



Casa abierta al tiempo

Universidad Autónoma Metropolitana

Unidad Azcapotzalco

DIVISIÓN DE CIENCIAS BÁSICAS E INGENIERÍA
POSGRADO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

**EVALUACIÓN DE PROPUESTAS PARA LAS
ACCIONES DE DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN EN
EDIFICIOS DE MAMPOSTERÍA**

T E S I S

PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

P R E S E N T A

EMILIO ARGENIS PÉREZ BASURTO

ASESOR DE TESIS:

DR. LUCIANO ROBERTO FERNÁNDEZ SOLA

Ciudad de México

Octubre 2020

Dedicado a

Emilio Pérez Valdés†:

A mi padre, que ya no se encuentra conmigo, le dedico cada una de estas páginas de mi tesis, no soy una persona que expresa sus emociones con palabras muy fácilmente, pero te amo y siempre te llevare en mi corazón.

Ángel Gutiérrez Basurto:

A mi hermano, que se esfuerza día con día y me alienta a esforzarme, si te lo propones todas tus metas se pueden lograr con paciencia y esfuerzo.

A mi madre Edith Basurto

Por el gran amor que me ha brindado durante todos estos años, por el apoyo ilimitado e incondicional que siempre me has brindado, por tener siempre la fortaleza de salir adelante sin importar los obstáculos, estas pocas palabras no son suficiente para agradecerte por todo.

A mi abuela Leovigilda Pavón

Por haber sido como una segunda madre, por estar siempre cuidándonos a todos nosotros, por tu sabiduría y responsabilidad.

A toda mi familia

Por sus buenos deseos.

A mis sinodales

Por su tiempo y disponibilidad y por sus valiosos comentarios

Al Dr. Luciano Fernández Sola

Por su apoyo y paciencia para la elaboración de este trabajo, así también por brindarme la oportunidad de hacer este trabajo tan importante e interesante, gracias por ser tan amable, profesional y ético.

Contenido

1. INTRODUCCIÓN.....	9
1.1. Interacción dinámica suelo estructura.....	10
1.2. Objetivo general.....	10
1.3. Objetivos específicos.....	10
1.4. Metodología.....	11
2. DISEÑO POR CAPACIDAD.....	12
2.1. Analogía del diseño por capacidad.....	13
3. MODELADO NUMÉRICO	15
3.1. Columna Ancha	16
3.1.1. Propiedades de la sección transversal	17
3.1.2. Área de cortante	17
3.1.3. Área de cortante en el sentido transversal.....	18
3.1.4. Inercia fuera del plano	18
3.1.5. Constante de torsión de Saint Venant	18
3.1.6. Descripción del edificio	19
3.1.7. Propiedades geométricas.....	19
3.1.8. Acciones de diseño.....	20
3.1.9. Propiedades de diseño.....	20
3.2. Comparación de parámetros modales.....	26
4. CIMENTACIONES SUPERFICIALES: CAPACIDAD DE CARGA Y ASENTAMIENTOS PERMISIBLES	27
4.1. Elección del tipo de cimentación	28
4.1.1. Determinación de las propiedades del suelo y dimensiones de la losa de cimentación.....	28
4.1.2. Verificación de la seguridad de las cimentaciones.....	29
4.2. Acciones de diseño.....	29
4.2.1. Carga muerta y carga viva	30
4.2.2. Factores de resistencia.....	31
4.3. Capacidad de carga y asentamientos de cimentaciones superficiales (Estado límite de falla y estado límite de servicio).....	31
4.3.1. Obtención de resultados del edificio en estudio en los diferentes tipos de suelo	35
4.3.2. Asentamientos de cimentaciones superficiales	35

4.3.2.1.	Límites máximos para movimientos y deformaciones originados en la cimentación ³⁸	
4.3.2.2.	Obtención de resultados	39
5.	DISEÑO POR SISMO E INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA.....	40
5.1.	Objetivos del diseño sísmico	40
5.2.	Acciones de diseño	41
5.3.	Zonificación	41
5.4.	Agrupación de la construcción de acuerdo al Reglamento de Construcción del Distrito Federal (RCDF).....	41
5.5.	Factor de comportamiento sísmico (Q) y Regularidad para la estructura en estudio 41	
5.6.	Espectro de Diseño.....	42
5.7.	Análisis sísmico estático	45
5.7.1.	Revisión de la estructura bajo cargas laterales.....	46
5.7.2.	Distorsiones permisibles de entrepiso	49
5.8.	Análisis modal espectral.....	50
5.8.1.	Revisión de la estructura bajo cargas laterales.....	51
5.9.	Interacción Suelo Estructura	53
5.9.1.	Ondas sísmicas	55
5.9.2.	Efectos de sitio	56
5.9.3.	Resonancia	56
5.9.4.	Retención de ondas sísmicas.....	56
5.10.	Representación del modelo considerando interacción suelo-estructura.....	56
5.11.	Análisis con interacción suelo estructura.....	57
5.11.1.	Coeficientes de rigidez y amortiguamiento de la cimentación.....	58
5.12.	Espectro de diseño con interacción suelo-estructura.....	62
5.12.1.	Revisión de la estructura bajo cargas laterales.....	68
5.13.	Análisis modal espectral con interacción	68
5.13.1.	Revisión por cortante Basal.....	69
5.13.2.	Distorsiones permisibles de entrepiso	69
5.14.	Estado límite de daños a elementos no estructurales	70
5.15.	Estado límite de seguridad contra colapso	72
6.	Análisis no lineal	75
6.1.	Necesidad del Análisis no lineal	75

6.2.	Caracterización de los materiales	76
6.3.	Descripción del Análisis Estático No Lineal	79
6.3.1.	Articulaciones Plásticas o resortes	80
6.3.2.	Nivel de desempeño.....	80
6.3.3.	Asignación de las articulaciones plásticas para el Análisis Estático No Lineal	82
6.4.	Curva de capacidad	85
7.	ACCIONES DE DISEÑO SOBRE LA SUBESTRUCTURA	93
7.1.	Revisión de resultados	100
7.2.	Resultados del edificio sin interacción suelo estructura.....	101
7.3.	Resultados del edificio con interacción suelo estructura	104
8.	CONCLUSIONES	107
	Referencias	109

TABLA DE CONTENIDO: ILUSTRACIONES

Figura 1.1	Comportamiento inelástico de una estructura solicitada por una fuerza horizontal.	9
Figura 2.1	Cadena con eslabón frágil.....	13
Figura 2.2	Cadena con eslabones dúctiles y frágiles.	14
Figura 3.1	Modelo de columna ancha.	17
Figura 3.2	Perspectiva del modelo numérico en planta de las columnas anchas.....	19
Figura 3.3	Pieza multiperforada de barro extruido.....	21
Figura 3.4	Identificación de muros de mampostería del modelo en la dirección X.....	21
Figura 3.5	Identificación de muros de mampostería del modelo en la dirección Y.....	22
Figura 3.6	Ubicación de centro de columnas anchas en la dirección X.....	22
Figura 3.7	Ubicación de centro de columnas anchas en la dirección Y.....	23
Figura 3.8	Sección transversal transformada equivalente del muro de mampostería confinada. .	23
Figura 4.1	Obtención del asentamiento en un punto indicado [Bowles (1997)].	37
Figura 4.2	Factor de influencia I_F [Bowles (1997)].....	38
Figura 5.1	Espectro de diseño elástico para el edificio en estudio del grupo B en las zonas I y III.	44
Figura 5.2	Espectro de diseño inelástico para el edificio en estudio del grupo B en las zonas I y III.	44
Figura 5.5	Verificación de las distorsiones del edificio en la dirección X.	49
Figura 5.6	Verificación de las distorsiones del edificio en la dirección Y.	50
Figura 5.7	Comparativa entre cortante último y cortante resistente en la dirección X.....	51
Figura 5.8	Comparativa entre cortante último y cortante resistente en la dirección Y.....	52
Figura 5.9	Respuesta dinámica de una edificación sobre roca [Adaptado de Wolf, 1985].	53
Figura 5.10	Diferencias del movimiento en distintos puntos de un sistema suelo-cimentación- estructura (Adaptado de Wolf, 1985).	54
Figura 5.11	Espectro de diseño inelástico con relevancia en la interacción suelo-estructura.	55
Figura 5.12	Espectro de diseño inelástico no perjudicial en la interacción suelo-estructura.....	55
Figura 5.13	Modelo realizado en ETABS (CSI, 1995) para el ingreso de las funciones de impedancia.....	64
	66
Figura 5.14	Espectro con IDSE, análisis en el eje X.....	66
Figura 5.15	Espectro con IDSE, análisis en el eje Y.....	67
Figura 5.16	Espectro de diseño para el edificio en estudio en la dirección X.	67
Figura 5.17	Espectro de diseño para el edificio en estudio en la dirección Y.	68

Figura 5.18 Ilustración de los componentes de desplazamiento para separar los movimientos de cuerpo rígido.	70
Figura 5.19 Revisión de las distorsiones para limitación de daños a elementos no estructurales del edificio en la dirección X.	71
Figura 5.20 Revisión de las distorsiones para limitación de daños a elementos no estructurales del edificio en la dirección Y.....	72
Figura 5.21 Revisión de las distorsiones para seguridad contra colapso del edificio en la dirección X.....	73
Figura 5.22 Revisión de las distorsiones para seguridad contra colapso del edificio en la dirección Y.....	74
Figura 6.1 Daño estructural: Primer agrietamiento diagonal [Flores & Alcocer, (2001)].	76
Figura 6.2 Daño estructural: Degradación de rigidez [Flores & Alcocer, (2001)].....	77
Figura 6.3 Daño estructural: Degradación de rigidez y resistencia [Flores & Alcocer, (2001)]......	77
Figura 6.4 Daño estructural: Falla del muro [Flores & Alcocer, (2001)].....	78
Figura 6.5 Envolvente para mampostería confinada [Flores & Alcocer, (2001)].	78
Figura 6.6 Curva fuerza vs desplazamiento de una articulación plástica [Paulay & Priestley, (1992)].	81
Figura 6.7 Envolvente para los muros Y-1 y Y-18.	83
Figura 6.8 Representación esquemática del modelo de la columna ancha.....	84
Figura 6.9 Patrón de colores de articulaciones plásticas en ETABS (CSI, 1995).	84
Figura 6.10 Marco perimetral del edificio con articulaciones plásticas asignadas en ETABS (CSI, 1995).	86
Figura 6.11 Modelo en 3D modificado de la columna ancha con articulaciones plásticas asignadas en ETABS (CSI, 1995) con interacción suelo estructura.	86
Figura 6.12 Marco perimetral del edificio con articulaciones plásticas asignadas en ETABS (CSI, 1995) con interacción suelo estructura.	87
Figura 6.13 Modelo en 3D modificado de la columna ancha con articulaciones plásticas en ETABS (CSI, 1995) con interacción suelo estructura.	87
Figura 6.14 Secuencia del método del Análisis Estático No lineal.	88
Figura 6.15 Curva de capacidad del edificio en la dirección X (BR).....	88
Figura 6.16 Curva de capacidad del edificio en la dirección Y (BR).....	89
Figura 6.17 Curva de capacidad con base rígida y base flexible del edificio en estudio en la dirección X.....	89
Figura 6.18 Curva de capacidad con base rígida y base flexible del edificio en estudio en la dirección Y.....	90

Figura 6.19	Efectos de interacción en oscilador de un solo grado de libertad.	90
Figura 6.20	Curva de capacidad del edificio en la dirección X (BF).	91
Figura 6.21	Curva de capacidad del edificio en la dirección Y (BF).	91
Figura 7.1	Espectro AR con IDSE, análisis en el eje X para el modelo con base flexible.	94
Figura 7.2	Espectro AR combinado para el modelo con base flexible en la dirección X.	95
Figura 7.3	Espectro AR con IDSE, análisis en el eje Y para el modelo con base flexible.	95
Figura 7.4	Espectro AR combinado para el modelo con base flexible en la dirección Y.	96
Figura 7.5	Espectro Transparente con IDSE, análisis en el eje X para el modelo con base flexible.	96
Figura 7.6	Espectro Transparente combinado para el modelo con base flexible en la dirección X.	97
Figura 7.7	Espectro Transparente con IDSE, análisis en el eje Y para el modelo con base flexible.	97
Figura 7.8	Espectro Transparente combinado para el modelo con base flexible en la dirección Y.	98
Figura 7.9	Espectro Elástico con IDSE, análisis en el eje X para el modelo con base flexible.	98
Figura 7.10	Espectro Elástico combinado para el modelo con base flexible en la dirección X.	99
Figura 7.11	Espectro Elástico con IDSE, análisis en el eje Y para el modelo con base flexible.	99
Figura 7.12	Espectro Elástico combinado para el modelo con base flexible en la dirección Y.	100
Figura 7.13	Numeración de los muros en la dirección X.	100
Figura 7.14	Numeración de los muros en la dirección Y.	101
Figura 7.15	Resultados de fuerza cortante en la dirección X del modelo de base rígida (modelo sin interacción suelo estructura).	101
Figura 7.16	Resultados de fuerza cortante en la dirección Y del modelo de base rígida (modelo sin interacción suelo estructura).	102
Figura 7.17	Resultados normalizados de fuerza cortante en la dirección X del modelo de base rígida (modelo sin interacción suelo estructura).	103
Figura 7.18	Resultados normalizados de fuerza cortante en la dirección Y del modelo de base rígida (modelo sin interacción suelo estructura).	104
Figura 7.19	Resultados de fuerza cortante en la dirección X del modelo de base flexible (modelo con interacción suelo estructura).	104
Figura 7.20	Resultados de fuerza cortante en la dirección Y del modelo de base flexible (modelo con interacción suelo estructura).	105
Figura 7.21	Resultados normalizados de fuerza cortante en la dirección X del modelo de base flexible (modelo con interacción suelo estructura).	106
Figura 7.22	Resultados normalizados de fuerza cortante en la dirección Y del modelo de base flexible (modelo con interacción suelo estructura).	106

