.

Las NTC-DS incluyen lineamientos que se deben seguir para realizar este tipo de análisis, lo cual se resume a continuación:

- a) Construir un modelo estratigráfico del subsuelo;
- b) Calcular la función de transferencia de campo libre;
- c) Convertir los espectros de peligro uniforme en espectros de potencia;
- d) Obtener el espectro de potencia en la superficie;
- e) Calcular la función de transferencia cinemática;
- f) Obtener el espectro de potencia en la cimentación y;
- g) Obtener el espectro de diseño correspondiente.

En resumen, la interacción cinemática reduce la amplitud de los movimientos de traslación de alta frecuencia (periodos cortos) debido a que el sistema estructural de la cimentación es un elemento mucho más rígido que el terreno, produce un efecto promediado en el campo de desplazamientos de los puntos del suelo correspondientes a la interfaz entre el suelo y la cimentación (NTC-DS, 2020).

3.3.2 Interacción inercial

Considerar la flexibilidad del suelo en la respuesta de sistemas suelo-cimentación-estructura provoca efectos inerciales que se traducen en modificaciones de su comportamiento dinámico (Aguilar, 2023).

Los efectos inerciales afectan directamente al comportamiento de la estructura; aumentan el periodo fundamental de vibración y modifican el amortiguamiento. Estos fenómenos ocurren por el aumento de flexibilidad que sufre la estructura al considerar el efecto del suelo. En estas condiciones el amortiguamiento estructural pierde efectividad; sin embargo, por efecto de los amortiguamientos material y geométrico del suelo, el amortiguamiento global puede aumentar. La reducción de la ductilidad es una consecuencia más de la interacción inercial y es función decreciente del alargamiento del

periodo por interacción; sin embargo, aún son desconocidos los efectos reales que produce en la respuesta. Para considerar los efectos de la interacción suelo-estructura es necesario utilizar modelos que, definidos adecuadamente, representan las condiciones reales del sistema. La cimentación se representa por resortes y amortiguamientos, obtenidos a partir de funciones de impedancia que reflejan la rigidez dinámica del conjunto suelo-cimentación (Aguilar, 2023).

3.3.3 Funciones de impedancia.

Las funciones de impedancia o rigideces dinámicas del conjunto suelo-cimentación se definen como la relación en estado estacionario entre la fuerza (momento) excitadora y el desplazamiento (rotación) resultante en la dirección de la fuerza, para una cimentación rígida carente de masa y excitada armónicamente (Aguilar, 2023).

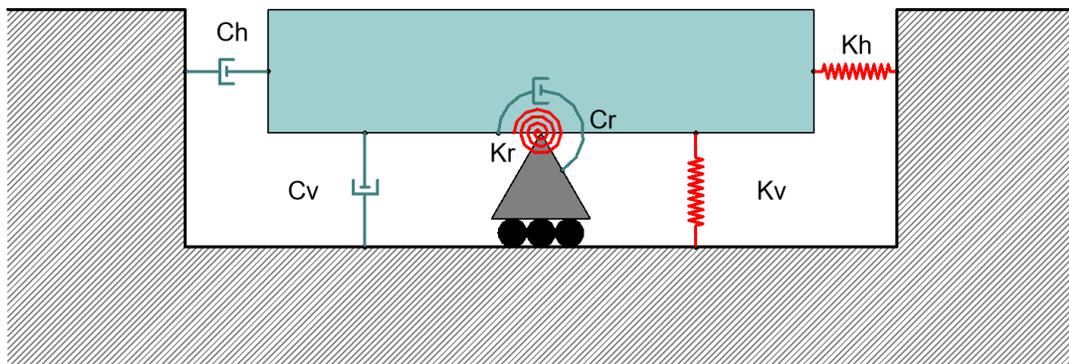


Gráfico 3-5 Resortes y amortiguadores equivalentes del sistema suelo - cimentación

Los significados matemáticos y físicos de las funciones de impedancia se pueden ilustrar empleando una analogía con un oscilador elemental. Por definición, la rigidez dinámica del oscilador es la relación en estado estacionario entre la fuerza excitadora y el desplazamiento resultante. Las funciones de impedancia del oscilador se acostumbran presentar en términos de la rigidez estática y los coeficientes de impedancia dependientes de la frecuencia, de la forma:

$$\tilde{K}(\omega) = K(k - i\omega c)$$

Los parámetros k y c se conocen como coeficientes de rigidez y amortiguamiento, respectivamente. Con base en la analogía con el oscilador elemental, la rigidez dinámica del conjunto suelo-cimentación para el modo de vibración $m=x,z,r,xr$ se acostumbra

expresar mediante una función compleja dependiente de la frecuencia de excitación, en la forma (Gazetas, 1983):

$$\tilde{K}_m(\eta_m) = K_m^\circ K(k_m(\eta_m) + i\eta_m c_m(\eta_m))(1 + i2\zeta)$$

Donde ζ es el amortiguamiento efectivo del sitio, K_m° es la rigidez estática mientras que k_m y c_m son respectivamente los coeficientes de rigidez y amortiguamiento dependientes de la frecuencia normalizada η_m :

$$\eta_m = \frac{\omega R_m}{V_s}$$

Donde R_m es el radio de un cimiento circular equivalente a la superficie de desplante de la cimentación, con igual área o igual momento de inercia que dicha superficie, esto es:

$$R_v = R_h = \sqrt{\frac{A}{\pi}}$$

$$R_r = \sqrt[4]{\frac{4I}{\pi}}$$

Donde A es el área de la superficie de desplante de la cimentación e I es el momento de inercia de dicha superficie con respecto a su eje centroidal de rotación.

Si K_m representa el resorte y C_m el amortiguador equivalente del suelo, la función de impedancia del conjunto suelo-cimentación se define mediante la expresión compleja:

$$\tilde{K}_m(\omega) = K_m(\omega) + i\omega C_m(\omega)$$

El resorte y amortiguador se relacionan con la rigidez estática y los coeficientes de impedancia por medio de las siguientes expresiones:

$$K_m = K_m^\circ(k_m - 2\zeta\eta_m c_m)$$

$$\omega C_m = K_m^\circ(\eta_m c_m + 2\zeta\eta_m k_m)$$

El resorte K_m expresa tanto la rigidez como la inercia del suelo; la dependencia de la frecuencia se debe solamente a la influencia que ésta tiene en la inercia, ya que la rigidez

del suelo es esencialmente independiente de la frecuencia. En tanto que el amortiguamiento C_m expresa los amortiguamientos material y geométrico del suelo; el primero es prácticamente independiente de la frecuencia y se debe al comportamiento histerético, mientras que el segundo es dependiente de la frecuencia y se debe a comportamiento viscoso producto de la irradiación de ondas (Aguilar, 2023).

Las rigideces estáticas para los modos de traslación lateral, traslación vertical y rotación axial de cimentaciones idealizadas como circulares enterradas en un estrato con base rígida se pueden aproximar mediante las siguientes expresiones (Kausel y col, 1978; Gazetas, 1983):

Rigidez estática modo traslacional lateral:

$$K_h^o = \frac{8GR_h}{2-v} \left(1 + \frac{R_h}{2H_s}\right) \left(1 + \frac{2D}{3R_h}\right) \left(1 + \frac{5D}{4H_s}\right)$$

Rigidez estática modo traslacional vertical:

$$K_v^o = \frac{4GR_v}{1-v} \left(1 + 1.28 \frac{R_v}{H_s}\right) \left(1 + 0.5 \frac{D}{R_v}\right) \left[1 + \left(0.85 - 0.28 \frac{D}{R_v}\right) \frac{D/H_s}{1 - D/H_s}\right]$$

Rigidez estática modo rotacional:

$$K_r^o = \frac{8GR_r^3}{3(1-v)} \left(1 + \frac{R_r}{6H_s}\right) \left(1 + \frac{2D}{R_r}\right) \left(1 + 0.71 \frac{D}{H_s}\right)$$

Donde $G=V_s^2\rho$ es el módulo de rigidez efectivo del sitio, ρ su densidad y v su relación de Poisson; H_s es la profundidad del depósito de suelo, entendida ésta como el espesor representativo de la formación estratigráfica del sitio.

Los coeficientes de rigidez y amortiguamiento para los modos de traslación lateral, traslación vertical, rotación axial y acoplamiento de cimentaciones circulares enterradas en un estrato con base rígida se pueden aproximar mediante las siguientes expresiones (Kausel y col, 1978; Gazetas, 1983):

Coeficiente de rigidez modo traslación lateral:

$$k_h = 1$$

Coefficiente de rigidez modo traslación vertical:

$$k_v = 1$$

Coefficiente de rigidez modo rotacional:

$$k_r = \begin{cases} 1 - 0.2\eta_r; & \text{si } \eta_r \leq 2.5 \\ 0.5; & \text{si } \eta_r > 2.5, v \leq 1/3 \\ 1 - 0.2\eta_r; & \text{si } \eta_r > 2.5, v \geq 0.45 \end{cases}$$

Coefficiente de amortiguamiento modo traslacional lateral:

$$c_h = \begin{cases} \frac{0.65\zeta_s\eta_{hs}}{1 - (1 - 2\zeta_s)\eta_{hs}^2}; & \text{si } \eta_{hs} = \eta_h/\eta_s \leq 1 \\ 0.576; & \text{si } \eta_{hs} = \eta_h/\eta_s > 1 \end{cases}$$

Coefficiente de amortiguamiento modo traslacional vertical:

$$c_v = \begin{cases} 0; & \text{si } \eta_v < \eta_p \\ 0.85 \frac{1 + 1.85(1 - \nu)D/R_v}{1 + 0.5D/R_v}; & \text{si } \eta_v \geq \eta_p \end{cases}$$

Coefficiente de amortiguamiento modo rotacional:

$$c_r = \begin{cases} \frac{0.5\zeta_s\eta_{rp}}{1 - (1 - 2\zeta_s)\eta_{rp}^2}; & \text{si } \eta_{rp} = \eta_r/\eta_p \leq 1 \\ \frac{0.3\eta_r^2}{1 + \eta_r^2}; & \text{si } \eta_{rp} = \eta_r/\eta_p > 1 \end{cases}$$

Donde η_s y η_p , que representan las frecuencias fundamentales adimensionales del depósito de suelo en vibración lateral y vertical, respectivamente, son iguales a:

$$\eta_s = \frac{\omega R_h}{2H_s}$$

$$\eta_p = \sqrt{\frac{2(1 - \nu)}{1 - 2\nu}} \left(\frac{\pi R_r}{2H_s} \right)$$

Al incluir la flexibilidad del suelo en la respuesta de una estructura, su periodo fundamental de vibración, su amortiguamiento y su ductilidad se modifican.

Es posible determinar el periodo y amortiguamiento modificados por interacción

mediante la obtención de parámetros equivalentes, llamados efectivos. Estos parámetros representan el periodo y amortiguamiento estructural en el modo fundamental para base flexible (Aguilar, 1992).

En la dirección de análisis, el periodo efectivo del sistema suelo-estructura se determina como sigue:

$$\tilde{T}_e = \sqrt{T_e^2 + T_h^2 + T_r^2}$$

Donde T_e es el periodo fundamental estructural en la condición de base rígida, T_h y T_r son periodos naturales de vibración en traslación horizontal y rotación de la base respectivamente.

$$T_h = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{W_e}{K_h}}$$

$$T_r = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{W_e(H_e + D)^2}{K_r}}$$

Para obtener el periodo efectivo debemos realizar varias iteraciones; el primer periodo efectivo que se obtenga será empleando como primera aproximación de las rigideces estáticas. Después se evalúan las rigideces dinámicas y obtiene un nuevo periodo efectivo, y así sucesivamente hasta que el periodo converge a un valor.

Conocido el periodo efectivo, el amortiguamiento efectivo asociado $\tilde{\zeta}_e$ se obtiene para fines de diseño con la ecuación ajustada siguiente. Esta expresión cubre la mayoría de los casos de interés práctico.

Amortiguamiento efectivo del sistema suelo-cimentación-estructura:

$$\tilde{\zeta}_e = \zeta_e \left(\frac{T_e}{\tilde{T}_e} \right)^3 + \frac{\zeta_h}{1 + 2\zeta_h^2} \left(\frac{T_h}{\tilde{T}_e} \right)^2 + \frac{\zeta_r}{1 + 2\zeta_r^2} \left(\frac{T_r}{\tilde{T}_e} \right)^2$$

Coefficiente de amortiguamiento de la base de la estructura en modo traslacional:

$$\zeta_h = \frac{\pi c_h}{\tilde{T}_e K_h}$$

Coefficiente de amortiguamiento de la base de la estructura en modo rotacional:

$$\zeta_r = \frac{\pi C_r}{\tilde{T}_e K_r}$$

A partir de la determinación de las funciones de impedancia y con esta solución alternativa, se han cuantificado periodos y amortiguamientos efectivos en función de los periodos y amortiguamientos para base rígida de la estructura en estudio.

3.4 Resultados de la Interacción Dinámica Suelo Estructura

Con la información de la estructura y de la cimentación, así como con las propiedades y parámetros dinámicos del suelo establecidos mediante trabajos de campo y laboratorio, se presentan los resultados del análisis de interacción inercial para el edificio en estudio, aplicables al espectro de diseño en la base de la estructura de sótano. Los efectos de la interacción cinemática no se consideran en este proyecto.

Tabla 3-4 Propiedades de la estructura y la cimentación

Propiedad	Cantidad
Peso de la estructura	3,860.84 t
Peso efectivo de la estructura	2,702.58 t
Altura de la estructura	19.70 m
Altura efectiva de la estructura	13.79 m
Periodo de vibración de la estructura dirección X	0.258 s
Periodo de vibración de la estructura dirección Y	0.293 s
Amortiguamiento estructural	5.00 %
Superficie total de la cimentación	449.00 m ²
Profundidad de desplante del cajón de sótano	4.50 m

Tabla 3-5 Propiedades de la estructura con efectos de la interacción dinámica

Propiedad	Cantidad
Periodo del sistema suelo-cimentación-estructura dirección X	0.690 s
Periodo del sistema suelo-cimentación-estructura dirección Y	0.680 s
Amortiguamiento del sistema suelo-cimentación-estructura dirección X	9.89 %
Amortiguamiento del sistema suelo-cimentación-estructura dirección Y	10.15 %
Rgideces dinámicas del sistema suelo-cimentación dirección X	
Resorte equivalente horizontal global	98,033.16 t/m
Resorte equivalente en cabeceo global	12,169,846.16 t-m
Rgideces dinámicas del sistema suelo-cimentación dirección Y	
Resorte equivalente horizontal global	97,959.67 t/m
Resorte equivalente en cabeceo global	13,673,038.59 t-m

3.4.1 Carga accidental por sismo (Base flexible)

Una vez determinadas las propiedades del oscilador de remplazo, se calcula la ordenada espectral correspondiente y aunque la ordenada espectral de interés es solamente la correspondiente a \tilde{T}_e , se calculan los espectros modificados por los efectos de la interacción.

Los espectros elásticos pueden ser modificados debido a los cambios en el amortiguamiento del oscilador de remplazo. En el caso de estudio el amortiguamiento equivalente en ambas direcciones es mayor que el del sistema sin efectos de interacción, por lo que los espectros elásticos en ambas direcciones tienen ordenadas espectrales menores.

Analizando los espectros elásticos (Gráfico 3-6 y Gráfico 3-7) se pueden observar los efectos de la modificación del periodo y el amortiguamiento. En primera instancia, el aumento en el amortiguamiento del sistema debido a los efectos de la IDSE produce menores ordenadas espectrales elásticas, mientras que el alargamiento del periodo aumenta la ordenada espectral debida al periodo del sistema estructural para base flexible en comparación del sistema con base rígida, debido a que se encuentra en la rama ascendente.

Tabla 3-6 Ordenadas del espectro elástico sin efectos de IDSE

Dir.	T (s)	a (g)
x	0.26	0.70
y	0.29	0.75

Tabla 3-7 Ordenadas del espectro elástico con efectos de IDSE

Dir.	T~ (s)	a~ (g)
x	0.69	1.03
y	0.68	1.01

A pesar de que los efectos de amortiguamiento disminuyen las ordenadas para el espectro elástico al considerar los efectos de la interacción dinámica suelo-estructura, el alargamiento del periodo aumenta un 32% el valor de las ordenadas para la dirección X y un 26% para la dirección Y. Es importante mencionar que con la interacción no siempre se van a obtener ordenadas mayores, ya que esto depende de diversos factores y en otros casos es posible obtener ordenadas menores.

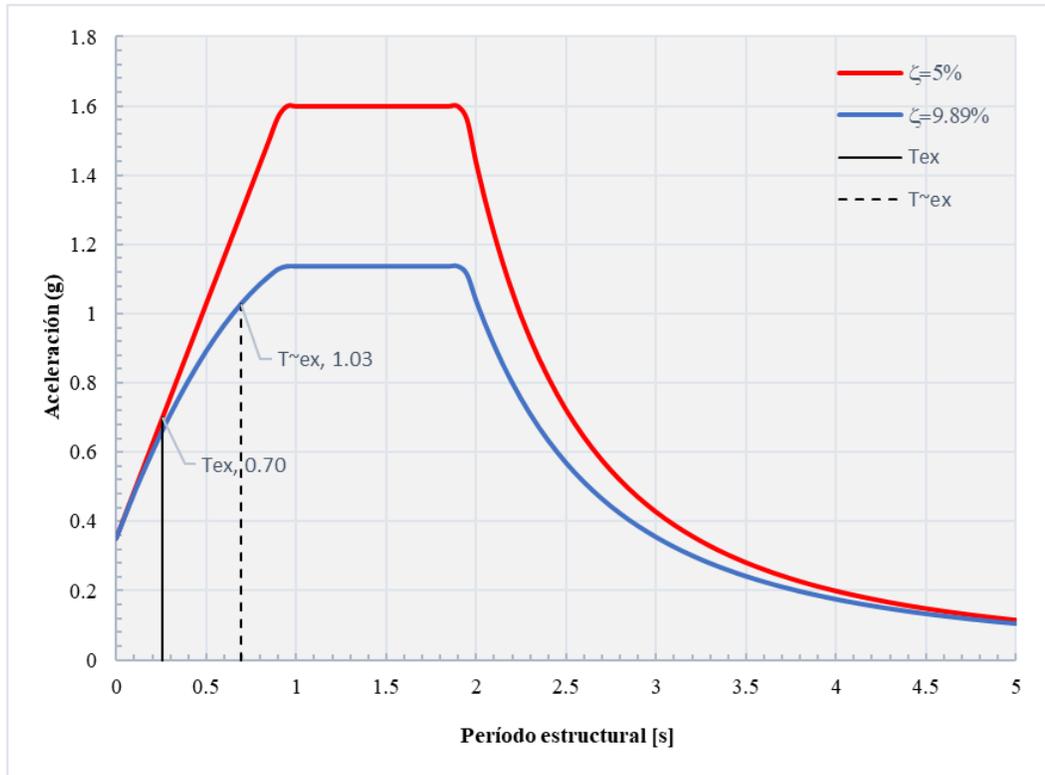


Gráfico 3-6 Espectros elásticos sin efectos de IDSE ($\zeta=5\%$) y con efectos de IDSE ($\zeta=9.89\%$), dirección X

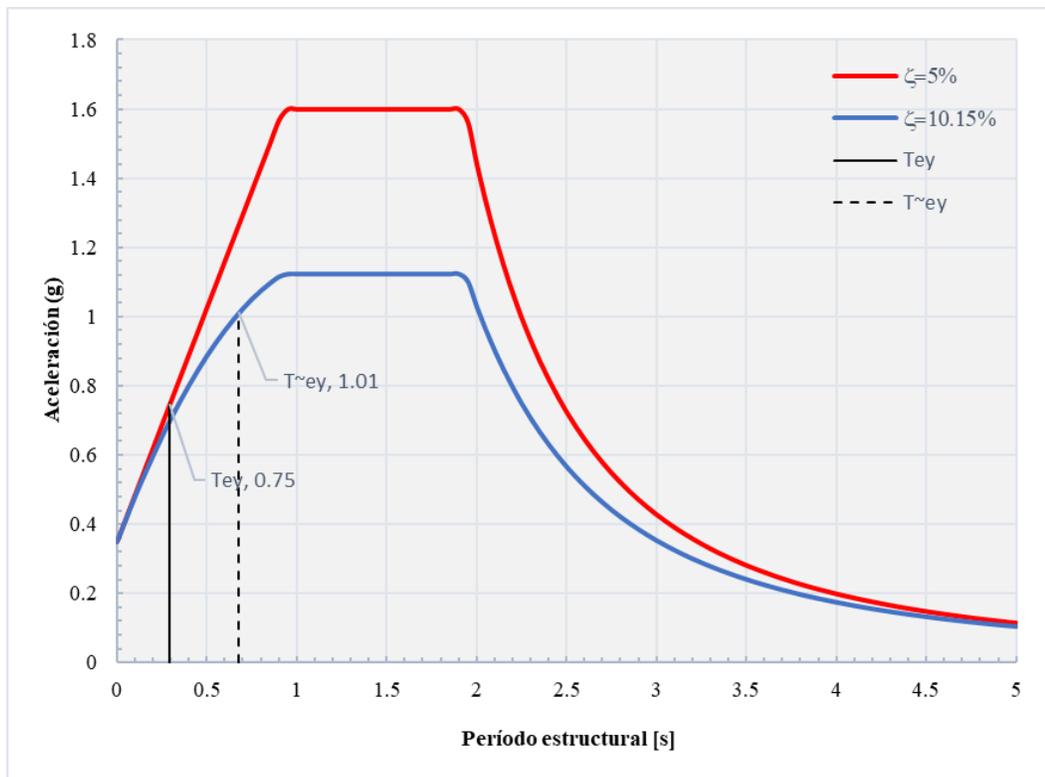


Gráfico 3-7 Espectros elásticos sin efectos de IDSE ($\zeta=5\%$) y con efectos de IDSE ($\zeta=10.15\%$), dirección Y