TABLA DE CONTENIDO: TABLAS

Tabla 3.1	Carga muerta de entrepisos y azotea	20
Tabla 3.2	Carga viva utilizadas para el cálculo de la capacidad de carga y asentamiento	20
Tabla 3.3	Datos para la creación del modelo en estudio	20
Tabla 3.4	Propiedades mecánicas de los materiales	21
Tabla 3.5	Propiedades equivalentes de los muros en la dirección “X”	24
Tabla 3.6	Propiedades equivalentes de los muros en la dirección “X”	24
Tabla 3.7	Propiedades equivalentes de los muros en la dirección “Y”	25
Tabla 3.8	Propiedades equivalentes de los muros en la dirección “Y”	25
Tabla 3.9	Parámetros modales identificados en ETABS (CSI, 1995).....	25
Tabla 3.10	Comparación entre el modelo numérico a base de muros de mampostería y el modelo numérico a base del método de la columna ancha, ETABS (CSI, 1995).	26
Tabla 4.1	Clasificación de las cimentaciones.....	27
Tabla 4.2	Datos del tipo del suelo	28
Tabla 4.3	Datos del tipo del suelo	28
Tabla 4.4	Dimensiones de la losa de cimentación.....	28
Tabla 4.5	Combinaciones de carga en el análisis del diseño de las cimentaciones (Estado límite de servicio)	30
Tabla 4.6	Combinaciones de carga en el análisis del diseño de las cimentaciones (Estado límite de falla).....	30
Tabla 4.7	Carga muerta utilizadas para el cálculo de la capacidad de carga y asentamiento	30
Tabla 4.8	Carga viva utilizadas para el cálculo de la capacidad de carga y asentamiento	31
Tabla 4.9	Factores de forma, profundidad e inclinación.....	32
Tabla 4.10	Capacidad de carga y profundidad de desplante aceptable para la seguridad del edificio en estudio	35
Tabla 4.11	Límites máximos en la cimentación.....	38
Tabla 4.12	Asentamientos y profundidad de desplante aceptable para la seguridad del edificio en estudio.....	39
Tabla 5.1	Combinaciones de carga en el análisis del diseño sísmico.	41
Tabla 5.2	Revisión de la relación entre la longitud y ancho de la planta del edificio.	42
Tabla 5.3	Revisión de la relación entre la altura y ancho de la planta del edificio.	42
Tabla 5.4	Ecuaciones para el cálculo de la ordena del espectro de aceleraciones para diseño sísmico.....	43

Tabla 5.5	Fuerzas Cortantes en la dirección X.....	46
Tabla 5.6	Fuerzas Cortantes en la dirección Y.....	46
Tabla 5.7	Fuerza cortante resistente de la planta baja en la dirección X.....	¡Error! Marcador no definido.
Tabla 5.8	Fuerza cortante resistente de la planta baja en la dirección Y.....	¡Error! Marcador no definido.
Tabla 5.9	Distorsiones permisibles de entrepiso	49
Tabla 5.10	Verificación de las distorsiones de entrepiso en la dirección X.....	49
Tabla 5.11	Verificación de las distorsiones de entrepiso en la dirección Y.....	50
Tabla 5.12	Fuerza cortante resistente de la planta baja en la dirección X.....	51
Tabla 5.13	Fuerza cortante resistente de la planta baja en la dirección Y.....	52
Tabla 5.14	Evaluación de la importancia de la IDSE (Suelo Cohesivo)	58
Tabla 5.15	Evaluación de la importancia de la IDSE (Suelo Friccionante).....	58
Tabla 5.16	Parámetros dinámicos (Datos del tipo del suelo).....	58
Tabla 5.17	Ecuaciones para el cálculo de los coeficientes de rigidez y de amortiguamiento.....	60
Tabla 5.18	Funciones de impedancia para el suelo cohesivo en la dirección X.	62
Tabla 5.19	Funciones de impedancia para el suelo cohesivo en la dirección Y.	62
Tabla 5.20	Parámetros de base rígida y base flexible en la dirección X.....	63
Tabla 5.21	Parámetros de base rígida y base flexible en la dirección Y.....	63
Tabla 5.22	Ecuaciones para el cálculo de la ordena del espectro de aceleraciones para diseño sísmico tomando en cuenta interacción suelo-estructura.....	64
Tabla 5.23	Periodos en las dos direcciones del modelo en estudio con y sin interacción en un suelo cohesivo.....	69
Tabla 5.24	Revisión de la planta baja en la dirección X	69
Tabla 5.25	Revisión de la planta baja en la dirección Y.....	69
Tabla 5.26	Resultados y revisión de la estructura en estudio en la dirección X	70
Tabla 5.27	Resultados y revisión de la estructura en estudio en la dirección Y.....	71
Tabla 5.28	Resultados y revisión de la estructura en estudio en la dirección X	72
Tabla 5.29	Resultados y revisión de la estructura en estudio en la dirección Y.....	73
Tabla 6.1	Parámetros empleados en el modelo (Flores y Alcocer, 1995).....	79
Tabla 6.2	Propiedades a flexión y corte de los muros en dirección Y, nivel 1.....	82
Tabla 6.3	Propiedades a flexión y corte de los muros en dirección X, nivel 1	83

Capítulo

1. INTRODUCCIÓN

En los últimos años se ha podido registrar con mayor claridad los movimientos sísmicos. En base a eso se observó que las aceleraciones y las deformaciones que se desarrollan en un sismo pueden ser más altas a las supuestas de lo que se deriva que si el daño en una estructura es muy severo, en el peor de los casos la estructura podría llegar al colapso total, y, por consiguiente, podría haber pérdidas de vidas humanas, teniendo así una discusión de que acciones considerar para el diseño de la cimentación.

La filosofía de diseño de los reglamentos actuales se basa en diseñar a las estructuras para que tengan una resistencia menor que la necesaria para que se comporten de manera elástica (cortante elástico V_e). Esta filosofía se basa en reconocer la capacidad de comportamiento inelástico que pueden tener las estructuras. En las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones (NTCDCC, 2004) se estipula que para el diseño de la cimentación se utilice el cortante de diseño de la estructura (V_d). Sin embargo, es posible que esta acción no corresponda a las fuerzas máximas que puedan actuar sobre la cimentación. Debido a la sobrerresistencia de los sistemas estructurales, podría suceder que la estructura desarrollara un cortante basal (V_b) mayor que el cortante de diseño (V_d). Esto implicaría una posible falla de todo el sistema y en un mal desempeño sísmico.

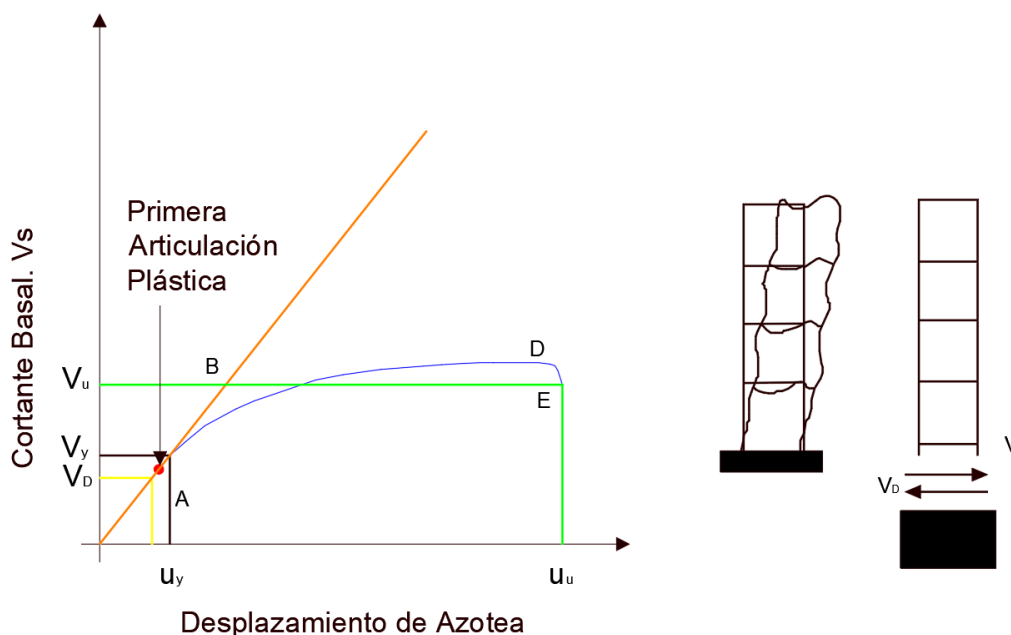


Figura 1.1 Comportamiento inelástico de una estructura solicitada por una fuerza horizontal.

Esta falla se puede prevenir si la resistencia de la cimentación es mayor que la resistencia máxima de la superestructura correspondiente al nivel de ductilidad previsto.

Es por ello que en este trabajo se identifican las ventajas y desventajas de las propuestas obtenidos por otros autores previamente de las acciones de diseño de la cimentación, las cuales se hablaran en el capítulo 7 y se compararan con los resultados obtenidos de un modelo numérico de muros de mampostería.

1.1. Análisis No Lineal

Las construcciones de mampostería en México son las estructuras más usadas en edificaciones para vivienda económica multifamiliar de baja o mediana altura. El desempeño de construcciones de mampostería confinada en zonas de alto peligro sísmico ha sido en ocasiones muy criticado, sobre todo porque se le compara con el comportamiento de estructuras de concreto reforzado. Sin embargo, este tipo de fallas han sido causadas por defectos de estructuración y no desarrollan un desempeño sísmico adecuado. Esto conlleva a que este tipo de edificaciones de mampostería se basen en las tendencias actuales de diseño sísmico, este tipo de procedimientos son las basadas por desempeño, las cuales requieren conocer con detalle su comportamiento no lineal hasta niveles de deformación lateral muy altos.

Los métodos de análisis elástico lineales, en general, no proporcionan la información necesaria para el diseño, por lo que deben ser sustituidos por técnicas y programas de análisis no lineal. Sin embargo, se requieren modelos no lineales de elementos estructurales que sean simples de construir para su uso cotidiano, pero a su vez que representen de forma realista su comportamiento.

1.2. Interacción dinámica suelo estructura

En algunos casos el efecto del suelo para el diseño de la cimentación (subestructura) es muy importante, en ocasiones se trata de manera independiente que la superestructura. Esto conlleva a que no se tome en consideración los efectos de interacción, dando como resultado diseños de superestructura y subestructura poco conservadores o demasiado conservadores. Por ello un adecuado diseño superestructura-cimentación evita que la cimentación falle y a su vez que la superestructura no colapse antes de que pueda desarrollar toda su capacidad.

La interacción dinámica suelo-estructura consiste en un conjunto de efectos cinemáticos e inerciales producidos en la estructura y el suelo como resultado de la deformabilidad de este ante la excitación sísmica (Avilés y Rocha). Debido a que en la ciudad de México existen diferentes tipos de suelo tales como la arcilla que esta a su vez tiene la característica de que es muy deformable, bajo sismos de magnitud considerable los efectos de sitio e interacción suelo-estructura alcanzan niveles muy por arriba de los usuales (Reséndiz y Roesset 1986).

Si la frecuencia de excitación coincide con una de las frecuencias naturales del sistema, se produce una condición de resonancia, dando lugar a grandes oscilaciones en las estructuras, sumando también diferentes factores como el que la estructura no esté bien diseñada da como resultado en el colapso de la estructura y eso nos preocupa. En las Normas Técnicas Complementarias para Diseño Sísmico (NTCDS, 2004) menciona los efectos de interacción inercial en estructuras simétricas, pero no menciona la interacción cinemática. Los efectos de interacción suelo-estructura suelen tenerse en cuenta exclusivamente en el modo fundamental de vibración. El periodo predominante del sitio T_s manifiesta las características dinámicas del subsuelo.

1.3. Objetivo general

Esta investigación conlleva a validar las propuestas previas obtenidas por otros autores para determinar las acciones de diseño de la cimentación, con el fin de plantear recomendaciones de diseño en la cimentación y que la estructura pueda desarrollar toda su capacidad. En su proceso se realizará un modelo numérico de una estructura de mampostería confinada para obtener las acciones de diseño y poder identificar las ventajas y desventajas de dichas propuestas.

1.4. Objetivos específicos

A fin de llevar a cabo esta investigación se requiere desarrollar los siguientes objetivos específicos:

- a) Realizar un modelo numérico de una estructura de mampostería confinada, para determinar sus propiedades dinámicas, todo esto basándose en el método de la columna ancha.
- b) Estudiar el comportamiento estático no lineal de dos estructuras de mampostería con la finalidad de obtener la curva de capacidad para determinar las acciones últimas.
- c) Comparar los resultados obtenidos con los códigos actuales de diseño y con las propuestas previas.
- d) Validar si las propuestas desarrolladas para una estructura de concreto son adecuadas en una estructura de mampostería para que la cimentación permanezca elástica.

1.5. Metodología

Como se describió anteriormente, el proceso del método es obtener la curva de capacidad para determinar las acciones últimas, es apropiado evaluar el comportamiento no lineal del edificio de mampostería.

Para poder obtener estos resultados se optó por seleccionar un edificio previamente diseñado basado en la Norma Técnicas Complementarias (NTC, 2004). Para el sistema estructural que se va a estudiar, el factor de comportamiento sísmico $Q=1.5$ este es la demanda de ductilidad que puede absorber la estructura.

Para poder satisfacer los objetivos planteados en el apartado anterior, se establece el siguiente procedimiento:

- a) **Elección del tipo de suelo.**
 - Suelo blando.
 - Suelo firme.
- b) **Diseño de la cimentación.**
 - Satisfacer requisitos esenciales (Factor de seguridad confiable contra falla y revisión de los estados límites de servicio, no generar deformaciones excesivas que causen daño a las estructuras).
- c) **Modelo para análisis conjunto de estructura y cimentación.**
 - Se plantea un modelo que considera un sistema superestructura-cimentación-suelo debido a que las deformaciones que se tienen en la cimentación modifican las fuerzas internas en toda la estructura (grupo de resortes en la cimentación).
- d) **Análisis no lineal de muros de mampostería y particularidades del modelo numérico.**
 - Comprobación de los mecanismos de falla.
- e) **Obtención de los resultados del modelo numérico.**
 - A partir de un Análisis Estático No Lineal se obtiene la curva de capacidad, para la adquisición de las acciones últimas.
- f) **Determinar las acciones ultimas con las metodologías propuestas anteriormente que se plantean en el capítulo 7.**
- g) **Comparación de resultados obtenidos con los propuestos anteriormente.**

Para la determinación del procedimiento antes mencionado se tomó en cuenta aquellos métodos que hagan hincapié en la modelación de estructuras de mampostería confinada y se limitó el estudio al método de la columna ancha que es capaz de dar buenos resultados.