Una vez determinado el espectro elástico se debe reducir por efectos de comportamiento inelástico y sobrerresistencia. El factor de reducción de fuerzas por comportamiento inelástico \tilde{Q}' del oscilador de remplazo se calcula como (NTC-DS, 2020):

$$\tilde{Q}' = \begin{cases} 1 + (\tilde{Q} - 1) \frac{\tilde{T}_e}{T_e} \sqrt{\frac{\tilde{\beta} T}{k T_a}}; & \text{si } T < T_a \\ 1 + (\tilde{Q} - 1) \frac{\tilde{T}_e}{T_e} \sqrt{\frac{\tilde{\beta}}{k}}; & \text{si } T_a \leq T < T_b \\ 1 + (\tilde{Q} - 1) \frac{\tilde{T}_e}{T_e} \sqrt{\frac{\tilde{\beta} p}{k}}; & \text{si } T \geq T_b \end{cases}$$

El factor de comportamiento sísmico del sistema equivalente con base flexible \tilde{Q} se calcula con la siguiente expresión (NTC-DS, 2020):

$$\tilde{Q} = 1 + (Q - 1) \frac{T_e^2}{\tilde{T}_e^2}$$

Con los periodos de base rígida y base flexible, y considerando que la estructura está diseñada para un factor de comportamiento sísmico $Q=2$, tenemos $\tilde{Q}_x=1.140$ y $\tilde{Q}_y=1.185$. Debido a que el factor de comportamiento sísmico se reduce para el oscilador de remplazo se tendrá un incremento en las ordenadas espectrales de diseño inelástico.

Las ordenadas espectrales de diseño tienen un incremento del 48% para la dirección X y de 44% para la dirección Y. Además del alargamiento del periodo, la disminución del factor de comportamiento sísmico conlleva a valores más altos en las fuerzas sísmicas.

Tabla 3-8 Ordenadas del espectro de diseño sin efectos de IDSE

Dir.	T (s)	a' (g)
x	0.26	0.308
y	0.29	0.318

Tabla 3-9 Ordenadas del espectro de diseño con efectos de IDSE

Dir.	T~ (s)	a'~ (g)
x	0.69	0.593
y	0.68	0.571

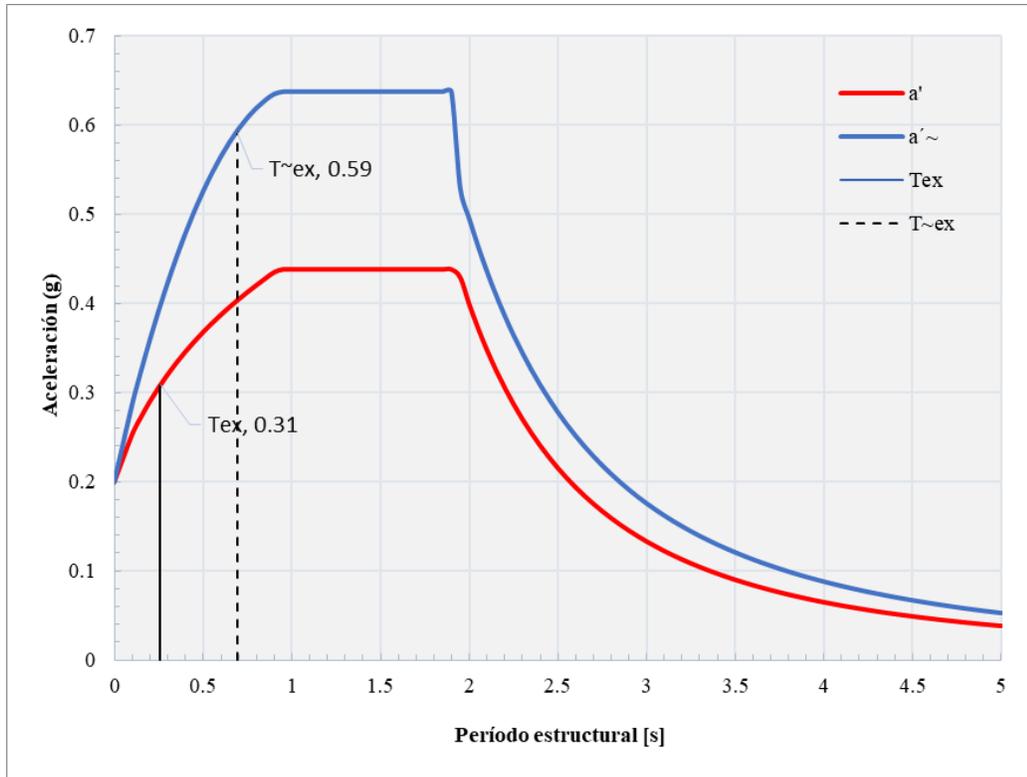


Gráfico 3-8 Espectros de diseño sin efectos de IDSE (a') y con efectos de IDSE (a'_{\sim}), dirección X

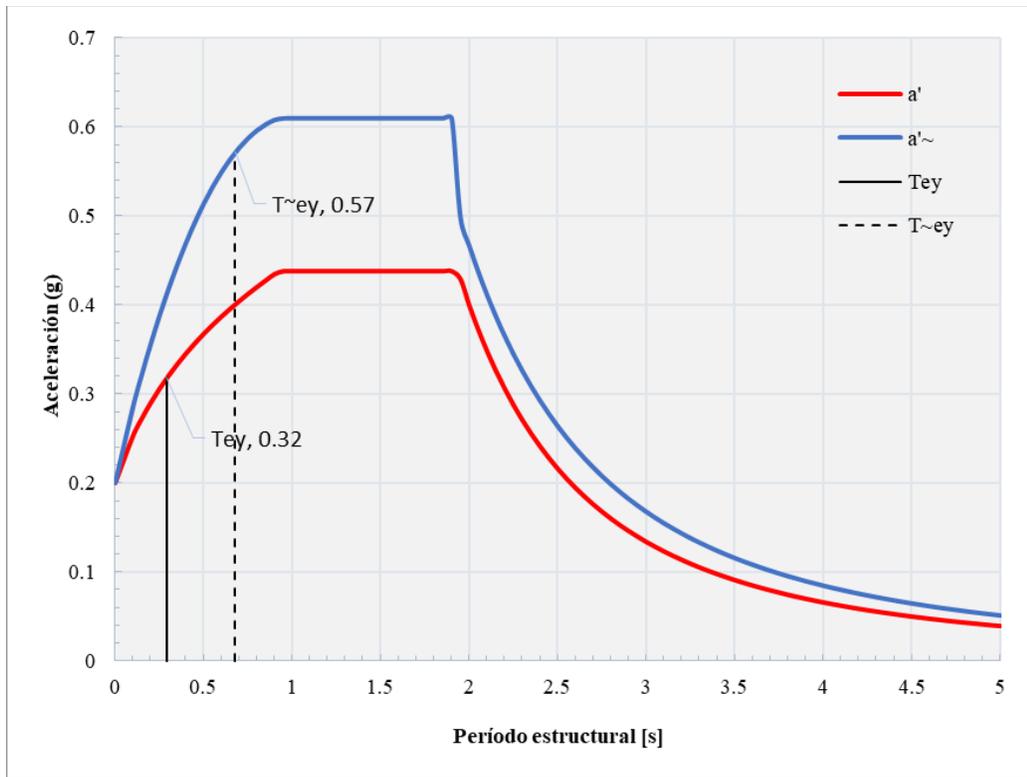


Gráfico 3-9 Espectros de diseño sin efectos de IDSE (a') y con efectos de IDSE (a'_{\sim}), dirección Y

CAPÍTULO 4 REVISIÓN DE PLANTA BAJA DÉBIL

Uno de los objetivos de este trabajo es identificar si el proyecto en cuestión presenta planta baja débil (PBD) y proceder al análisis con lo establecido en las NTC-DS en los puntos 5.4 y 5.5.

Se describió al inicio del trabajo el proyecto arquitectónico que obedece a una planta baja destinada a estacionamiento más un mezanine que obliga a tener columnas y muros a doble altura en la mayor parte de la planta baja. Este tipo de estructuración es muy común en la Ciudad de México debido a la alta demanda de vivienda que utiliza cajones de estacionamiento.

Cuando se presenta un proyecto arquitectónico con indicios de planta baja débil, el estructurista deberá proyectar las primeras corridas estructurales tratando de evitar lo más posible la PBD. Esto lo podemos lograr utilizando todos los muros arquitectónicos disponibles e incluso proponiendo más para poder aumentar la resistencia a cortante de la planta. Si a pesar de esto el análisis arroja que contamos con PBD se procederá a revisar con lo estipulado en los puntos 5.4 y 5.5 de las NTC-DS.

La planta baja débil provoca que, durante la acción de un sismo, este piso sea el más dañado estructuralmente, comprometiendo la estabilidad de los pisos superiores a este. Cuando esto sucede en la planta baja, ésta toma la mayoría de la deformación y por lo tanto del daño que presentaría todo el edificio, ya que, al ser menos rígida y/o resistente, se desplaza mucho más de lo que fue considerado en el análisis, modificado totalmente la forma en que se deforma el edificio, comprometiendo la seguridad de todo el edificio (NTC-DS).

El punto 5.4 dice lo siguiente: Si en un edificio el cociente de la capacidad resistente entre la fuerza cortante de diseño para el primer entrepiso es menor que 60 por ciento del mismo cociente para el segundo entrepiso y para más de la mitad de los entrepisos restantes, se considerará que el edificio cae en el caso denominado de “planta baja débil” y se

aplicarán las penalizaciones que se fijan en la sección 5.5 para este caso.