Capítulo

2. DISEÑO POR CAPACIDAD

El diseño por capacidad se inicia en los años 60 en Nueva Zelanda, por J. P. Hollings; desde ese entonces se ha utilizado esta filosofía de diseño para que la fluencia suceda sólo en zonas dúctiles elegidas. Esta filosofía de diseño también se ha adoptado en otros países, pero con ciertas modificaciones. El diseño por capacidad se basa prácticamente en elegir elementos específicos de la estructura (estos elementos van a ser dúctiles) para que éstos pueden ser diseñados de tal forma que sean capaces de disipar la energía bajo deformaciones excesivas que causen daño a la estructura, a este tipo de zonas críticas se les conoce como articulaciones plásticas para el caso de marcos resistentes a momento y para muros que fallan a corte es considerado como un resorte plástico. Todos los demás elementos estructurales no cederán, esto quiere decir que se diseñaran con una resistencia mayor que la correspondiente a las resistencias impuestas por los elementos dúctiles. Con este diseño se ha observado que se puede garantizar mantener los elementos elegidos para la disipación de energía. Las ventajas de este tipo de filosofía son las siguientes:

- a) Se pueden seleccionar ubicaciones adecuadas donde se requieran detalles dúctiles (articulaciones plásticas), estos están diseñados para la disipación de energía. Después estas regiones se detallan para que las demandas de ductilidad estimadas en estas zonas sean capaces de disipar la energía.
- b) Se tendrá una configuración estructural adecuada para la respuesta inelástica, esto en la estructura proporcionará una protección a los elementos que no fueron diseñados para una respuesta dúctil (elementos que no fueron adecuados para la disipación de energía). Por lo tanto, estos elementos fueron diseñados para que su comportamiento sea elástico independientemente de la magnitud del sismo.
- c) Se podrá tener una mayor certeza de cómo se comportará la estructura bajo sismos considerables.

Basado en lo antes mencionado esta filosofía de diseño tiene el siguiente requisito “*viga débil / columna fuerte*” para el caso de marcos resistentes a momento, cuyo objetivo es disipar la energía sísmica principalmente en las articulaciones plásticas (vigas) y evitar que se formen articulaciones plásticas en columnas. En el caso de edificaciones de mampostería confinada, el comportamiento a cortante del muro se modela mediante un resorte.

El diseño por capacidad no es una técnica de análisis sino una poderosa herramienta de diseño, que permite al diseñador “*decirle a la estructura que hacer*” (Paulay, 1992). Muchos investigadores como es el caso de Park y Paulay contribuyeron en el diseño por capacidad y las normas para la especificación de muros. A continuación, se presenta un resumen de la filosofía de diseño por capacidad y que posteriormente se adoptaron como recomendaciones para una buena implementación de esta filosofía:

- a) Para la conservación de la estructura para un sismo de gran magnitud, se necesita elegir un mecanismo de colapso (rótulas plásticas), las zonas se detallan cuidadosamente con el fin de asegurar que las demandas de ductilidad en estas regiones sean las esperadas. Para seleccionar el mecanismo de colapso, es necesario tener en cuenta factores tales como: la ocupación, la importancia de las funciones que ocurren dentro de la estructura y las consideraciones económicas.
- b) Estas rótulas plásticas se diseñan para que tengan una resistencia nominal mayor a la resistencia requerida que proviene de las combinaciones de cargas que se le introducirá a la estructura. En los elementos que tienen rótulas plásticas, se evita las formas indeseables de deformación inelástica tales como los originados por corte o fallas de anclaje e inestabilidad.
- c) La magnitud de las máximas acciones posibles, en cada articulación plástica debe ser evaluada y estas acciones deben estar basadas en las propiedades que han sido realmente suministradas durante la construcción y no las especificadas en el proyecto.

- d) Los elementos cercanos a estas articulaciones plásticas como son los elementos que no son aptos para disipar energía donde la magnitud de las acciones es máxima se protegen asegurando que su resistencia sea mayor que las demandas y, por lo tanto, que estas zonas se diseñen para mantenerse de manera elástica antes, durante y después del movimiento del suelo debido a sismos.
- e) Para la construcción de las articulaciones plásticas, se debe suministrar una reserva de capacidad de deformación inelástica para poder distribuir un exceso repentino en las demandas de ductilidad.

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño Sísmico (NTCDS, 2004) mencionan conceptos de diseño por capacidad en los cuales permiten reducir las fuerzas sísmicas en función del comportamiento sísmico (Q). Este tipo de factor para valores de $Q = 3$ o $Q = 4$ para diseño plástico y para diseño sísmico pueden alcanzar el momento plástico en vigas y conservarlo durante las rotaciones inelásticas para la redistribución de momentos en la estructura y para desarrollar las ductilidades propuestas en el diseño de estructuras, donde se espera que la falla no suceda antes que se formen las rotaciones inelásticas. También se puede apreciar que para factores con $Q \leq 2$ se puede alcanzar el momento plástico, pero es limitada su capacidad de rotación inelástica.

El objetivo del diseño por capacidad es que al diseñar la superestructura sea capaz de redistribuir los momentos en la estructura y que desarrolle ductilidad a pesar de haber sobrepasado la resistencia de diseño. Por lo tanto, se tiene que tomar en cuenta la cimentación ya que si esta falla la subestructura podría llegar al colapso sin haber llegado a su máxima ductilidad con la que fue diseñada. Entonces tomando en cuenta la cimentación y el diseño por capacidad se puede reemplazar el requisito que tiene el diseño por capacidad y obtener un nuevo mecanismo que es “*super-estructura débil / cimentación fuerte*” tomando en consideración que la cimentación debe de permanecer elástica o cuasi-elástica.

2.1. Analogía del diseño por capacidad

Para entender mejor el concepto simple de la filosofía de diseño por capacidad, se considera la cadena que se muestra en la figura 2.1. En una cadena la resistencia de esta será la de su eslabón más débil, si esto lo llevamos a una estructura la estructura fallará primero por su elemento más débil, pero se puede usar un eslabón muy dúctil para lograr una ductilidad adecuada para toda la cadena como se muestra en la figura 2.2.

Como se puede observar en la figura 2.2 a la cadena se le aplica una carga P_u y el comportamiento esperado es que el eslabón dúctil resista adecuadamente la carga P_u , y que el eslabón frágil permanezca elástico ante la carga P_u . Se debe de tomar en cuenta que si los eslabones se diseñan para tener la misma resistencia nominal implicaría un fallo en un vínculo frágil y la cadena no tendría ductilidad.

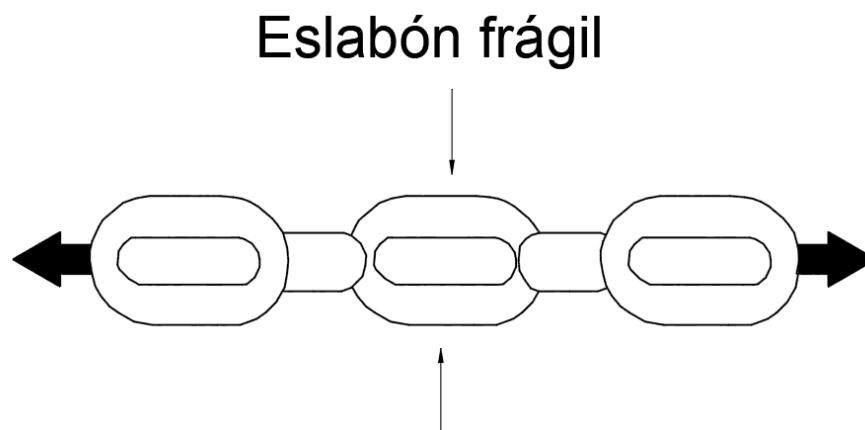


Figura 2.1 Cadena con eslabón frágil.

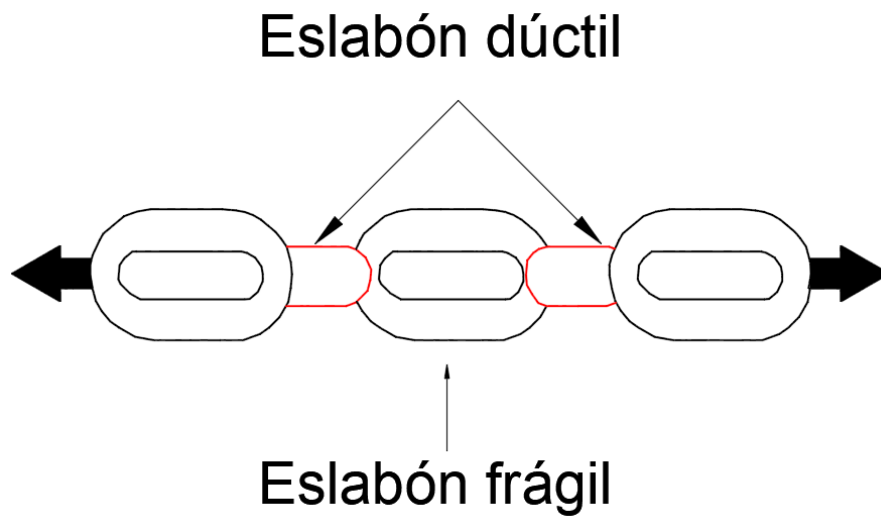


Figura 2.2 Cadena con eslabones dúctiles y frágiles.

Capítulo

3. MODELADO NUMÉRICO

En este capítulo se especifica las propiedades de los materiales, geometría y sistemas de carga para la elaboración del modelo numérico utilizado con el método de la columna ancha para representar una estructura con muros de mampostería de 5 niveles.

Con el paso del tiempo y en el avance de la tecnología han surgido programas de computadora enfocados en el análisis y el diseño estructural, con el objetivo de facilitar el proceso que debe efectuarse para obtener un modelo más adecuado. Los modelos numéricos ayudan a tener un mejor conocimiento del comportamiento estructural. Sin embargo, debido a las características particulares de la estructura y de los materiales que los conforman, una correcta modelación no es tarea fácil.

Lo que intentan estos modelos de simulación numérica es tener una respuesta de la estructura, al realizar estas consideraciones nos permite no solo tener resultados más razonables lo que significa tener una mayor aproximación a la cuantificación de desplazamientos, esfuerzos, fuerzas, etc.; sino tener también una mejor comprensión del problema real, nos puede dar mejores soluciones al problema en estudio.

Para nuestro caso de estudio existen varias propuestas para modelarla analíticamente, estas se pueden clasificar en Micro-modelado, Macro-modelado y modelado por medio de curvas envolvente de comportamiento histórico (Alcocer, Hernández y Sandoval, 2013). El método de elemento finito es un micro-modelado en el cual los elementos que forman un muro de mampostería se modelan de manera individual y se basa en técnicas numéricas y condiciones de frontera. Con este tipo de método se pueden representar cualquier parte de un edificio, por ejemplo; losas, vigas, paredes, columnas, etc. El método de elemento finito es empleado comúnmente en la creación de modelos matemáticos para predecir el comportamiento dinámico de los sistemas, por ejemplo, los parámetros modales. A su vez permite contar con una descripción más completa de la estructura, que la que se podría obtener basándose en otro tipo de método. Sin embargo, esto no es muy común que se haga en la práctica debido a que genera las siguientes dificultades:

- a) El número de grados de libertad es muy elevado para la estructura, y aun empleando computadoras modernas se requiere de demasiado tiempo en el proceso y también en la entrada y salida de los datos.
- b) Con la elevada cantidad de datos que hay que proporcionar al modelo, son muchas las posibilidades de cometer errores.
- c) Una vez obtenidos los resultados del modelo es laborioso verificar y visualizar estos mismos por lo que nuevamente es muy fácil cometer errores.

Por lo antes mencionado, un análisis tridimensional con este tipo de método por lo regular está reservado a estructuras importantes, o solamente a partes de una estructura. En muchos casos se supone que el edificio está formado de marcos y paredes ligados entre sí por sistemas de piso que funcionan como diafragmas infinitamente rígidos en planta.

Los macro-modelados más utilizados son las barras y puntales a compresión y el método de la columna ancha (Alcocer, Hernández y Sandoval, 2013). El método de columna ancha es uno de los métodos recomendados por las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería

(NTCDCEM, 2004) para modelar muros y segmentos de muros sin aberturas o con un patrón regular de aberturas en elevación.

Con este método se puede obtener resultados bastantes precisos para muros de cortante respecto al método del elemento finito por su simplicidad, ya que captura con precisión el comportamiento de la estructura, y se obtienen resultados que pueden ser directamente usados en el diseño, confirmando que es posible aplicar el método de la columna ancha a edificios con muros.

Existen varios métodos para modelar analíticamente los muros de mampostería confinada por el método de columna ancha. En México se utiliza principalmente el propuesto por Bazán y Meli (1985), aunque existen algunas nuevas propuestas como la presentada por la Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural (SMIE, 2015). El primer método consiste en modelar los muros de corte en elementos tipo barra, la sección transversal del muro y las secciones transformadas de los castillos será modelada en una sección transversal del elemento, el cual se localizará al centro del muro. Para ello se definen equivalencias en las propiedades del sistema, por ejemplo, el momento de inercia equivalente (I_{eq}) y el área de cortante equivalente (A_{veq}). El segundo método consiste en transformar un muro de mampostería confinada en una columna ancha equivalente formada del mismo material, para ello también se deben de definir equivalencias de las propiedades del sistema y se deben de tomar en cuenta la aportación de los castillos del muro y el muro de mampostería.

En el diseño estructural una vertiente que siempre es ámbito de discusión es si un modelo debe de ser muy detallado o debe de ser un modelo simplificado y estos tienen sus ventajas y desventajas, como ya se mencionó anteriormente. Un modelo muy detallado requiere de más datos porque trata de englobar más características a la hora de modelar, elevados tiempos de la generación de modelos, costo computacional y los resultados del modelo simplificado dependerán del detallado de sus partes.

El modelo numérico de la estructura en estudio se realizó en el software computacional *ETABS* (CSI, 1995), este software ofrece análisis estático, análisis dinámico modal espectral y el método de elemento finitos (FEM, por sus siglas en inglés) para elementos y placas, también diseña elementos de acero y concreto, entre otras características. Como parte de este trabajo se elaboró el modelo matemático de muros de mampostería confinada, utilizando el método de la columna ancha.

3.1. Columna Ancha

El planteamiento que se utilizó para el cálculo del método de la columna ancha fue el propuesto por la SMIE (2015) en el cual se desarrolló la construcción del modelo en base a las propiedades de los materiales. Las características geométricas de la estructura se obtuvieron de un trabajo previo (Velazquez, 2017). Para la obtención del modelo numérico mediante el programa *ETABS* (CSI, 1995) se discretizaron todos los elementos del esqueleto estructural. El modelo fue elaborado a base de elementos tipo barra (Frame de acuerdo a la nomenclatura de *ETABS* (CSI, 1995), que corresponde a elementos unidimensionales) y elementos tipo Slab que son los indicados para la modelación de las losas de entrepiso para nuestro caso de estudio.

La sección transversal del elemento a base del método de columna ancha debe de tomar en cuenta la sección transversal del muro incluyendo las secciones transformadas de los castillos, así como también localizar el centro del muro. Todas las propiedades de la sección deben de estar referenciada al eje centroidal, de igual forma se deben de utilizar elementos rígidos para ello se utilizó la sección transversal de la viga que delimita la longitud del muro de mampostería en la parte superior de la columna ancha para representar la hipótesis de secciones planas antes y después de la deformación y que además generen los momentos correspondientes cuando determinados elementos no conecten en el eje del muro, para realizar lo antes mencionado se definió utilizar un material que tuviera un módulo de elasticidad mucho mayor al de la mampostería, por ejemplo 1,000 veces mayor. En la figura 3.1 se ilustra lo dicho anteriormente.

Para el diseño de las trabes se deberá tener atención en las transiciones con las trabes infinitamente rígidas que modelan las zonas de los muros. Cada sección estructural se modeló con las dimensiones y materiales reales, los castillos que son de concreto se realiza la transformación del concreto a mampostería utilizando una relación de módulos de elasticidad de concreto a mampostería.

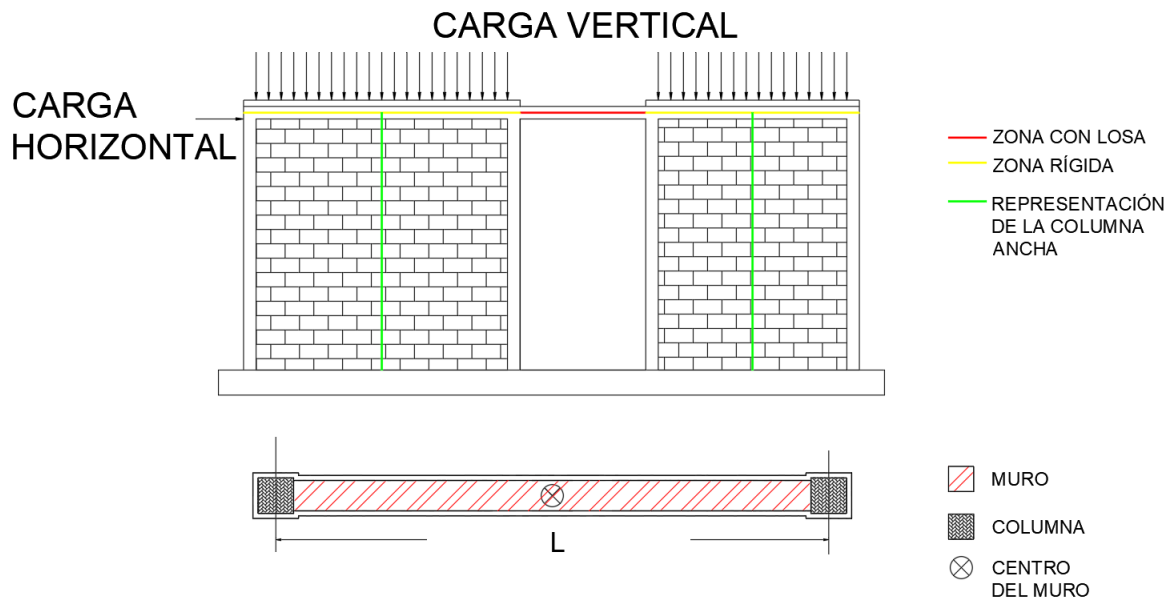


Figura 3.1 Modelo de columna ancha.

3.1.1. Propiedades de la sección transversal

Para el cálculo del área de la sección transversal (A) y la inercia (I) de un muro se deben de tomar en cuenta las ecuaciones 3.1 a la 3.9, también se tomó en cuenta el área de cortante (A_v) en las dos direcciones paralelas a los lados de la sección, la inercia respecto (I) al eje del muro y la constante de torsión (J), esto debido a que el programa que se utilizó requiere de esos datos porque se está analizando de manera tridimensional.

3.1.2. Área de cortante

Con la ecuación 3.1 se calculó el área de cortante:

$$A_v = \frac{A}{\kappa} \quad (3.1)$$

$$A = A_m + 2nA_c \quad (3.2)$$

Donde:

A_v = Es el área de cortante.

A = Es el área de la sección transversal.

$\kappa = 1.2$, para secciones transversales rectangulares (κ =Factor de forma que es una propiedad geométrica y su valor depende de la forma de la sección).

Para tomar en consideración los castillos de concreto Tavares (2008), propuso la siguiente expresión:

$$\kappa = \frac{6}{5} + \frac{6\alpha(n-1)}{5(2+2\alpha)} \quad (3.3)$$

La ecuación 3.4 es la relación entre el módulo de elasticidad del concreto (E_c) y el módulo de elasticidad de la mampostería (E_m), la cual nos permite calcular el área (ecuación 3.2) y el momento de inercia del muro en su eje principal (ecuación 3.9).

$$n = \frac{E_c}{E_m} \quad (3.4)$$

Donde α y n deben de estar en los siguientes intervalos:

$$\alpha = \frac{\sum_i b_i}{L} \quad (3.5)$$

$$0 < \alpha < 0.2 \quad (3.6)$$

$$1 < n < 6 \quad (3.7)$$

Donde:

$\sum_i b_i$ = Es la suma de las longitudes de los castillos.

L = Longitud total del muro.

n = Relación entre el módulo de elasticidad del concreto (E_c) y el módulo de elasticidad de la mampostería (E_m).

La inercia se calculó con las siguientes ecuaciones:

$$I = I_m + nI_c + nA_c d^2 \quad (3.8)$$

ó

$$I = I_m + 2n(I_c + A_c d^2) \quad (3.9)$$

Donde:

I_m = Momento de inercia de los muros de mampostería.

I_c = Momento de inercia de los castillos.

n = Relación entre el módulo de elasticidad del concreto (E_c) y el módulo de elasticidad de la mampostería (E_m).

A_c = Área del concreto.

3.1.3. Área de cortante en el sentido transversal

Se tomará la misma ecuación 3.1 para el área de cortante en sentido transversal y el factor de forma (κ) se debe de tomar como 1.2.

3.1.4. Inercia fuera del plano

La inercia en el sentido transversal debe de tomar en cuenta solamente la inercia de los castillos de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (NTCDCEM, 2004).

3.1.5. Constante de torsión de Saint Venant

Para hacer el análisis tridimensional el programa también requiere de Constante de torsión (J) la cual se puede calcular con la siguiente expresión, tomando en cuenta que se trata de una sección abierta de pared delgada.

$$J = \frac{b^3 L}{3} \quad (3.10)$$

3.1.6. Descripción del edificio

El modelo numérico realizado es una estructura de 5 niveles con mampostería confinada, representativa de una vivienda de interés social, ubicada en la zona del lago (zona III según el RCDF-04) en la Ciudad de México. La planta tipo se repite en forma idéntica en los cinco niveles y tiene una altura total de 12.5 metros, cada nivel tiene la misma altura de 2.5 metros. La estructura se analiza con un modelo tridimensional, donde los muros hechos de piezas multiperforadas de barro extruido se representan por columnas anchas (método de la columna ancha) de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (NTCDCEM, 2004) como una técnica de análisis estructural.

La ubicación del edificio corresponde a la zona III con un periodo dominante del suelo $T_s = 2.2857$ segundos de acuerdo a la zonificación de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS, 2004). El edificio se diseñó para un factor de comportamiento sísmico $Q = 1.5$ y estos diseños se realizaron en base a las disposiciones de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (NTCDCEM, 2004). La vista en planta con la ubicación de las columnas anchas se muestra en la figura 3.2.

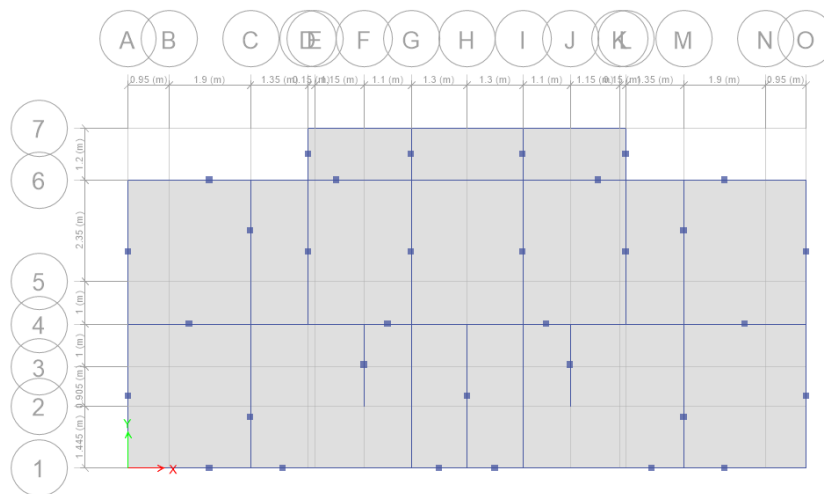


Figura 3.2 Perspectiva del modelo numérico en planta de las columnas anchas.

3.1.7. Propiedades geométricas

Se realizaron dos modelos, uno modelando los muros con elementos bidimensionales y el segundo utilizando el método de la columna ancha, para hacer una comparación de los parámetros modales, bajada de cargas, y tener una concordancia entre los resultados numéricos del modelo numérico con muros y el modelo numérico basado en el método de la columna ancha. Las dimensiones que se tomaron para el modelado del edificio como ya se mencionó anteriormente son del trabajo de investigación realizado por Velázquez (2017) que retomó del trabajo de Meli (1992).

3.1.8. Acciones de diseño

Las cargas muertas utilizadas en el edificio de estudio para niveles intermedios y azotea, se muestran en la tabla 3.1.

Tabla 3.1 Carga muerta de entresijos y azotea

Concepto	Carga muerta en losa de entresijo, $\left(\frac{kg}{m^2}\right)$	Carga muerta en losa de azotea, $\left(\frac{kg}{m^2}\right)$
Losa de concreto de 10 cm de espesor	240	240
Firme y acabados	120	150
Total	360	390

Para las cargas vivas, son de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (NTCCADEE, 2004), en la cual estipula que para edificios que corresponde a uso de casa habitación pertenece al grupo B. En la tabla 3.2 se muestran las cargas vivas.

Tabla 3.2 Carga viva utilizadas para el cálculo de la capacidad de carga y asentamiento

Destino de piso o cubierta	Cargas Vivas Unitarias, $\left(\frac{kg}{m^2}\right)$		
	W	W _a	W _m
Habitación (Casa-Habitación, departamentos, cuartos de hotel, internados de escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales, hospitales y similares)	70	90	170
Azotea con pendiente no mayor de 5%	15	70	100

W (Carga Viva Media), W_a (Carga Viva Instantánea) y W_m (Carga Viva Máxima)

3.1.9. Propiedades de diseño

Los materiales de los elementos estructurales que componen al edificio se muestran a continuación en las tablas 3.3 y 3.4 en estas tablas se presenta la información necesaria para generar el modelo estructural y realizar el análisis. Las propiedades mecánicas de los materiales como el módulo de elasticidad de la mampostería, la resistencia de diseño a compresión diagonal de muros y la resistencia de diseño a compresión de la mampostería que se muestra en la tabla 3.4 es tomada del trabajo de investigación realizado por Velázquez (2017) de una ficha técnica de piezas multiperforadas de barro extruido.

Tabla 3.3 Datos para la creación del modelo en estudio

Datos	Medidas (cm)
Losa de concreto reforzado en planta de entresijo y azotea.	10
Trabes de concreto en entresijos y azotea.	15 x 30
Muros de mampostería, en planta de entresijo y azotea	15

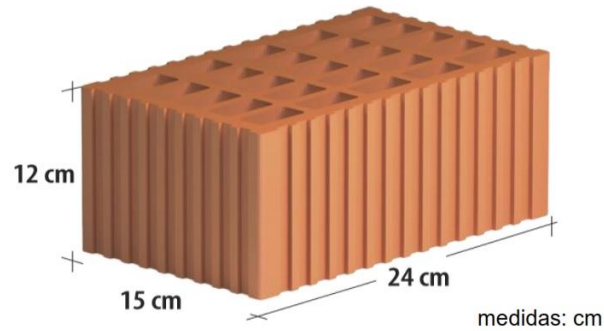


Figura 3.3 Pieza multiperforada de barro extruido.

Tabla 3.4 Propiedades mecánicas de los materiales

Datos	Medidas
Mampostería	
Resistencia de diseño a la compresión simple, f_p^*	100.00 kg/cm ²
Resistencia de diseño a compresión de la mampostería f_m^*	55 kg / cm ²
Resistencia de diseño a compresión diagonal de muros v_m^*	6.5 kg / cm ²
Módulo de elasticidad de la mampostería, E_m	37,194 kg / cm ²
Módulo de rigidez a cortante de la mampostería (G_m)	13,458 kg / cm ²
Concreto Estructural	
Resistencia a la compresión del concreto, f_c'	250 kg / cm ²
Módulo de elasticidad del concreto, E_c	181,831 kg / cm ²

En las figuras 3.4 y 3.5 se muestra la estructuración con los muros confinados.

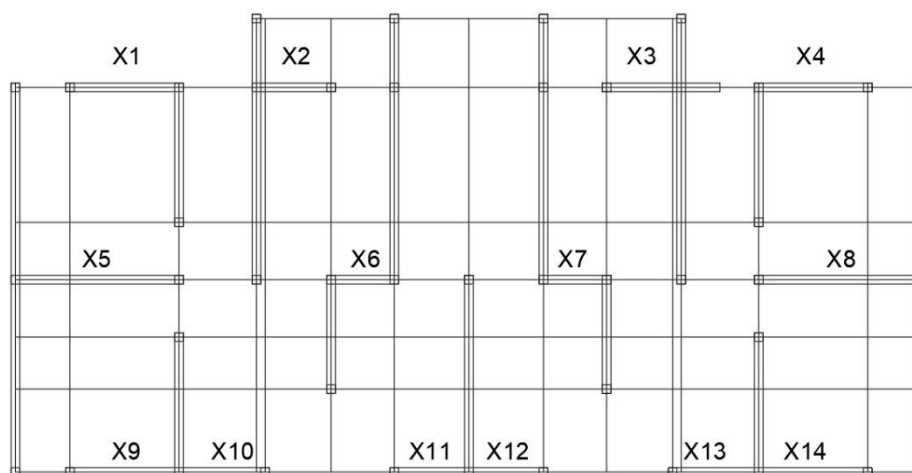


Figura 3.4 Identificación de muros de mampostería del modelo en la dirección X.