El punto 5.5 dice lo siguiente: Cuando el edificio es calificado como de planta baja débil o blanda, según se define en la sección 5.4, se deberá diseñar su primer entrepiso para que sea capaz de resistir la fuerza cortante basal correspondiente a un factor de reducción Q' igual a 1, mientras que los otros entrepisos se diseñarán para resistir las fuerzas internas que resultan del análisis con el factor de reducción Q' que corresponden al sistema estructural sin afectarlo por los factores de irregularidad. Se revisará además que la distorsión máxima del primer entrepiso para el sismo de diseño no exceda 0.006.

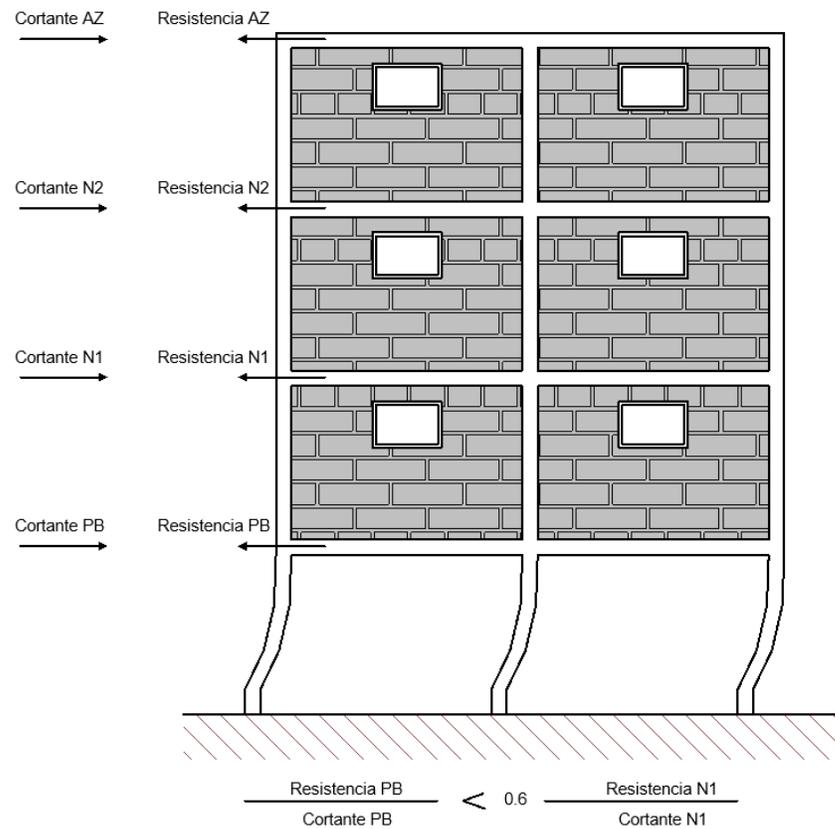


Gráfico 4-1 Condiciones para planta baja débil (NTC-DS, 2020)

4.1 Capacidad resistente a fuerzas cortantes por nivel

En la etapa conceptual del diseño estructural se busca evitar la PBD desde que se proponen materiales y la distribución de elementos. En este ejemplo, desde un inicio, se propone usar todos los muros arquitectónicos disponibles como muros de concreto en toda la planta baja.

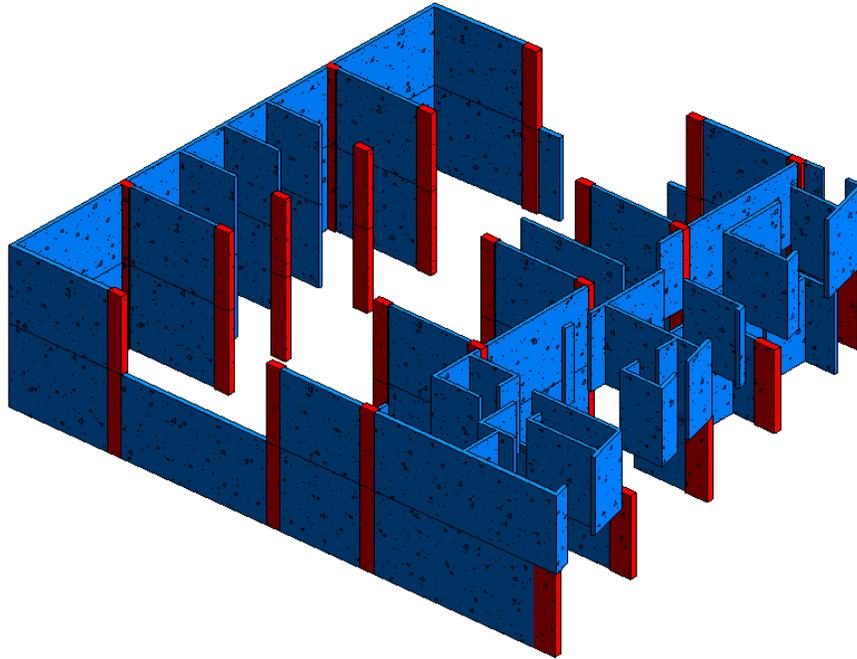


Gráfico 4-2 Distribución de muros y columnas en planta baja, 3D

Las columnas marcadas en rojo tienen dimensiones de 30x60 cm, las trabes tienen dimensiones entre 30x90 cm / 20x50 cm y los muros marcados en azul son muros de concreto de 20 cm de espesor. Todos los elementos de concreto en planta baja se consideraron con una resistencia a la compresión de $f'_c=300 \text{ kg/cm}^2$.

La cuantía de columnas y trabes varía alrededor de 0.015, mientras que los muros están armados con una parrilla doble con barras del #3@15 cm en el sentido vertical y una parrilla doble con barras del #3@15 cm en el sentido horizontal.

Las losas de entrepiso son de 12 cm de espesor con un armado de barras del #3@20 cm; los muros que desplantan en los departamentos se consideran con mampostería confinada de 12 cm de ancho con resistencia a la compresión $f'_m=50 \text{ kg/cm}^2$ y resistencia a cortante $v'_m=3 \text{ kg/cm}^2$.

Para revisar las condiciones de una planta baja débil se debe conocer la capacidad resistente a la fuerza cortante de cada nivel. La fuerza resistente se determina de manera diferente dependiendo el elemento estructural que se trate. Es importante determinar correctamente la capacidad de resistencia de todos los elementos y para cada dirección, en las Tablas 4-1 y 4-2 se muestra el resultado de la suma por entrepiso y en cada dirección.

Tabla 4-1 Suma de capacidad resistente a fuerza cortante por nivel en dirección X

Nivel	V_{RX} (ton)			
	Columnas	Muros Concreto	Mampostería	Total
N5	0.00	1,255.91	239.28	1,495.19
N4	0.00	1,255.91	257.99	1,513.90
N3	0.00	1,255.91	276.70	1,532.61
N2	0.00	1,793.74	291.99	2,085.73
N1	0.00	1,793.74	310.48	2,104.22
PB	501.44	1,354.35	0.00	1,855.79

Tabla 4-2 Suma de capacidad resistente a fuerza cortante por nivel en dirección Y

Nivel	V_{RY} (ton)			
	Columnas	Muros Concreto	Mampostería	Total
N5	0.00	1,288.44	248.88	1,537.32
N4	0.00	1,288.44	268.34	1,556.78
N3	0.00	1,288.44	287.80	1,576.24
N2	0.00	2,035.75	208.88	2,244.63
N1	0.00	2,035.75	222.11	2,257.86
PB	732.07	2,158.97	0.00	2,891.04

4.2 Revisión de las condiciones 5.4 de las NTC-DS

Para la revisión de los cocientes de resistencia ante fuerzas cortantes la NTC-DS indica que se considere la fuerza cortante de diseño, la cual se refiere al cortante de diseño de entrepiso obtenida del análisis sísmico de acuerdo con el espectro de diseño. Por lo tanto, al considerar los efectos de IDSE, se debe usar el espectro de diseño modificado por dichos efectos y colocar resortes y amortiguadores en el modelo de base rígida, o bien amplificar las fuerzas actuantes de cortante de entrepiso por el factor de 1.25 para ambas direcciones; este factor se explicará más a detalle en el capítulo 5.

Tabla 4-3 Cocientes por nivel de la capacidad resistente / cortante actuante en dirección X

Nivel	V_A	ΣV_R	$\Sigma V_R/V_D$	$0.6\Sigma V_R/V_D$	$\zeta(\Sigma V_R/V_D)_{PB}$
	(ton)				$<0.6\Sigma V_R/V_D?$
N5	138.81	1,495.19	10.77	6.46	Si
N4	272.46	1,513.90	5.56	3.33	Si
N3	369.96	1,532.61	4.14	2.49	No
N2	439.24	2,085.73	4.75	2.85	No
N1	490.30	2,104.22	4.29	2.58	No
PB	571.74	1,855.79	3.25	1.95	No

Tabla 4-4 Cocientes por nivel de la capacidad resistente / cortante actuante en dirección X

Nivel	V_A	ΣV_R	$\Sigma V_R/V_D$	$0.6\Sigma V_R/V_D$	$i(\Sigma V_R/V_D)_{PB}$
	(ton)				$<0.6\Sigma V_R/V_D?$
N5	138.34	1,537.32	11.11	6.67	Si
N4	272.16	1,556.78	5.72	3.43	No
N3	369.61	1,576.24	4.26	2.56	No
N2	438.38	2,244.63	5.12	3.07	No
N1	489.64	2,257.86	4.61	2.77	No
PB	565.56	2,891.04	5.11	3.07	No

Los resultados para ambas direcciones cumplen con las dos condiciones para no ser considerada una planta baja débil, ya que el cociente $\Sigma V_R/V_D$ es mayor que el 60% del segundo entrepiso y es mayor para más de la mitad del 60% de los cocientes de cada entrepiso. Por lo tanto, la estructura no es clasificada como una estructura con planta baja débil.

Los resultados favorables obtenidos son gracias a que, en la estructuración inicial, se consideró usar un buen porcentaje de muros de concreto en la mayoría de niveles, a tal grado que en planta baja la estructura sólo cuenta con muros de concreto y columnas de concreto reforzado.

4.3 Revisión con los criterios 5.5 de las NTC-DS

De acuerdo a los resultados el edificio cumple los requisitos para no ser considerado con planta baja débil, pero debido a que es un edificio con un nivel de irregularidad muy alto se optó por diseñarlo como un edificio de planta baja débil.

Por lo tanto, la penalización de la norma por tener planta baja débil, donde el valor de \tilde{Q}' deberá ser igual a 1.0 para la obtención de la fuerza cortante actuante de diseño sólo para la PBD. Y para la revisión de prevención de colapso, las distorsiones laterales no deberán rebasar un valor de 0.006. Para el resto de los entrepisos se seguirá usando el \tilde{Q}' afectado por la IDSE y valores límite de distorsiones normales.

Por lo tanto, el espectro de diseño para la planta baja tendrá mayores ordenadas espectrales, el cual se muestra en el Gráfico 4-3.