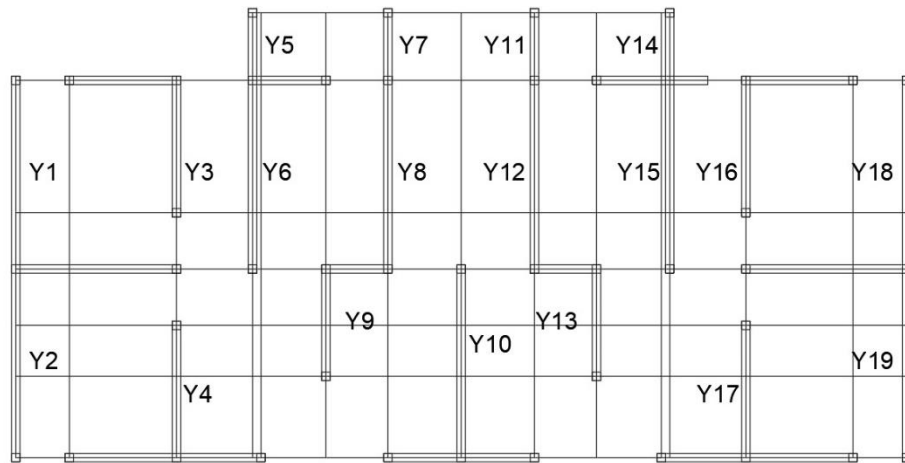


Figura 3.5 Identificación de muros de mampostería del modelo en la dirección Y.

En las figuras 3.6 y 3.7 se muestra la ubicación de las columnas anchas en el centro del muro de mampostería confinada en ambas direcciones.

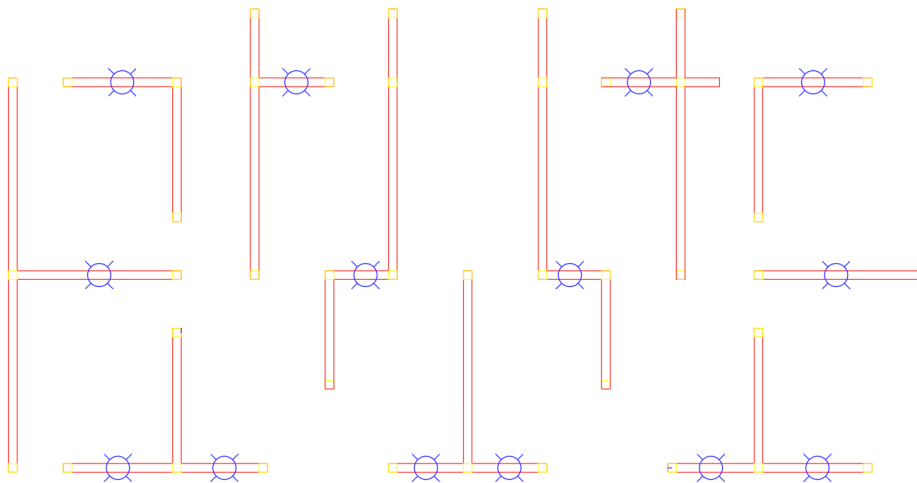


Figura 3.6 Ubicación de centro de columnas anchas en la dirección X.

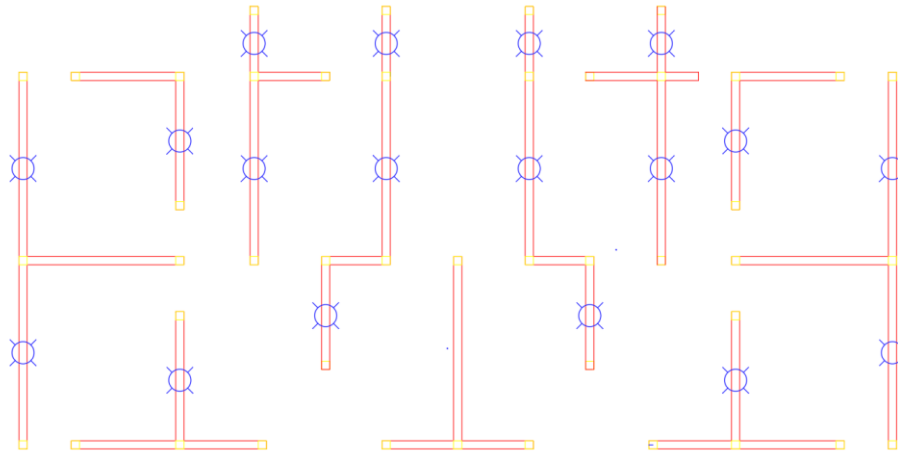


Figura 3.7 Ubicación de centro de columnas anchas en la dirección Y.

La tabla 3.5 a la 3.8 se muestra las propiedades equivalentes de los muros de mampostería del modelo en estudio, para ello se transformó la sección transversal del muro incluyendo las secciones de los castillos de manera que sea de un solo material para así obtener las propiedades de la sección transversal transformada equivalente del muro, estas propiedades siempre deben de ser las centroidales, como se muestra en la figura 3.8.

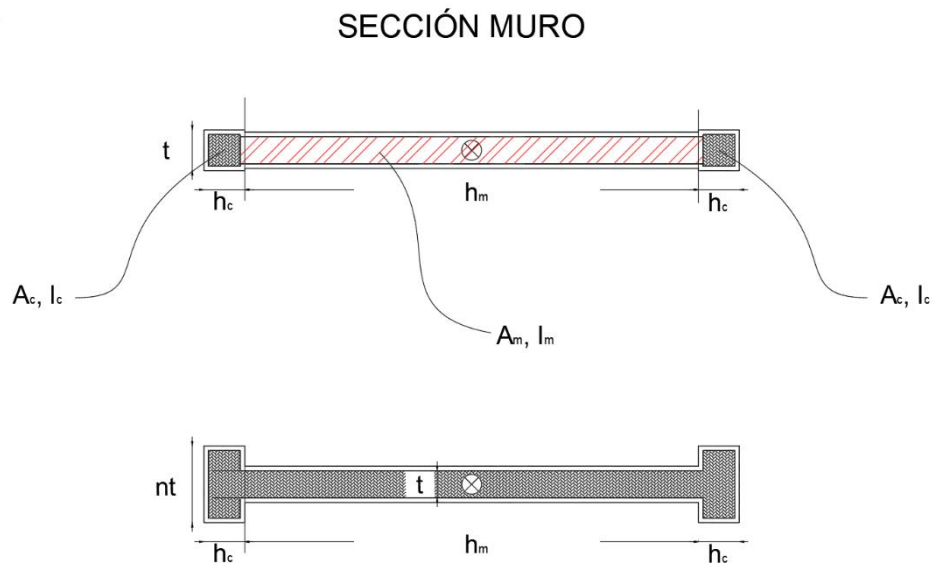


Figura 3.8 Sección transversal transformada equivalente del muro de mampostería confinada.

De la ecuación 3.2 del área transformada de la sección transversal equivalente del muro se puede deducir lo siguiente:

$$A_{eq} = 2nth_c + th_m \quad (3.11)$$

De la misma forma en la ecuación 3.9 que se refiere a la inercia de la sección transversal transformada equivalente se puede deducir lo siguiente:

$$I_{eq} = \frac{h_m^3 t}{12} + 2 \left[\frac{nth_c^3}{12} + nth_c \left(\frac{h_m + h_c}{2} \right)^2 \right] \quad (3.12)$$

Como se puede apreciar en las tablas 3.5 a la 3.8 aparece un muro cuya sección es de 31 cm de espesor, inicialmente todos los muros se propusieron de 15 cm, pero debido que en la dirección "X" la resistencia es netamente insuficiente, se realizó un aumento en el espesor de algunos muros, para cumplir con las indicaciones del RCDF-2004. Para corregir la insuficiencia de la resistencia sísmica en la dirección "X", se aumentó a 31 cm el espesor de los muros X-1 y X-4 en la dirección "X", esto se realizó en todos los pisos.

Para que otros elementos puedan conectarse al borde del ancho del muro deben de utilizarse elementos rígidos (viga infinitamente rígida) que son perpendiculares al muro hasta llegar al borde de este, esto permite que los elementos generen los momentos correspondientes. Para esta viga infinitamente rígida se utilizó un material cuyo módulo de elasticidad sea mucho mayor que la mampostería, para este caso 1000 veces mayor.

Para la realización del modelo con el método de columna ancha se procedió al cálculo de cada una de las propiedades de los elementos barra correspondientes a cada columna ancha y estos resultados se pueden apreciar en las tablas 3.5 a la 3.8. En las tablas 3.5 a 3.8, t es el espesor del muro de mampostería, L la longitud, h_c la longitud de los castillos, n relación entre el módulo de elasticidad del concreto y la mampostería, α cociente entre la longitud del castillo (h_c) y la longitud de la mampostería (h_m), A_{eq} área transformada de la sección transversal equivalente del muro con respecto a la inercia en el sentido transversal, las NTCDCM-04 considera que la mampostería no debe tomar flexión pura del plano, por lo tanto solo se consideró la aportación de los castillos, I_{eq} momento de inercia equivalente, I_{eqv} momento de inercia de la sección transversal transformada equivalente, κ factor de forma y J constante de Saint Venant.

Tabla 3.5 Propiedades equivalentes de los muros en la dirección "X"

Muro	t (cm)	L (cm)	h _c (cm)	n	α	A _{eq} (cm ²)
X1	31	190	31	4.889	0.326	14,325.12
X2	15	130	15	4.889	0.231	3,924.92
X5	15	285	15	4.889	0.105	6,249.92
X6	15	110	15	4.889	0.273	3,624.92
X9	15	190	15	4.889	0.158	4,824.92
X10	15	150	15	4.889	0.200	4,224.92
X11	15	130	15	4.889	0.231	3,924.92

t (Espesor del muro de mampostería), h_c (Ancho de los castillos), n (Relación entre el módulo de elasticidad del concreto y la mampostería), α (Cociente entre la longitud del castillo (h_c) y la longitud de la mampostería (h_m)), A_{eq} (Área equivalente).

Tabla 3.6 Propiedades equivalentes de los muros en la dirección "X"

Muro	t (cm)	L (cm)	h _c (cm)	I _{eq} (cm ⁴)	I _{eqv} (cm ⁴)	κ	J (cm ⁴)
X1	31	190	31	95,936,600.59	752,472.38	2.33	1,886,763.33
X2	15	130	15	11,237,018.57	41,248.56	1.90	146,250
X5	15	285	15	69,317,192.59	41,248.56	1.47	320,625
X6	15	110	15	7,767,735.52	41,248.56	2.07	123750
X9	15	190	15	26,594,775.77	41,248.56	1.64	213,750
X10	15	150	15	15,491,286.30	41,248.56	1.78	168,750
X11	15	130	15	11,237,018.57	41,248.56	1.9	146,250

t (Espesor del muro de mampostería), h_c (Ancho de los castillos), I_{eq} (Momento de inercia equivalente), I_{eqv} (Momento de inercia equivalente transversal), κ (Factor para el cálculo del área de cortante), J (Constante de Saint Venant).

Tabla 3.7 Propiedades equivalentes de los muros en la dirección “Y”

Muro	t (cm)	L (cm)	h _c (cm)	n	α	A _{eq} (cm ²)
Y1	15	335	15	4.889	0.09	6,999.92
Y2	15	335	15	4.889	0.09	6,999.92
Y3	15	235	15	4.889	0.13	5,499.92
Y4	15	235	15	4.889	0.13	5,499.92
Y5	15	120	15	4.889	0.25	3,774.92
Y6	15	335	15	4.889	0.09	6,999.92
Y7	15	120	15	4.889	0.25	3,774.92
Y8	15	335	15	4.889	0.09	6,999.92
Y9	15	190.5	15	4.889	0.16	4,832.42
Y10	15	335	15	4.889	0.09	6,999.92

t (Espesor del muro de mampostería), h_c (Ancho de los castillos), n (Relación entre el módulo de elasticidad del concreto y la mampostería), α (Cociente entre la longitud del castillo (h_c) y la longitud de la mampostería (h_m)), A_{eq} (Área equivalente).

Tabla 3.8 Propiedades equivalentes de los muros en la dirección “Y”

Muro	t (cm)	L (cm)	h _c (cm)	I _{eq} (cm ⁴)	I _{eqv} (cm ⁴)	κ	J (cm ⁴)
Y1	15	335	15	102,722,848.75	41,248.56	1.43	376,875
Y2	15	335	15	102,722,848.75	41,248.56	1.43	376,875
Y3	15	235	15	43,723,940.66	41,248.56	1.54	264,375
Y4	15	235	15	43,723,940.66	41,248.56	1.54	264,375
Y5	15	120	15	9,408,003.96	41,248.56	1.98	135,000
Y6	15	335	15	102,722,848.75	41,248.56	1.43	376,875
Y7	15	120	15	9,408,003.96	41,248.56	1.98	135,000
Y8	15	335	15	102,722,848.75	41,248.56	1.43	376,875
Y9	15	190.5	15	26,756,995.72	41,248.56	1.64	214312.5
Y10	15	335	15	102,722,848.75	41,248.56	1.43	376,875

t (Espesor del muro de mampostería), h_c (Ancho de los castillos), I_{eq} (Momento de inercia equivalente), I_{eqv} (Momento de inercia equivalente transversal), κ (Factor para el cálculo del área de cortante), J (Constante de Saint Venant).

En la tabla 3.9 se muestran los resultados de las frecuencias y su periodo, de las diferentes formas modales:

Tabla 3.9 Parámetros modales identificados en ETABS (CSI, 1995).

Modo	Frecuencia del modelo con columna ancha (Hz)	Periodo del modelo con columna ancha (s)
1	3.484	0.287 s
2	4.950	0.202 s

3.2. Comparación de parámetros modales

La comparación de los parámetros modales se muestra en la tabla 3.10. Estos resultados muestran una razonable concordancia entre los resultados numéricos del modelo numérico a base de muros de mampostería y el modelo numérico a base de columna ancha.

Tabla 3.10 Comparación entre el modelo numérico a base de muros de mampostería y el modelo numérico a base del método de la columna ancha, ETABS (CSI, 1995).

Periodo Fundamental	Modelo con elementos bidimensionales	Modelo con columna ancha
T_x	0.287	0.287
T_y	0.202	0.202

Capítulo

4. CIMENTACIONES SUPERFICIALES: CAPACIDAD DE CARGA Y ASENTAMIENTOS PERMISIBLES

En este capítulo se calcula la capacidad de carga y los asentamientos que se requieren para la cimentación.

Una cimentación se define como el elemento de una estructura que tiene como objetivo transmitir las cargas de la superestructura al terreno donde está desplantada. Dependiendo de la magnitud de las cargas que soporta, del tipo y dimensiones de la superestructura, de la resistencia, de la deformabilidad y permeabilidad que presentan los diferentes tipos de suelo sobre los que se apoya la cimentación, etc., se emplean distintos tipos de cimentación.

Las cimentaciones se pueden clasificar en dos grupos: las superficiales y las profundas. Hasta el momento no existe un límite definido de profundidad que pueda distinguir uno de estos grupos. Sin embargo, algunos investigadores como Terzaghi (1943), catalogan como cimentación superficial a toda aquella que su profundidad de desplante (D_f) sea menor que o igual al ancho de la cimentación (B), posteriormente otros investigadores sugirieron que si la profundidad de desplante de la cimentación (D_f) es menor a tres veces al ancho de la cimentación (B) se podría clasificar como cimentación superficial.

De acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones (NTCDCC, 2004) recomienda utilizar una cimentación superficial si cumple con los siguientes requisitos:

- Que el peso unitario medio de la estructura (w = suma de la carga muerta y de la carga viva con intensidad media al nivel de apoyo de la subestructura dividida entre el área de la proyección en planta de dicha subestructura) sea igual o menor que $4 T / m^2$.
- Que el perímetro de la construcción para las zonas I y II sea igual o menor que 80 m y para la zona III sea igual o menor que 120 m.
- La profundidad de desplante de la cimentación (D_f) debe ser igual o menor que 2.5 m.

En la tabla 4.1 se muestra la clasificación que comúnmente se emplean en las cimentaciones utilizadas en la construcción:

Tabla 4.1 Clasificación de las cimentaciones

Tipo de Cimentaciones	Ejemplos
Superficiales	Zapatas aisladas o continuas, Losa de cimentación, Cajón de cimentación
Profundas	Pilotes, Pilas, Cilindros

4.1. Elección del tipo de cimentación

Para la elección correcta del tipo de cimentación, se deben de tomar en cuenta los siguientes factores:

- La magnitud, dimensiones, rigidez y distribución de las cargas de la estructura.
- El perfil estratigráfico del terreno donde está desplantada la cimentación, la resistencia, la compresibilidad y permeabilidad de los materiales que forman cada uno de los estratos.

4.1.1. Determinación de las propiedades del suelo y dimensiones de la losa de cimentación

Para la determinación de las propiedades del suelo, en este trabajo se utilizaron los resultados de un trabajo de investigación (Figuroa, 2016), para un suelo puramente cohesivo y otro puramente friccionantes, donde la investigación del subsuelo del sitio dio como resultado el peso volumétrico del suelo (γ), la resistencia al corte no drenada del suelo (c) y ángulo de fricción (ϕ) de cada uno de los estratos.

En las tablas 4.2 y 4.3 se presenta la información necesaria para los dos tipos de estratos que se utilizaron para el cálculo de la capacidad de carga última para un suelo puramente cohesivo y un suelo puramente friccionante, estos datos son representativos de la zona de lago de la Ciudad de México y consistentes con el espectro de diseño utilizado:

Tabla 4.2 Datos del tipo del suelo

Tipo de suelo	Peso volumétrico del suelo (γ), (T / m^3)	Resistencia al corte no drenada del suelo (C), (T / m^2)	Ángulo de fricción ($^\circ$)
Cohesivo	1.25	2.5	0
Friccionante	1.60	0	25

Tabla 4.3 Datos del tipo del suelo

Tipo de suelo	Profundidad del estrato (H_s), (m)	Módulo de elasticidad de la capa compresible (E), (T / m^2)	Coefficiente de Poisson (ν)
Cohesivo	40	203.87	0.45
Friccionante	40	1,019.37	0.1

Su planta es rectangular de 15.95 m de largo por 8.05 m de ancho. Con base en el tipo de estructura y suelo sobre el que se desplantará se consideró como mejor solución de cimentación una losa de cimentación (cajón de cimentación), el cual se propone que se diseñe como una cimentación rígida, considerando que la losa de cimentación transfiera de manera uniforme las cargas al suelo de apoyo, al mismo tiempo que la losa de cimentación genere efectos de empotramiento para que la estructura se salvguarde contra los efectos de volteo. La losa de cimentación debe de generar un efecto de rigidez, tal que las cargas de la superestructura se distribuyan de manera uniforme hacia la cimentación. En la tabla (4.4) se muestra las dimensiones de la losa de cimentación de la estructura en estudio:

Tabla 4.4 Dimensiones de la losa de cimentación

Longitud de la cimentación (L), (m)	Ancho de la cimentación (B), (m)
15.95	8.05

4.1.2. Verificación de la seguridad de las cimentaciones

Para el diseño de la cimentación, se debe tener en consideración el dimensionamiento de los elementos estructurales de la cimentación, de manera que debe satisfacer los “Estados Límite de Falla” y de “Servicio” de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones (NTCDCC, 2004). Para garantizar que la cimentación y la superestructura no sufran daños que afecten a la integridad de estas mismas, estos estados límite deben satisfacer los siguientes requisitos básicos:

- a) **Estado Límite de Falla.** - Los esfuerzos que transmita la cimentación al terreno donde se desplante deben ser compatibles con su resistencia al corte, esto quiere decir que la cimentación tenga un factor de seguridad confiable contra la revisión de este estado límite. Esto implica determinar la capacidad de carga admisible del suelo donde se desplata la cimentación, afectando la capacidad de carga neta con un factor de resistencia y las acciones de diseño con sus respectivos factores de carga.
- b) **Estado Límite de Servicio.** - Las magnitudes de las deformaciones verticales del suelo debidas a las cargas impuestas por la subestructura, no deben rebasar los límites que puedan generar deformaciones excesivas que causen daño a las estructuras. Por ello se debe de determinar los asentamientos que sufrirá el suelo, donde se desplantará la cimentación.

Esto significa que se debe de diseñar la cimentación de manera que pueda soportar las acciones que intervengan en la combinación de cargas (la carga que viene de la superestructura o el suelo) no fallará bajo esa carga y el siguiente criterio es que no debe haber una cantidad excesiva de asentamiento debido a la carga, la cimentación debe diseñarse permitiendo cierta cantidad de asentamiento. Por lo tanto, la cantidad de asentamiento que permitirá depende del código con el cual se esté diseñando, garantizando que no se causen daños inadmisibles a la cimentación, a los elementos no estructurales, a la superestructura entre otros.

4.2. Acciones de diseño

Se realizó la revisión de los estados límite, para ello las combinaciones de acciones a considerar en el diseño de las cimentaciones se ocuparon las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones (NTCDCC, 2004) que dicen lo siguiente:

- a) **Primer tipo de combinación.** -

Estado límite de servicio: *Para este tipo de combinación se tomaron en cuenta las acciones permanentes más las acciones variables, incluyendo la carga viva. Las acciones variables se considerarán con su intensidad media para fines de cálculo de asentamientos u otros movimientos a largo plazo.*

Estado límite de falla: *Para esta revisión se tomaron en cuenta las acciones permanentes más la acción variable más desfavorable con su intensidad máxima y las acciones restantes con intensidad instantánea.*

- b) **Segundo tipo de combinación.** -

Estado límite de servicio: *Para este tipo de combinación se tomaron en cuenta las acciones permanentes más acciones variables con intensidad instantánea y acciones accidentales. Se revisaron los estados límite de servicio asociados a deformaciones transitorias y permanentes del suelo bajo carga accidental.*

Estado límite de falla: *Para este tipo de combinación se tomaron en cuenta las acciones permanentes más acciones variables con intensidad instantánea y acciones accidentales. Se revisaron los estados límite de falla asociados a deformaciones transitorias y permanentes del suelo bajo carga accidental.*

Bajo este tipo de sollicitación se deberá considerar las acciones sísmicas de la siguiente manera: 100% del sismo en una dirección y 30% en la dirección perpendicular a ella.

Se deberán aplicar a las acciones para el diseño de cimentación un factor de carga (F_c), este factor es indicado por las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño de Estructuras de las Edificaciones (NTCCADEE, 2004). Para estados límite de servicio, el factor de carga será unitario en todas las acciones, para estados límite de falla se aplicará un factor de carga de 1.1 al peso propio del suelo y a los empujes laterales del suelo. Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes y acciones variables, se aplicará un factor de carga de 1.4.

En las tablas 4.5 y 4.6 se presenta la información respecto a las combinaciones de cargas utilizadas en el diseño de las cimentaciones:

Tabla 4.5 Combinaciones de carga en el análisis del diseño de las cimentaciones (Estado límite de servicio)

Estado límite de servicio	
Primera combinación de carga	Segunda combinación de carga
Carga muerta + Carga viva media	Carga muerta + Carga viva instantánea + Carga accidental

Tabla 4.6 Combinaciones de carga en el análisis del diseño de las cimentaciones (Estado límite de falla)

Estado límite de servicio	
Primera combinación de carga	Segunda combinación de carga
Carga muerta + Carga viva máxima	Carga muerta + Carga viva instantánea + Carga accidental

4.2.1. Carga muerta y carga viva

La carga muerta debe considerar el peso propio de la estructura, es decir las cargas de los materiales de construcción del modelo. Las cargas se modelan como fuerzas uniformemente distribuidas que representan las losas de entrepiso y de azotea.

Se utilizaron las cargas vivas que se indican en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (NTCCADEE, 2004).

La cual nos dice que la carga viva máxima (w_m) se deberá emplear para el diseño estructural por fuerzas gravitacionales y para calcular asentamientos inmediatos en suelos, así como para el diseño estructural de los cimientos ante cargas gravitacionales. La carga media (w) se deberá emplear en el cálculo de asentamientos diferidos y para el cálculo de flechas diferidas.

En las tablas 4.7 y 4.8 se muestran las cargas muertas y cargas vivas, respectivamente, que se requieren en las losas de entrepiso y azotea para una estructura destinada para casa-habitación, basadas para el cálculo de la capacidad de carga y asentamiento.

Tabla 4.7 Carga muerta utilizadas para el cálculo de la capacidad de carga y asentamiento

Concepto	Carga muerta en losa de entrepiso, $\left(\frac{kg}{m^2}\right)$	Carga muerta en losa de azotea, $\left(\frac{kg}{m^2}\right)$
Losa de concreto de 10 cm de espesor	240	240
Firme y acabados	120	150
Total	360	390

Tabla 4.8 Carga viva utilizadas para el cálculo de la capacidad de carga y asentamiento

Destino de piso o cubierta	Cargas Vivas Unitarias, $\left(\frac{kg}{m^2}\right)$		
	W	W _a	W _m
Habitación (Casa-Habitación, departamentos, cuartos de hotel, internados de escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales, hospitales y similares)	70	90	170
Azotea con pendiente no mayor de 5%	15	70	100

W (Carga Viva Media), W_a (Carga Viva Instantánea) y W_m (Carga Viva Máxima)

4.2.2. Factores de resistencia

Los factores de resistencia (F_R), que se aplicaron a la capacidad de carga neta de los estados límite de falla, son $F_R = 0.35$ para cimentaciones ubicadas en la zona 1 y para cimentaciones menores de 5 m ubicadas en las zonas 2 y 3. Para otro tipo de casos el factor de resistencia es de 0.70 ($F_R = 0.70$).

4.3. Capacidad de carga y asentamientos de cimentaciones superficiales (Estado límite de falla y estado límite de servicio)

Una vez determinado el tipo de cimentación que en este trabajo se decidió por un cajón de cimentación, se realiza la verificación del cumplimiento de los estados límite descritos en las secciones anteriores. Para el caso de estado límite de falla, toda la cimentación o cualquier elemento de la cimentación puede fallar porque el suelo es incapaz de soportar la carga. Este tipo de comportamiento que es incapaz de soportar la carga se relaciona con la resistencia del suelo y se le llama “falla por capacidad de carga”.

Las teorías más conocidas para la obtención de la capacidad de carga son las siguientes:

- Terzaghi
- Meyerhof
- Skempton
- Vesic

A continuación, se describe el método empleado para determinar la capacidad de carga en los dos tipos de suelos en estudio. La ecuación de capacidad de carga que se empleó fue la ecuación modificada por Vesic (1973). Esta ecuación es una modificación de la ecuación desarrollada por Terzagui para suelos reales y se basa en un modelo teórico de mecanismo de falla desarrollado por Prandtl. Se empleó la ecuación modificada por Vesic (1973), ya que toma en cuenta los efectos de la forma de la cimentación (B/L), la profundidad de desplante de la cimentación (D_f), la inclinación de la carga y el cambio del modo de falla en el suelo (es decir, falla local por corte o falla general por corte), el cambio del modo de falla se debe a la compresibilidad del suelo.

A continuación, se muestra la ecuación para determinar la capacidad de carga última en suelos cohesivos o friccionantes:

$$q_{ult} = c'N_cF_{cs}F_{cd}F_{ci} + \bar{q}N_qF_{qs}F_{qd}F_{qi} + 0.5\gamma BN_rF_{rs}F_{rd}F_{yi} \quad (4.1)$$

Donde:

c' = Cohesión.

$\bar{q} = \gamma D_f$ = Esfuerzo efectivo al nivel del fondo de la cimentación.

D_f = Profundidad de desplante de la cimentación.

γ = Peso específico del suelo.

B = Ancho de la cimentación (diámetro para una cimentación circular).

N_c, N_q, N_γ = Factores de capacidad de carga, que son adimensionales y dependen del ángulo de fricción del suelo ϕ' .

F_{ci}, F_{qi}, F_{yi} = Factores de inclinación.

$F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$ = Factores de forma.

$F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$ = Factores de profundidad.