Para este espectro también deben compararse los resultados con los periodos de base

rígida y base flexible, pero ahora considerando que se diseñará para un factor de comportamiento sísmico $Q=1$, y con la IDSE $\tilde{Q}=1$. El factor en ambos casos es el mismo, no puede ser menor a uno, pero el espectro tendrá cambios debido al amortiguamiento de la IDSE y la ordenada cambiará debido al alargamiento del periodo.

Las ordenadas espectrales de diseño tienen un incremento de 37% para la dirección X y de 31% para la dirección Y. Comparando el espectro de diseño con $Q=2$, el espectro con $Q=1$ es mayor cuando no se considera la IDSE.

Tabla 4-5 Ordenadas del espectro de diseño $Q=1$ sin efectos de IDSE

Dir.	T (s)	a' (g)
x	0.26	0.447
y	0.29	0.481

Tabla 4-6 Ordenadas del espectro de diseño $Q=1$ con efectos de IDSE

Dir.	T~ (s)	a'~ (g)
x	0.69	0.709
y	0.68	0.698

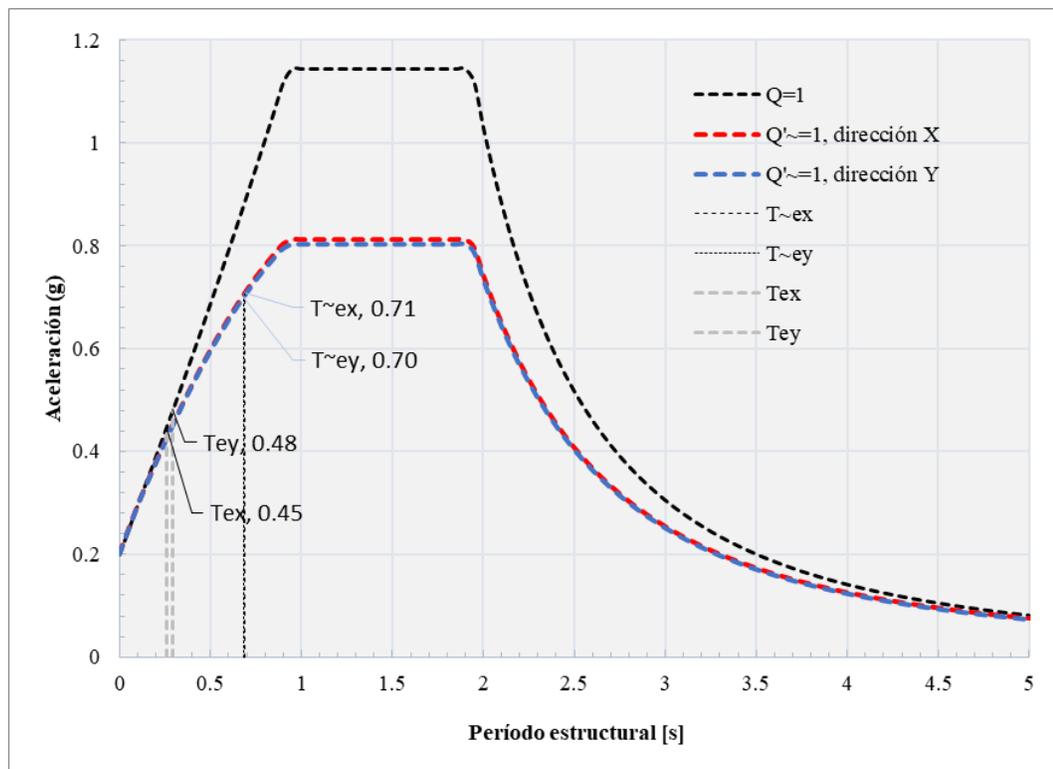


Gráfico 4-3 Espectros de diseño sin efectos de IDSE ($Q'=1$) y con efectos de IDSE ($Q'~=1$), dirección X y Y.

CAPÍTULO 5 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Se realizó un análisis por el método dinámico modal espectral, mediante un modelo tridimensional con el cual se idealizó la estructura por medio de un modelo teórico factible. Se modelaron todos los elementos estructurales principales con la finalidad de que el modelo numérico represente correctamente el comportamiento del inmueble y sirva para la revisión y cumplimiento en función de las demandas por carga vertical y sismo.

Para considerar los efectos de la interacción suelo estructura en el análisis estructural las NTC-DS dicen lo siguiente:

“Cuando se aplique el análisis dinámico modal, la fuerza cortante basal correspondiente al modo fundamental en la dirección de análisis, \tilde{V}_{01} , se corregirá por interacción suelo-estructura:

$$\tilde{V}_{01} = \tilde{\alpha}' W_e$$

Donde $\tilde{\alpha}'$ se calcula para el periodo y amortiguamiento efectivos de dicho modo, y el peso modal efectivo con la ecuación 6.1.1. Los aportes de los modos superiores no se modifican por interacción suelo-estructura con respecto a lo que tienen para la estructura con base rígida”.

Toda fuerza o momento calculado para el modo fundamental de vibrar para la condición de estructura con base rígida se multiplicará por el factor \tilde{V}_{01}/V_{01} a fin de incluir los efectos de interacción inercial, siendo $V_{01} = \alpha' W_e$ la fuerza cortante basal correspondiente al modo fundamental de la estructura con base rígida. El valor de este factor no será menor que 0.75, ni mayor que 1.25.

Para obtener las fuerzas finales que consideren los efectos de la IDSE el método normativo nos da la oportunidad de multiplicar las fuerzas de diseño obtenidas con el modelo de base rígida por el factor de interacción \tilde{V}_{01}/V_{01} , por lo tanto, no es necesario realizar un modelo explícito del suelo (no es necesario modelar resortes).

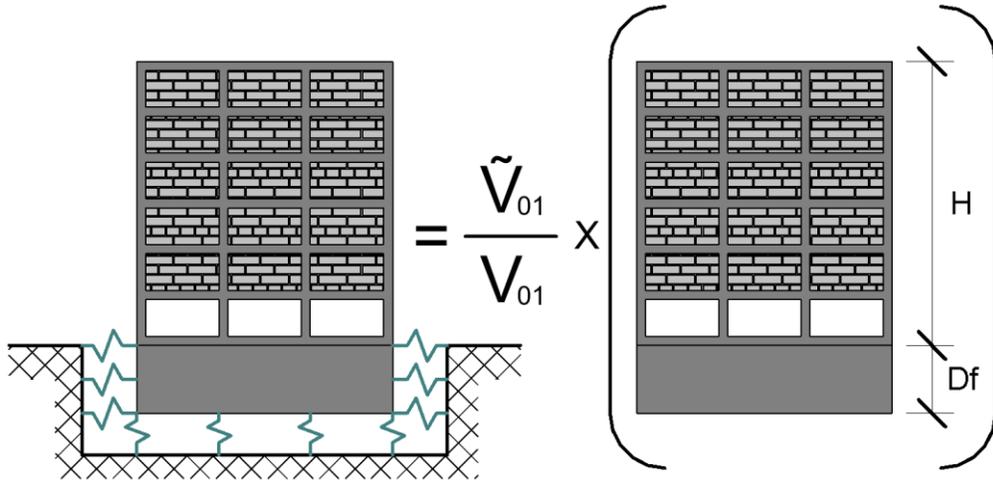


Gráfico 5-1 Factor de interacción aplicado a modelo de base rígida (SMIE-SMIS, 2022)

Factor de interacción

Para el análisis dinámico modal espectral se tiene que para el primer modo:

Dirección X

$$\tilde{V}_{01} = (0.593)(2,702.58) = 1,601.42 t$$

$$V_{01} = (0.308)(2,702.58) = 833.20 t$$

$$\frac{\tilde{V}_{01}}{V_{01}} = 1.92$$

Dirección Y

$$\tilde{V}_{01} = (0.571)(2,702.58) = 1,543.63 t$$

$$V_{01} = (0.318)(2,702.58) = 860.43 t$$

$$\frac{\tilde{V}_{01}}{V_{01}} = 1.79$$

Los factores de interacción para ambas direcciones sobre pasan el valor establecido por la norma de 1.25, las normas limitan el posible incremento de cortante basal debido, esencialmente, a las grandes incertidumbres involucradas en la estimación de la sobre resistencia estructural y a la forma conservadora de los espectros de diseño (NTC-DS, 2020).

Para el factor de interacción en la planta baja con $Q=1$, los resultados son 1.58 y 1.45 para la dirección X y Y respectivamente.

La combinación de la estructura con las características dinámicas del suelo en este ejemplo conduce a tener un factor de interacción muy alto; los lineamientos de la norma indican un límite de amplificación de $\pm 25\%$ debido a las incertidumbres que se pueden tener desde el momento de la obtención de las características dinámicas del suelo y la obtención de las propiedades de la estructura para realizar el método. En este ejemplo se usó, para ambas direcciones, un factor de 1.25. En un caso real si se cuenta con datos dinámicos del suelo realmente confiables más los datos de la estructura se recomienda usar el factor que arroje el método, a pesar de que supere el 1.25 marcado por las normas, debido a que se estarían subestimando los efectos de la interacción, caso no deseado en la práctica profesional.

5.1 Revisión de desplazamientos y distorsiones

Los desplazamientos laterales se obtienen del análisis realizado con las fuerzas sísmicas de diseño, y deberá considerarse la mayor distorsión de las que se calculen para cada elemento o subsistema vertical contenido en el entrepiso. Se deberán revisar los desplazamientos laterales para las dos condiciones de diseño siguientes (NTC-DS, 2020):

- a) Para el cumplimiento del estado límite de prevención de colapso y;
- b) Para el cumplimiento del estado límite de limitación de daños ante sismos frecuentes.

Dado que se están considerando los efectos de la IDSE, la norma indica que cuando se realice el análisis dinámico modal, los desplazamientos laterales correspondientes al modo fundamental en la dirección de análisis, corregidos por efectos de interacción suelo-estructura, se determinaran con la expresión:

$$\tilde{X}_{i1} = \frac{\tilde{V}_{01}}{V_{01}} \left[X_{i1} + \frac{V_{01}}{K_h} + (h_i + D) \frac{M_{01}}{K_r} \right]$$

La ecuación anterior considera la variación de los desplazamientos asociados con las deformaciones de la estructura y los desplazamientos producidos por los movimientos de la estructura como cuerpo rígido (SMIE-SMIS, 2021).