Los factores de forma, profundidad e inclinación que se utilizaron se presentan a continuación en la siguiente tabla:

Tabla 4.9 Factores de forma, profundidad e inclinación

Factor	Relación	Referencia
Forma	$F_{cs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \left(\frac{N_q}{N_c}\right)$ $F_{qs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \tan \phi'$ $F_{rs} = 1 - 0.4 \left(\frac{B}{L}\right)$	Bowles (1997) y Braja (2014)
Profundidad	<p>Si $\frac{D_f}{B} \leq 1$</p> <p>Para $\phi = 0$:</p> $F_{cd} = 1 + 0.4 \left(\frac{D_f}{B}\right)$ $F_{qd} = 1$ $F_{\gamma d} = 1$ <p>Para $\phi' > 0$:</p> $F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \phi'}$ $F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 \left(\frac{D_f}{B}\right)$ $F_{\gamma d} = 1$ <p>Si $\frac{D_f}{B} > 1$</p> <p>Para $\phi = 0$:</p> $F_{cd} = 1 + 0.4 \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B}\right)$ $F_{qd} = 1$ $F_{\gamma d} = 1$ <p>Para $\phi' > 0$:</p> $F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \phi'}$ $F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B}\right)$ $F_{\gamma d} = 1$	Bowles (1997) y Braja (2014)
Inclinación	$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{90^\circ}\right)^2$ $F_{yi} = \left(1 - \frac{\beta}{\phi'}\right)$	Bowles (1997) y Braja (2014)

Para los factores de capacidad de carga se ocuparon las ecuaciones siguientes:

$$N_q = \tan \left(45 + \frac{\phi'}{2}\right)^2 e^{\pi \tan \phi'} \quad (4.2)$$

Si $\phi' = 0$, se tomara la siguiente expresión:

$$N_c = \pi + 2 \quad (4.3)$$

Si $\phi' > 0$, se tomara la siguiente expresión:

$$N_c = (N_q - 1) \cot(\phi) \quad (4.4)$$

Y N_r , será:

$$N_r = 2(N_q + 1) \tan(\phi) \quad (4.5)$$

Donde:

ϕ' = Ángulo de fricción del suelo.

Para el análisis de una cimentación con excentricidad en dos sentidos, la cimentación se puede someter a carga vertical última ($Q_{\text{últ}}$) y a un momento (M). Los momentos pueden estar con respecto a "x" e "y". Esta condición es equivalente a una carga $Q_{\text{últ}}$ colocada excéntricamente sobre la cimentación con " $x = e_b$ " e " $y = e_L$ ".

$$e_B = \frac{M_y}{Q_{\text{últ}}} \quad (4.6)$$

$$e_L = \frac{M_x}{Q_{\text{últ}}} \quad (4.7)$$

$$Q_{\text{últ}} = q_{\text{últ}} A' \quad (4.8)$$

Donde:

$q_{\text{últ}}$ = Es la ecuación (4.1).

$A' = B' \times L' = \text{Área efectiva.}$

Para evaluar F_{cs} , F_{qs} y F_{ys} , se utiliza la longitud efectiva L' y el ancho efectivo B' en lugar de L y B . Para calcular F_{cd} , F_{qd} y F_{yd} , no se reemplaza B por B' . Al determinar el área efectiva A' , el ancho efectivo B' y la longitud L' , se pueden originar cinco casos (Highter y Anders, 1985).

Caso I. - $\frac{e_L}{L} \geq \frac{1}{6}$ y $\frac{e_B}{B} \geq \frac{1}{6}$

El área efectiva será la siguiente:

$$A' = \frac{1}{2} B_1 L_1 \quad (4.9)$$

Donde:

$$B_1 = B \left(1.5 - \frac{3e_B}{B} \right) \quad (4.10)$$

$$L_1 = L \left(1.5 - \frac{3e_L}{L} \right) \quad (4.11)$$

La longitud efectiva L' será la mayor de las dos dimensiones B_1 y L_1 . El ancho efectivo será la división del área efectiva entre la longitud efectiva:

$$B' = \frac{A'}{L'} \quad (4.12)$$

Caso II.- $\frac{eL}{L} < 0.5$ y $0 < \frac{eB}{B} < \frac{1}{6}$

El área efectiva será la siguiente:

$$A' = \frac{1}{2}(L_1 + L_2)B \quad (4.13)$$

Donde:

El ancho efectivo será el siguiente:

$$B' = \frac{A'}{L_1 \text{ o } L_2 \text{ (cualquiera que sea el mayor)}} \quad (4.14)$$

La longitud efectiva será la siguiente:

$$L' = L_1 \text{ ó } L_2 \text{ (cualquiera que sea el mayor)} \quad (4.15)$$

Caso III.- $\frac{eL}{L} < \frac{1}{6}$ y $0 < \frac{eB}{B} < 0.5$

El área efectiva será la siguiente:

$$A' = \frac{1}{2}(B_1 + B_2)L \quad (4.16)$$

Donde:

El ancho efectivo será el siguiente:

$$B' = \frac{A'}{L} \quad (4.17)$$

La longitud efectiva será la siguiente:

$$L' = L \quad (4.18)$$

Caso IV.- $\frac{eL}{L} < \frac{1}{6}$ y $0 < \frac{eB}{B} < \frac{1}{6}$

El área efectiva es:

$$A' = L_2B + \frac{1}{2}(B + B_2)(L - L_2) \quad (4.19)$$

Donde:

El ancho efectivo será el siguiente:

$$B' = \frac{A'}{L} \quad (4.20)$$

La longitud efectiva será la siguiente:

$$L' = L \quad (4.21)$$

4.3.1. Obtención de resultados del edificio en estudio en los diferentes tipos de suelo

Para obtener los resultados de la capacidad de carga en los dos tipos de suelo considerados, primero que nada, se realizó el análisis a la estructura y se obtuvo la magnitud de las acciones sobre la cimentación proveniente de esta misma. En el cual el peso de toda la estructura fue de $W_T = 501.64$ T, el cual se multiplico por el factor de carga que se indica en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (NTCCADEE, 2004).

En la tabla (4.10) se muestran los resultados de la capacidad de carga y la profundidad de desplante de la cimentación (D_f) de un suelo cohesivo y un suelo friccionante en las cuales se realizó la revisión comparativa de acciones y resistencias para definir la seguridad de un sistema estructural (Acciones < Resistencias). Cabe mencionar que los resultados de la capacidad de carga (Q_A) ya están afectados por el factor de resistencia (F_R) correspondiente.

Tabla 4.10 Capacidad de carga y profundidad de desplante aceptable para la seguridad del edificio en estudio

Tipo de suelo	Profundidad de desplante, D_f (m)	Profundidad de los depósitos firmes profundos (m)	Capacidad de carga, Q_A , (T)	Acciones sobre la cimentación Q_{act} (T)
Suelo Cohesivo	2.6	40	1,724.71	501.64
Suelo Friccionante	2	40	4,052.62	501.64

* D_f Profundidad de desplante de la cimentación medida desde la superficie del terreno, H_s Profundidad de los depósitos firmes profundos

Por los resultados observados en la tabla (4.10) se puede apreciar que la seguridad para nuestra estructura bajo capacidad de carga es adecuada.

4.3.2. Asentamientos de cimentaciones superficiales

Para todas las cimentaciones es importante evitar una falla por capacidad de carga. Pero, es igual de importante que el asentamiento diferencial que presente la estructura no exceda el valor máximo de asentamiento considerado en las normas. Para el segundo tipo de problema que tienen las cimentaciones, se encuentra el caso de estado límite de servicio, en este el suelo donde está desplantada la estructura puede sufrir asentamientos muy grandes tales que la cimentación y la superestructura pueden dañarse, este tipo de comportamiento se relaciona a las características esfuerzo y deformación del suelo y se le llama "Asentamientos excesivos".

Los asentamientos suelen clasificarse de la siguiente manera:

- Asentamientos elásticos o inmediatos** (a corto plazo), las cuales entran en un periodo de tiempo de aproximadamente 7 días. En este tipo de asentamientos se deben a las deformaciones de las partículas sólidas que forman la estructura del suelo. Este tipo de asentamientos son particularmente importantes en los suelos gruesos o granulares (arenas y gravas).

- b) **Asentamientos por consolidación** (a largo plazo), aquellos que son dependientes del tiempo y llevan tiempo para desarrollarse. En este tipo de asentamientos se deben a la relación de los vacíos del suelo por la expulsión de agua debido a la aplicación de una carga unitaria. Este tipo de asentamientos por consolidación son importantes en los suelos finos (limos y particularmente arcillas).

El asentamiento total que sufrirá la cimentación de una estructura será la suma del asentamiento elástico y del asentamiento por consolidación. Para el cálculo de asentamientos de cimentaciones se requiere hacer lo siguiente:

- Calcular el incremento del esfuerzo vertical en la masa del suelo debido a la carga neta aplicada sobre la cimentación.
- Calcular el asentamiento elástico.
- Calcular el asentamiento por consolidación.

El método utilizado en este trabajo para calcular los asentamientos instantáneos en la base de la estructura fue el de la teoría de la elasticidad, para poder obtener el asentamiento de la esquina y del centro de una losa de cimentación de dimensiones $B' \times L'$, para ello se empleó la ecuación que se muestra a continuación la cual fue desarrollada por Timoshenko y Goodier (1951) y considera un semi-espacio elástico, homogéneo, isotrópico, etc. Para el caso del estrato de arcilla, se utilizó un módulo de elasticidad reducido para tomar en cuenta los asentamientos por consolidación, debido a que solamente interesa su magnitud y no el tiempo en que se presente el máximo asentamiento.

$$\Delta H = q_0 \alpha B' \frac{1 - \mu^2}{E_s} \left(I_1 + \frac{1 - 2\mu}{1 - \mu} I_2 \right) I_F \quad (4.22)$$

Donde:

q_0 = Intensidad de presión de contacto, la cual la combinación de carga que se utiliza es de acuerdo a las NTCCADEE menos el peso total del suelo excavado.

α = Factor que depende de la ubicación sobre la cimentación donde se calcula el asentamiento.

B' = El ancho de la cimentación.

I_i = Factores de influencia, que dependen de L' / B' , del estrato (H), de la relación de Poisson (ν) y de la profundidad de desplante de la cimentación (D_f).

E_s, μ = Parámetros elásticos del suelo.

Los factores de influencia I_1 y I_2 se pueden calcular usando las ecuaciones de Steinbrenner (1934), las cuales son las siguientes:

$$I_1 = \frac{1}{\pi} \left[M \ln \frac{(1 + \sqrt{M^2 + 1})\sqrt{M^2 + N^2}}{M(1 + \sqrt{M^2 + N^2 + 1})} + \ln \frac{(M + \sqrt{M^2 + 1})\sqrt{1 + N^2}}{M + \sqrt{M^2 + N^2 + 1}} \right] \quad (4.23)$$

$$I_2 = \frac{N}{2\pi} \tan^{-1} \left[\frac{M}{N\sqrt{M^2 + N^2 + 1}} \right] \quad (4.24)$$

$$M = \frac{L'}{B'} \quad (4.25)$$

$$N = \frac{H}{B'} \quad (4.26)$$

Para hacer estimaciones de los asentamientos este método propone que se debe de determinar primero el punto donde se calculará el asentamiento y después hacer la relación entre el asentamiento diferencial entre apoyos y el claro. En la figura (4.1) se puede apreciar que, para la cimentación a analizar, el punto donde se quería analizar el asentamiento estuviese en el centro y el otro estuviese en la esquina de la cimentación.

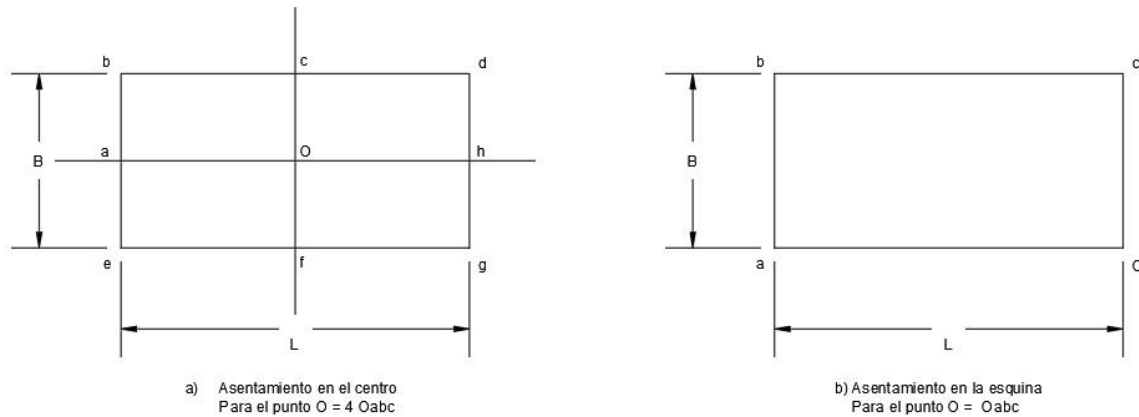


Figura 4.1 Obtención del asentamiento en un punto indicado [Bowles (1997)].

Las ecuaciones (4.27) y (4.28) se ocupan cuando se necesite saber el asentamiento en el centro de la cimentación y las ecuaciones (4.29) y (4.30) se ocupan cuando se necesite saber el asentamiento en la esquina de la cimentación:

$$B' = \frac{B}{2} = \text{Para el centro} \quad (4.27)$$

$$L' = \frac{L}{2} = \text{Para el centro} \quad (4.28)$$

$$B' = B = \text{Para la esquina} \quad (4.29)$$

$$L' = L = \text{Para la esquina} \quad (4.30)$$

La ecuación (4.22) se puede escribir de la siguiente manera:

$$\Delta H = q_0 \alpha B' \frac{1 - \mu^2}{E_s} I_s I_F \quad (4.31)$$

Donde:

$$I_s = I_1 + \frac{1 - 2\mu}{1 - \mu} I_2 \quad (4.32)$$

Para el factor de influencia I_F para una profundidad de desplante de la cimentación (D_f), se utiliza el ancho de la base y la dimensión de la profundidad para la siguiente relación D_f / B . Este factor de influencia proviene de las ecuaciones de Fox (1948), que nos dice que el asentamiento se reduce a cierta profundidad en el suelo, dependiendo de la relación de Poisson y L / B . Se usó la figura (4.2) para encontrar la magnitud del factor de influencia I_F .