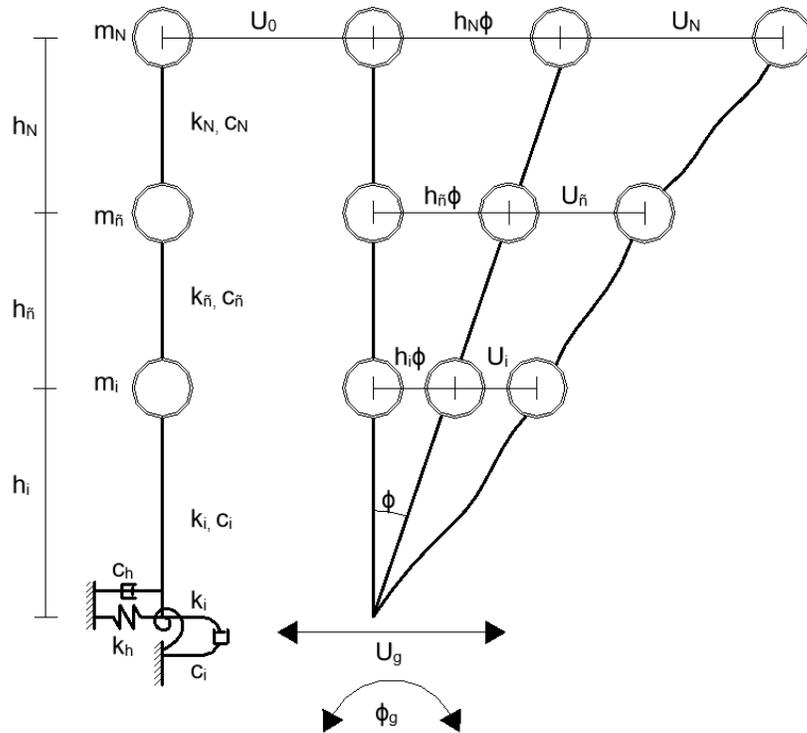


Gráfico 5-2 Traslación y rotación como cuerpo rígido (SMIE-SMIS, 2022)

La traslación de la estructura como cuerpo rígido (u_0) y la rotación de la misma (ϕ) dependen del cortante basal y el momento de volteo del primer modo, así como de las rigideces dinámicas horizontales y rotacionales (SMIE-SMIS, 2021). En este caso se tiene que:

Dirección X

$$u_0 = \frac{\tilde{V}_{01}}{V_{01}} \left(\frac{V_{01}}{K_h} \right) = 0.0106239 \text{ m}$$

$$\phi = \frac{\tilde{V}_{01}}{V_{01}} \left(\frac{M_{01}}{K_r} \right) = 0.0015091 \text{ rad}$$

Dirección Y

$$u_0 = \frac{\tilde{V}_{01}}{V_{01}} \left(\frac{V_{01}}{K_h} \right) = 0.0109794 \text{ m}$$

$$\phi = \frac{\tilde{V}_{01}}{V_{01}} \left(\frac{M_{01}}{K_r} \right) = 0.0013871 \text{ rad}$$

Para calcular los desplazamientos inelásticos totales, se deben multiplicar solamente los desplazamientos asociados con las deformaciones de la estructura por el factor de comportamiento sísmico Q. Todos los desplazamientos se deben multiplicar por el factor de sobre resistencia R (SMIE-SMIS, 2021). Por lo que los desplazamientos inelásticos pueden expresarse como:

$$\tilde{X}_{i1inelastico} = R \frac{\tilde{V}_{01}}{V_{01}} \left[X_{i1} Q + \frac{V_{01}}{K_h} + (h_i + D) \frac{M_{01}}{K_r} \right]$$

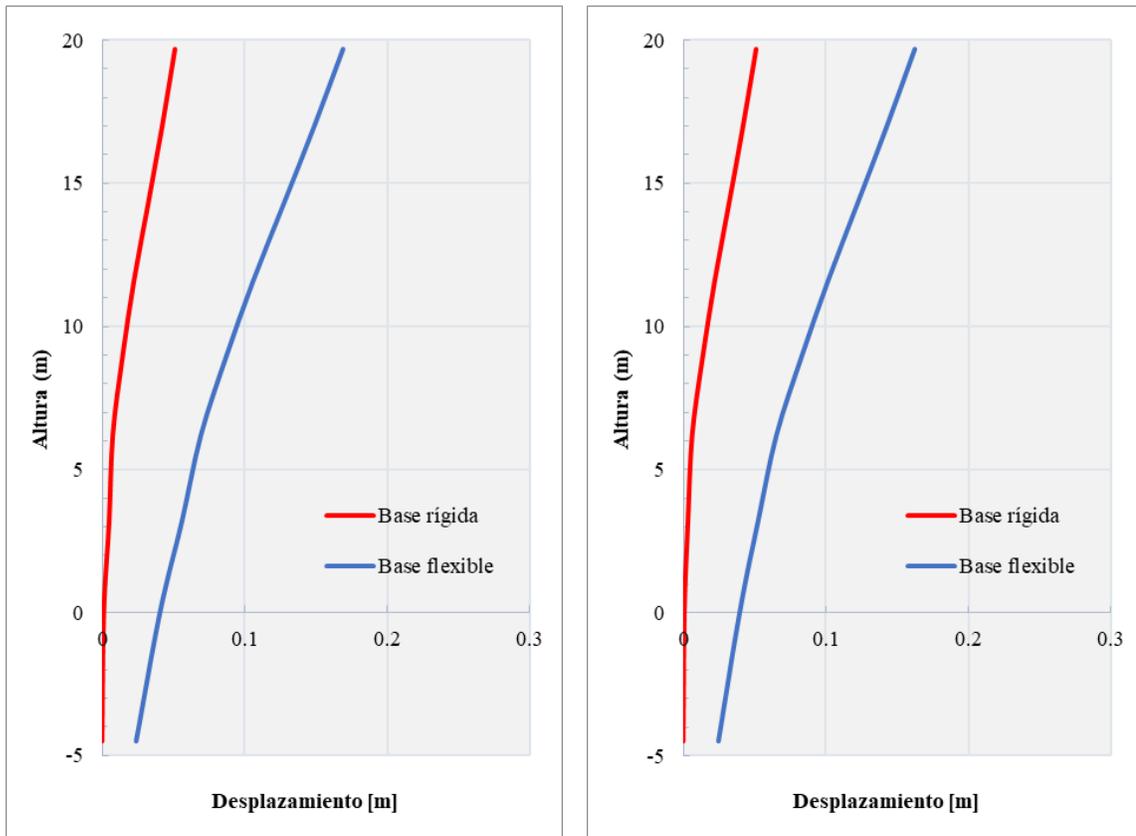


Gráfico 5-3 Desplazamientos laterales en dirección X (izquierda) y Y (derecha)

En dirección X para el análisis con base rígida se tiene un desplazamiento máximo igual a 5.09 cm, el cual aumentó a 16.91 cm considerando los efectos de la interacción dinámica, y en dirección Y se tiene un desplazamiento máximo igual a 5.07 cm y de 16.23 cm con base rígida y base flexible respectivamente.

Los desplazamientos anteriores consideran las contribuciones de los movimientos de cuerpo rígido, pero las distorsiones sólo deben calcularse con los desplazamientos

asociados con la deformación de la estructura (SMIE-SMIS, 2021). La siguiente expresión permite calcular los desplazamientos deseados:

$$\tilde{X}_{i1} = QR \frac{\tilde{V}_{01}}{V_{01}} X_{i1}$$

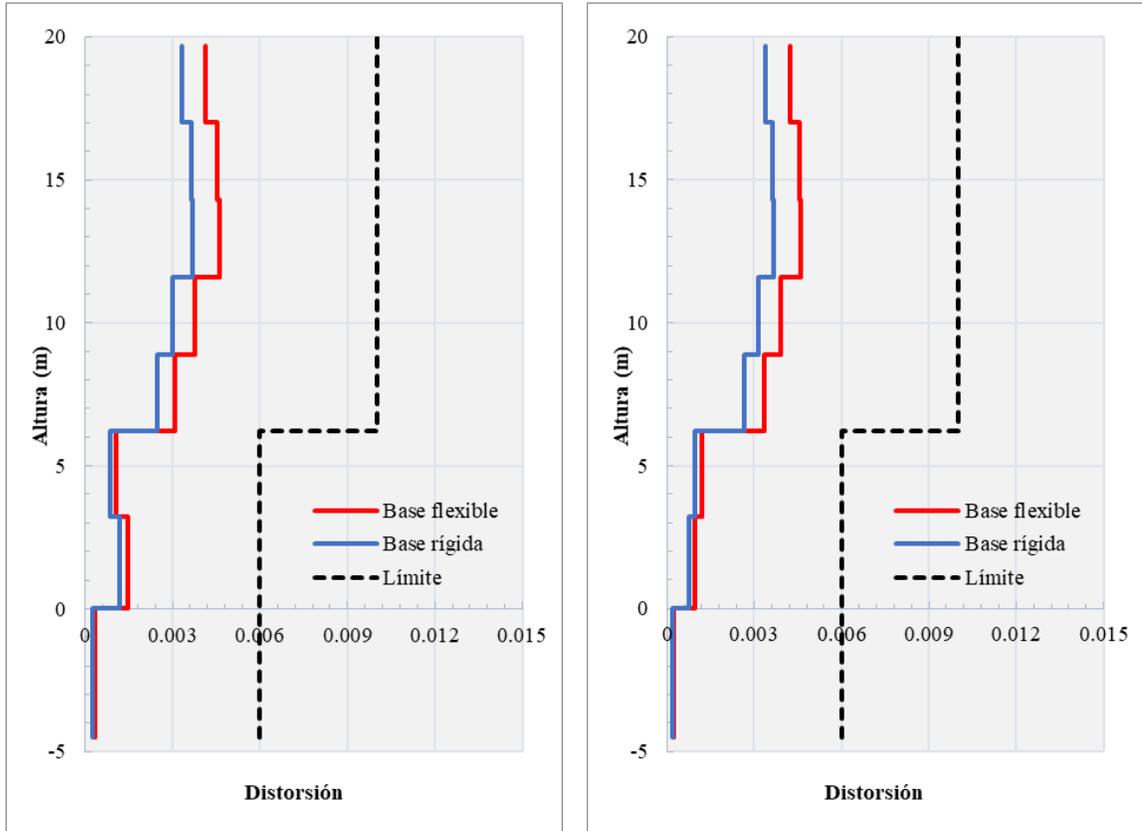


Gráfico 5-4 Distorsiones en dirección X (izquierda) y Y (derecha)

5.2 Separación a colindancias

De acuerdo con el inciso 1.9 “Separación de edificios colindantes” de las NTC-DS, toda edificación deberá separarse de sus linderos con los predios vecinos una distancia no menor de 50 mm, ni menor que el desplazamiento lateral calculado para el nivel de que se trate, determinado con el análisis estructural para la revisión de la seguridad contra colapso, que considere los efectos de giro y de corrimiento de la base del edificio.

Cuando no se tomen en cuenta dichos efectos, los desplazamientos laterales calculados se aumentarán en 0.003 o 0.006 veces la altura sobre el terreno en las Zonas II o III, respectivamente.

Dirección X (Base rígida)

$$\text{Colindancia} = 5.09 + 0.006 * 1970 = 16.92 \text{ cm} \rightarrow 20 \text{ cm}$$

Dirección Y (Base rígida)

$$\text{Colindancia} = 5.07 + 0.006 * 1970 = 16.90 \text{ cm} \rightarrow 20 \text{ cm}$$

Debido a que se consideran los efectos de giro y corrimiento de la base a causa de la IDSE la separación a colindancias queda establecido de la siguiente manera:

Dirección X (Base flexible)

$$\text{Colindancia} = 16.91 \text{ cm} \rightarrow 20 \text{ cm}$$

Dirección Y (Base flexible)

$$\text{Colindancia} = 16.23 \text{ cm} \rightarrow 20 \text{ cm}$$

Se acostumbra redondear al múltiplo de 5 superior el resultado del desplazamiento máximo para obtener las colindancias. En este trabajo se observa que, dadas las consideraciones de las normas en caso de que no se tomen en cuenta los efectos de la interacción se presentan resultados muy parecidos cuando si se consideran dichos efectos.

5.3 Diseño de la estructura

Para obtener las fuerzas finales que consideren los efectos de la IDSE se multiplican las fuerzas de diseño obtenidas con el modelo de base rígida por el factor de interacción \tilde{V}_{01}/V_{01} . Para el caso de análisis dinámico modal espectral, la norma indica que solamente se deben modificar las respuestas del primer modo, mientras que, para el análisis estático, se modifica la respuesta total de la estructura. En este ejemplo se consideró un factor de escala para cada dirección de la carga sísmica en el software Etabs; dicho factor afectará a todas las fuerzas sísmicas en cada dirección aumentando por el factor de interacción, tendremos resultados más conservadores que si solo afectamos el primer modo.

Mostraremos los resultados más representativos obtenidos de la revisión estructural. Es importante recordar que, para la planta baja, al considerarla como una planta baja débil los elementos se diseñarán para un $Q=1$, mientras que para los demás niveles se seguirá usando

el mismo espectro de diseño modificando las fuerzas por el factor de interacción.

Mampostería

Para el modelado de la mampostería en el software, se empleó el punto B.2 Modelo con elementos finitos de la NTC-Diseño de Mampostería, el cual recomienda modelar los castillos como elementos barra y los muros como paneles (elemento Shell o tipo cascarón). Este método se justifica por el gran número de elementos necesarios para la modelación. Para hacer compatible el modelado de los castillos con los muros, se les asigna un mallado lo suficientemente fino para hacer compatibles lo más posible las deformaciones con los castillos y dalas.

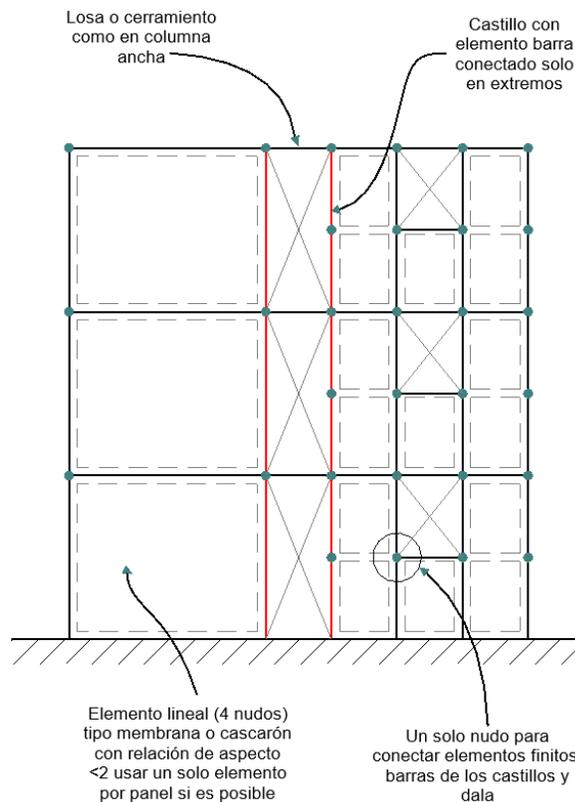


Gráfico 5-5 Modelo de muro con elementos finitos (NTC-DM, 2020)

En el ejemplo tenemos una planta baja con un sistema de trabes que reciben los muros de los departamentos; debido a esto es importante revisar la trabe debajo de cada muro. El diseño del muro sobre vigas viene especificado en el punto 3.1.14 de las NTC-DM, en el cual se revisan los esfuerzos a compresión del muro en las esquinas, la revisión por desplazamientos y el peralte mínimo de la trabe. Se revisan dos aspectos: que los esfuerzos

normales en los extremos del muro no excedan la resistencia a compresión de la mampostería y que la distorsión debida al desplazamiento vertical de la viga no exceda los límites reglamentarios (NTC-DCEM, 2020).

Para la revisión de la trabe debajo del muro se realizará una modificación a la rigidez axial y a la rigidez a corte de los muros que desplantan sobre dichas traves, esto solo es para poder obtener los elementos mecánicos de las traves ya que en muchas ocasiones los programas no transmiten correctamente los efectos de flexión a la trabe debido a la alta rigidez del muro en el plano.

Se modificará en el programa Etabs el factor f_{11} y f_{12} por 0.05, rigidez axial y por corte respectivamente, sólo para el análisis de las traves y para poder obtener el acero de refuerzo correcto, para el resto del análisis se tomarán los factores igual a 1.

Resultados:

Diseño a flexo compresión:

- Sin y con IDSE: Mampostería $f'_m=50 \text{ kg/cm}^2$, castillos de 12x15cm $f'_c=200 \text{ kg/cm}^2$ a no más de 4 m, en intersecciones, esquinas y finales de muro, armados con 4var#3 $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ y EST#2@15 cm $f_y=2100 \text{ kg/cm}^2$.

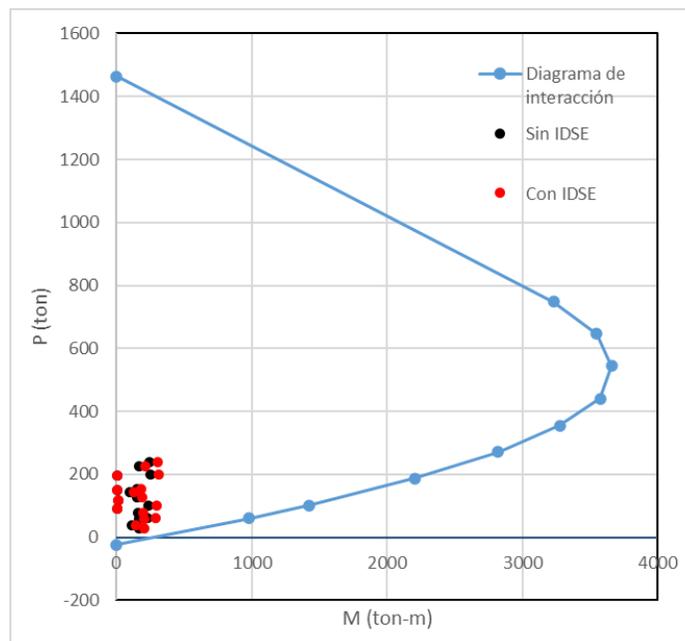


Gráfico 5-6 Resultados del diseño a flexo-compresión para el muro más desfavorable sin y con IDSE

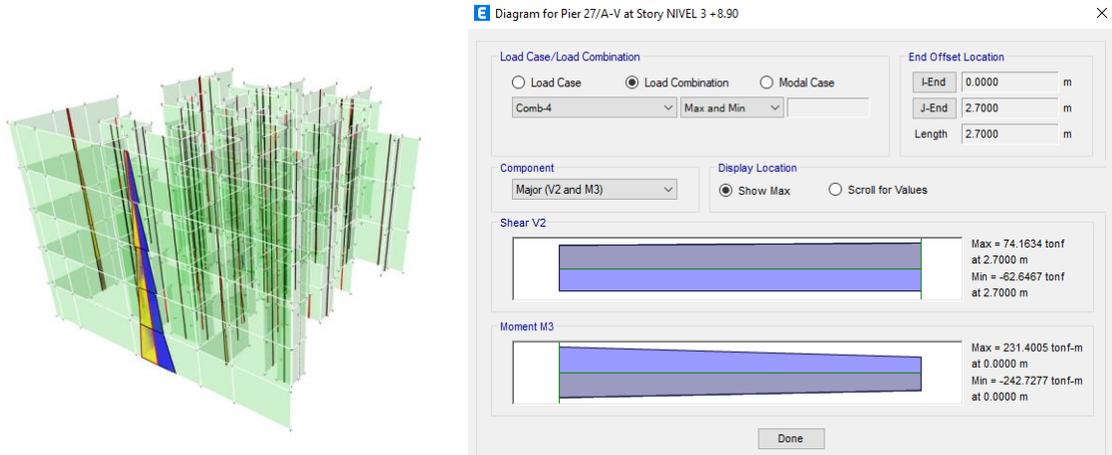


Gráfico 5-7 Muro más desfavorable a momento flexionante

Diseño a fuerza cortante:

- Sin IDSE: $f'_m=50 \text{ kg/cm}^2$, $v'_m=3 \text{ kg/cm}^2$, 2vars $\phi 5/32'' @ 40\text{cm}$ $f_y=6000 \text{ kg/cm}^2$
- Con IDSE: $f'_m=80 \text{ kg/cm}^2$, $v'_m=3 \text{ kg/cm}^2$, 2vars $\phi 3/16'' @ 40\text{cm}$ $f_y=6000 \text{ kg/cm}^2$

Tabla 5-1 Resultados del diseño a corte para el muro más desfavorable sin y con IDSE

IDSE	V_A	V_{mR}	V_{sR}	V_R	Cumple
Sin	92.84	61.74	37.21	98.95	Si
Con	116.05	61.74	59.18	120.92	Si

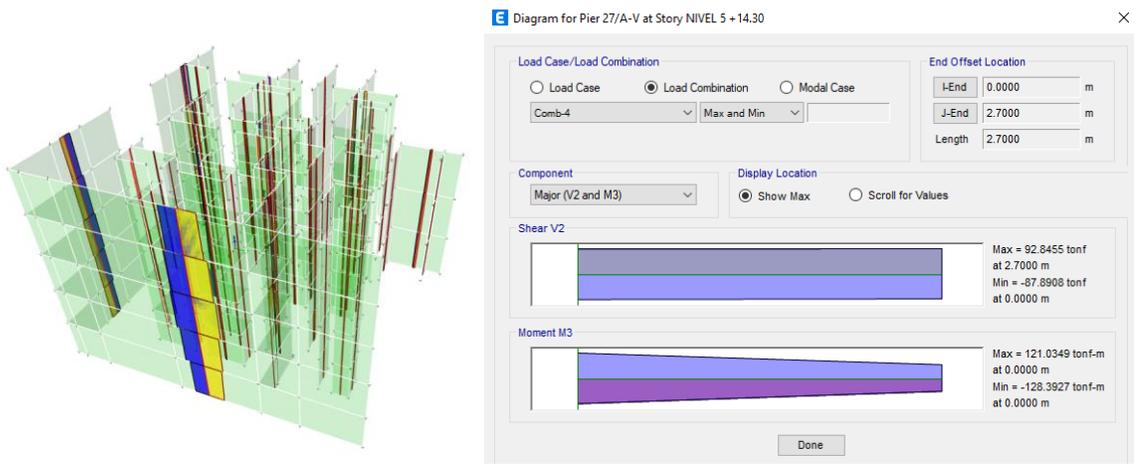


Gráfico 5-8 Muro más desfavorable a fuerza cortante

Concreto

Para el modelado de los elementos de concreto reforzado en el software, se utilizaron elementos barra para columnas y trabes y para tomar en cuenta el efecto del agrietamiento a las columnas se les modifica el momento de inercia por un factor de $0.7I_g$ y a las trabes por uno de $0.5I_g$. Los muros de concreto se modelarán mediante paneles (elemento Shell), y también se considera un factor de $0.5I_g$ que modifica el momento de inercia para representar el agrietamiento.

Resultados:

Diseño de la trabe más representativa:

- Sin IDSE: 30x90 cm, $f'c=300 \text{ kg/cm}^2$, LS 2var#8+3var#6, LI 2var#8+1var#6, EST#3@10 cm en los extremos.
- Con IDSE: 30x90 cm, $f'c=300 \text{ kg/cm}^2$, LS 3var#8+3var#6, LI 2var#8+2var#6, EST#3@7.5 cm en los extremos.

Tabla 5-2 Resultados del diseño a momento flexionante y corte para la trabe más desfavorable sin y con IDSE

IDSE	M_{U-}	M_{U+}	V_U	M_{R-}	M_{R+}	V_R	Cumple
Sin	48.62	31.26	77.30	57.76	40.92	88.26	Si
Con	60.775	39.08	96.63	64.13	49.43	115.04	Si

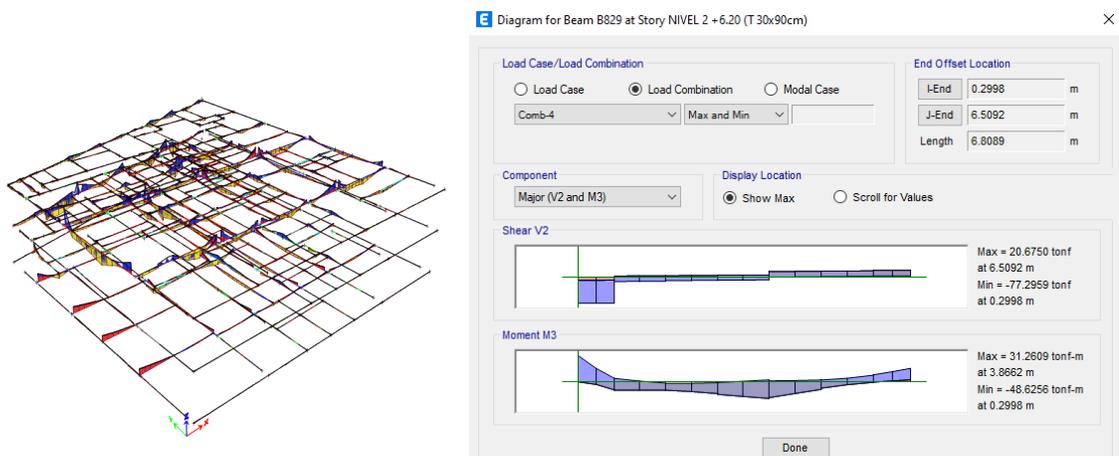


Gráfico 5-9 Trabe más desfavorable a momento flexionante y fuerza cortante

Diseño del muro y columna (elemento de borde) más representativo:

- Sin IDSE: Columnas 30x60 cm, $f'c=300 \text{ kg/cm}^2$, 4var#8+4var#6, 2EST#4 y 2EST#3 @10 cm y Muro t=20 cm, Doble Parilla A.H. #3@15 cm y A.V. #3@15 cm, $f'c=300 \text{ kg/cm}^2$.
- Con IDSE: Columnas 30x60 cm, $f'c=300 \text{ kg/cm}^2$, 8var#8, 2EST#4 y 2EST#3 @10 cm y Muro t=20 cm, Doble Parilla A.H. #4@20 cm y A.V. #4@25 cm, $f'c=300 \text{ kg/cm}^2$.

Tabla 5-3 Resultados del diseño a momento flexionante y corte para el muro más desfavorable sin y con IDSE

IDSE	M_U	V_U	M_R	V_R	Cumple
Sin	318.55	227.00	375.09	244.45	Si
Con	398.19	283.75	480.12	291.34	Si

CAPÍTULO 6 CONCLUSIONES

- El diseño de un edificio desplantado sobre terreno blando implica conocer a profundidad las propiedades dinámicas del suelo para poder realizar con éxito el método definido en las NTC-DS. Las normas hacen obligatorio el considerar efectos ISE para estructuras desplantadas en zona de transición y lacustre en la CDMX.
- La estructuración inicial podrá ayudarnos a evitar problemas de planta baja débil, si es un edificio complicado en cuanto a que presenta fuertes irregularidades lo mejor es considerar la planta baja como si fuera planta baja débil para cubrir cualquier omisión en el cálculo de estos efectos.
- Las NTC-DS dan la opción de usar un $V_s=80$ m/s, en caso de no contar con información dinámica para la ISE. Esta opción es viable si no se tiene información, pero este valor corresponde a suelos con propiedades dinámicas muy incompetentes, lo cual nos puede llevar a sobreestimar los efectos si el terreno tiene mejores condiciones.
- En este trabajo se analizó un edificio muy rígido, el cual está proyectado con muros de concreto de mampostería y marcos y muros de concreto reforzado. Los periodos fundamentales para cada dirección para la base rígida son de 0.26 s y 0.29 s para la dirección X y Y, respectivamente.
- El contar con una estructura rígida desplantada sobre terreno blando causará que los efectos de la IDSE provoquen un alargamiento importante del periodo. En este caso se tuvo un alargamiento de 60% aproximadamente.
- El alargamiento del periodo se combinó con el aumento del amortiguamiento de un 5% inicial a un 10%. El aumento del amortiguamiento disminuye las ordenadas espectrales, pero no logra contrarrestar los efectos de amplificación del alargamiento del periodo, para el espectro elástico, las ordenadas crecen un 32% en dirección X y un 26% en dirección Y debido a la IDSE.

- En un caso práctico real, si se quiere controlar el alargamiento del periodo se puede proponer construir la cimentación con pilas que lleguen a estratos firmes, dichas pilas ayudan a controlar el cabeceo en la estructura.
- Otra forma de controlar el alargamiento del periodo es cambiar de sistema constructivo, si se usa una estructura conformada por marcos el periodo será mayor y los efectos de alargamiento serán menores que para una estructura más rígida.
- En este ejemplo los efectos de la IDSE provocaron un aumento en las ordenadas, pero no en todos los proyectos sucede. Dependiente las características del edificio y del suelo se pueden obtener ordenadas menores.
- Las ordenadas para el espectro de diseño usado aumentan más que en el espectro elástico, esto es debido a que se consideran también los efectos de la IDSE en el comportamiento inelástico, reduciendo el factor de comportamiento sísmico de un $Q=2$ a un $Q_x=1.140$ y $Q_y=1.185$.
- La traslación y la rotación del cajón de cimentación parecen insignificantes, pero esos desplazamientos y giros aumentaron el desplazamiento 10 cm aproximadamente en el punto más alto del edificio.
- Los resultados para el diseño de la mampostería solicitaron mayor capacidad para la resistencia a corte, esto llevó a aumentar el f'_m y el refuerzo horizontal.
- Para los elementos de concreto los armados de trabes, columnas y muros aumentaron la cuantía solicitada.
- Es fundamental tener conocimientos tanto básicos como avanzados en geotecnia. Si bien en la práctica profesional el o la ingeniero geotécnico se encarga de realizar los estudios hasta llegar al espectro de diseño, el o la ingeniero estructural es responsable de aplicar ese espectro al modelo y de interpretar los resultados. El reglamento brinda la opción de utilizar valores conservadores para los parámetros dinámicos, y en tal caso, debemos ser capaces de llevar a cabo la interacción suelo-estructura de manera adecuada.

REFERENCIAS

1. AGUILAR, Raúl. (2023). *Apuntes de Dinámica de Suelos*; UNAM, México, CDMX.
2. DEMÉNEGHI, Agustín, HERMOSILLO, A., PUEBLA, M., & SANGINÉS, H. (2018). *Apuntes de Análisis y Diseño de Cimentaciones, Tomo I, 2ed*; México, UNAM, Facultad de Ingeniería.
3. FERNÁNDEZ, Luciano. (2007). *Efectos de Interacción Dinámica Suelo-Estructura en edificios con Primer Piso Blando*; (Tesis de maestría), UNAM, México, CDMX.
4. GOBIERNO DE LA CIUDAD DE MÉXICO. (2021). *Reglamento de Construcciones para la Ciudad de México*; México, CDMX: Gaceta Oficial de la Ciudad de México.
5. GOBIERNO DE LA CIUDAD DE MÉXICO. (2020). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo*; México, CDMX: Gaceta Oficial de la Ciudad de México.
6. HERNÁNDEZ, Edmundo. (2013). *Análisis de Interacción Dinámica Suelo-Estructura de un Edificio desplantado en la zona de lago de la Ciudad de México*; (Tesis de maestría), UNAM, México, CDMX.
7. SANGINÉS, Héctor & HERMOSILLO, A. (2023). *Programa de Cómputo para Realizar Análisis de Interacción Suelo – Estructura Estática ISE3D*; México, UNAM, Facultad de Ingeniería.
8. SMIE, SMIS. (2021). *Ejemplos de Diseño de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo 2017 / 2020*; México, CDMX: Comité SMIS-SMIE.
9. ZEEVART, Leonardo. (1980). *Interacción Suelo – Estructura de Cimentaciones*; México, CDMX: Editorial Limusa.