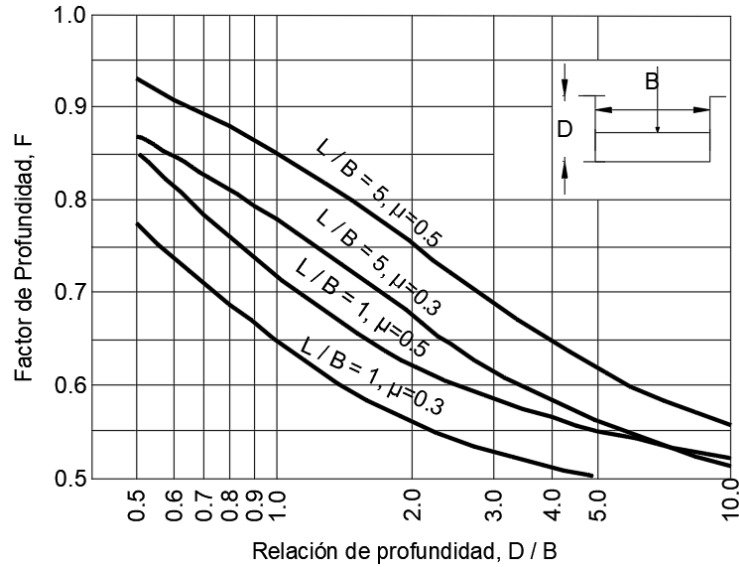


Figura 4.2 Factor de influencia I_F [Bowles (1997)].

La ecuación (4.22) es aplicable solamente a bases flexibles, pero si la base es rígida, el asentamiento será uniforme entonces la ecuación (4.31) cambia y debe reducir el factor I_s , por lo tanto, ahora será el siguiente $I_{sr} = 0.93 I_s$.

4.3.2.1. Límites máximos para movimientos y deformaciones originados en la cimentación

Para el cálculo de asentamientos el peso de toda la estructura cambia y fue de $W_T = 446.01$ T, el cual se multiplica por el factor de carga que se indica en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (NTCCADEE, 2004).

De acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones (NTCDCC, 2004), se debe de hacer una revisión de la cimentación ante estados límite de servicio y no deben sobrepasar los límites máximos para movimientos y deformaciones indicados en la tabla (4.11).

Tabla 4.11 Límites máximos en la cimentación

Concepto	Zona	Variable	Límite
Movimientos verticales (Hundimiento o emersión)	I	Asentamiento: Construcciones colindantes	2.5 cm
	II y III	Asentamiento: Construcciones colindantes	15 cm
Deformaciones diferenciales en la propia estructura y sus vecinas en muros de carga de tabique de barro	—	Relación entre el asentamiento diferencial entre extremos y el claro	0.002

4.3.2.2. Obtención de resultados

En la Tabla (4.12) se muestran los resultados del valor de asentamiento ocupado por la construcción y la relación entre el asentamiento diferencial entre el extremo y el claro, de un suelo cohesivo y un suelo friccionante, para estos resultados se obtuvo una profundidad de desplante de la cimentación de $D_f = 2.6$ m para un suelo cohesivo y $D_f = 2$ m para un suelo friccionante, en las cuales se verificó que para el asentamiento del área ocupada por la construcción en construcciones colindantes no fuera mayor de 15 cm y que la relación entre el asentamiento diferencial entre extremos y el claro para una estructura con muros de carga de tabique de barro no fuera mayor de 0.002.

Tabla 4.12 Asentamientos y profundidad de desplante aceptable para la seguridad del edificio en estudio

Tipo de suelo	D_f (m)	Asentamiento máximo en el centro de la cimentación, (cm)	Asentamiento máximo en la esquina de la cimentación, (cm)	Asentamiento diferencial entre extremos y el claro
Suelo cohesivo	2.6	0.8769	0.3675	0.0005702
Suelo friccionante	2	0.4493	0.1943	0.0002855

* D_f Profundidad de desplante de la cimentación medida desde la superficie del terreno.

Capítulo

5. DISEÑO POR SISMO E INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA

El objetivo de este capítulo es comprender los conceptos del diseño sísmico y de la interacción suelo-estructura siguiendo el método de análisis de la columna ancha y mostrando los resultados del edificio en estudio.

El diseño sísmico implica el cálculo de la respuesta de una estructura sometida a la excitación de un sismo. Las excitaciones sísmicas principalmente pueden registrarse en forma de datos de aceleración, velocidad y desplazamiento del suelo.

La intensidad con la cual un edificio se va a comportar depende de las características del movimiento del terreno y de las propiedades dinámicas de la estructura. Para que la estructura tenga un buen comportamiento ante la excitación de un sismo y no colapse depende de varios factores fundamentales, algunos de estos factores son la resistencia, la capacidad de deformación de la estructura, la rigidez lateral entre otros. Bajo estos requisitos, existen métodos de análisis dinámicos de sistemas lineales que dan una buena aproximación.

El diseño por capacidad proveniente de Nueva Zelanda, el cual revisa las condiciones de la estructura en su comportamiento no lineal y asegura que la estructura tenga la capacidad de disipar la energía inelástica (Paulay & Priestley, 1992). Este tipo de diseño, en la actualidad la mayoría de los reglamentos incluido el reglamento de construcción del Distrito Federal 2004 consideran el comportamiento no lineal de los materiales estructurales para el detallado dúctil, fomentando el diseño por capacidad (viga débil – columna fuerte), en los cuales permiten reducir las fuerzas sísmicas en función del comportamiento sísmico (Q). Este tipo de factor para valores de $Q \leq 2, 3$ ó 4 para diseño plástico pueden alcanzar el momento plástico y conservar su rotación inelástica para la redistribución de momentos en la estructura, pero para factores de $Q \leq 2$ su capacidad de rotación inelástica es limitada.

Los procedimientos de diseño sísmico de la mayoría de los códigos actuales consisten en un diseño elástico, y aceptan que las fuerzas que se introducen a una estructura (Acciones) deben de ser menores en comparación con los estados límite de resistencia (Resistencia).

5.1. Objetivos del diseño sísmico

Para el diseño sísmico, se debe de tener en consideración dos objetivos fundamentales, el primero de ellos es evitar el colapso de la estructura, pero que sufra daño bajo un sismo severo y el segundo es evitar daños a los elementos estructurales y no estructurales de la estructura ante un sismo moderado, de manera que debe de satisfacer los “Estados Límite de Servicio”, de “Integridad Estructural” y de “Supervivencia” (Bazan & Meli, 2002), para garantizar que la superestructura sufran daños aceptables o ningún daño, estos estados límite deben satisfacer los siguientes requisitos:

- a) **Estado Límite de Servicio.** - Básicamente se trata que la estructura no sufra deformaciones excesivas que interfieran con el funcionamiento de equipos e instalaciones, y no encontrar daño en los elementos no estructurales.
- b) **Estado Límite de Integridad Estructural.** - En este tipo de estado límite se puede presentar los dos tipos de daño el estructural y el no estructural, pero a niveles menores que no afecten de manera significativa a los elementos estructurales.

- c) **Estado Límite de Supervivencia.** - Para el cual el daño en la estructura es sumamente significativo, pero se evita el colapso.

5.2. Acciones de diseño

Para la revisión de los estados límite anteriormente mencionados, se tienen las diferentes combinaciones de acciones a considerar en el diseño sísmico de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS, 2004).

En la tabla 5.1 se presenta la información respecto a las combinaciones de carga utilizadas en el diseño sísmico:

Tabla 5.1 Combinaciones de carga en el análisis del diseño sísmico.

Combinaciones de carga
1.1 PP + 1.1 SCP + 1.1 CV (inst) + 110 % SX + 33% SY *
1.1 PP + 1.1 SCP + 1.1 CV (inst) + 110 % SX - 33% SY *
1.1 PP + 1.1 SCP + 1.1 CV (inst) - 110 % SX + 33% SY *
1.1 PP + 1.1 SCP + 1.1 CV (inst) - 110 % SX - 33% SY *
1.1 PP + 1.1 SCP + 1.1 CV (inst) + 110 % SY + 33% SX *
1.1 PP + 1.1 SCP + 1.1 CV (inst) + 110 % SY - 33% SX *
1.1 PP + 1.1 SCP + 1.1 CV (inst) - 110 % SY + 33% SX *
1.1 PP + 1.1 SCP + 1.1 CV (inst) - 110 % SY - 33% SX *

* PP (Peso Propio de la estructura), SCP (Sobre Carga Permanente), CV (inst) (Carga Viva Instantánea), SX (Sismo Dirección X), SY (Sismo Dirección Y).

5.3. Zonificación

Para determinar las fuerzas sísmicas de diseño, las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones (NTCDCC, 2004) clasifica al suelo en tres zonas sísmicas (I, II y III).

Como ya se ha venido mencionando se propuso un edificio con el método de la columna ancha de 5 niveles, el cual se ubicó en dos zonas diferentes, la primera de ellas está ubicada en la zona I de terrenos firmes o de Lomas y la segunda está ubicada en la zona III de terrenos blandos o de Lago. Dicho esto, para los dos tipos de suelo en estudio mencionados en el capítulo anterior se consideran en las siguientes zonas del Distrito Federal, en las cuales para el suelo puramente friccionante se localizó en la Zona I y para el suelo puramente cohesivo se localizó en la Zona III.

5.4. Agrupación de la construcción de acuerdo al Reglamento de Construcción del Distrito Federal (RCDF)

Se debe clasificar la construcción de acuerdo a su importancia establecido en el Reglamento de Construcción del Distrito Federal (RCDF), en base a esto la estructura en estudio se clasificó como una estructura de Grupo B, ya que estas construcciones están destinadas a vivienda, oficinas, locales comerciales, hoteles, etc. Es de suma importancia saber a qué grupo pertenece la estructura ya que el coeficiente sísmico (c) varía con este tipo de parámetro, y además este coeficiente sísmico nos sirve para construir los espectros de diseño que se hablarán más adelante en este capítulo.

5.5. Factor de comportamiento sísmico (Q) y Regularidad para la estructura en estudio

En el caso del modelo en estudio el factor de comportamiento sísmico (Q), que se utilizó para el edificio en cuestión fue $Q = 1.5$, ya que todos sus entresijos son de muros de mampostería y la resistencia a fuerzas laterales es suministrada por estos.

Para que una estructura se considere como regular deben de satisfacer ciertas condiciones especificadas en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS, 2004), para el edificio en estudio se revisaron las siguientes condiciones:

- a) Se verificó que todas sus plantas son sensiblemente simétricas con respecto a los ejes ortogonales X e Y tanto a elementos resistentes, muros y masas de acuerdo a lo especificado al capítulo 3.
- b) Se verificó la relación entre la longitud y ancho de la planta del edificio, que no debe de exceder de 2.5, en la tabla 5.2 se muestran los resultados de la relación entre la longitud y el ancho de la planta, y se puede apreciar que las medidas de la planta del edificio cumplen con lo especificado en las normas.

Tabla 5.2 Revisión de la relación entre la longitud y ancho de la planta del edificio.

Longitud, (m)	Ancho (m)	Relación $\frac{L}{B}$
15.80	6.70	2.36 < 2.5 (Cumple)

- c) También se verificó la relación entre la altura y la dimensión mínima de la base del edificio, que no debe de exceder de 2.5, en la tabla 5.3 se muestran los resultados de la relación entre la altura y el ancho de la planta, y se puede apreciar que la relación especificada cumple con lo especificado en las normas.

Tabla 5.3 Revisión de la relación entre la altura y ancho de la planta del edificio.

Altura, (m)	Ancho (m)	Relación $\frac{H}{B}$
12.50	6.70	1.87 < 2.50 (Cumple)

- d) De acuerdo a lo especificado en el capítulo 3, cada nivel tiene un sistema de piso rígido.
- e) Se calculó el peso de cada nivel del edificio, tomando en cuenta la carga viva que se debe de considerar para el diseño sísmico y se concluyó que el peso de cada nivel no es mayor que 110% ni menor que 70% que la del piso inmediato inferior y todos los pisos tienen la misma área.
- f) Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en las dos direcciones ortogonales por trabes y losas planas.
- g) Una vez hecho el método de análisis se revisó que la resistencia al corte de ningún entrepiso excede en más del 50% a la del entrepiso inmediato inferior.

En base a lo antes mencionado en los incisos se consideró que el edificio es regular y que no es necesario reducir el factor de reducción (Q').

5.6. Espectro de Diseño

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS, 2004), especifica un espectro de diseño, en el cual las fuerzas obtenidas se van a reducir por un factor de comportamiento (Q') el cual depende del tipo de estructura y de su capacidad de disipar la energía por comportamiento inelástico. Con esto se revisa que el modelo lineal de la estructura no rebase el estado límite de resistencia y el estado límite de servicio.

Para fines de diseño, se tomaron los espectros suavizados que se especifican en el apéndice A de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS, 2004). Para poder definir los espectros suavizados que muestran la variación de la aceleración espectral de diseño (a) con el periodo (T), se debe de tener en consideración los conceptos dados anteriormente como son la zona en que se ubica la estructura (I a III), el grupo de construcción al que pertenece (A o B) y el factor de comportamiento sísmico (Q) con estos factores

se realiza el cálculo de la ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico (a) para el edificio en estudio.

En la tabla 5.4 se muestran las ecuaciones que se ocuparon para el cálculo de la ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico (a).

Tabla 5.4 Ecuaciones para el cálculo de la ordena del espectro de aceleraciones para diseño sísmico.

Parámetros	Relación	Referencia
Coefficiente de aceleración del terreno	$a_0 = \begin{cases} 0.1 + 0.15(T_s - 0.5); & \text{si } 0.5 \leq T_s \leq 1.5 \text{ s} \\ 0.25; & \text{si } T_s > 1.5 \end{cases}$	NTCDS (Apéndice A)
Coefficiente sísmico	$c = \begin{cases} 0.28 + 0.92(T_s - 0.5); & \text{si } 0.5 < T_s \leq 1.5 \text{ s} \\ 1.2; & \text{si } T_s > 1.5 \\ 1.2 - 0.5(T_s - 2.5); & \text{si } 2.5 < T_s \leq 3.5 \text{ s} \end{cases}$	NTCDS (Apéndice A)
Periodo característico del espectro (T_a)	$T_a = \begin{cases} 0.20 + 0.65(T_s - 0.5); & \text{si } 0.5 < T_s \leq 2.5 \text{ s} \\ 1.5; & \text{si } 2.5 < T_s \leq 3.25 \text{ s} \\ 4.75 - T_s; & \text{si } 3.25 < T_s \leq 3.9 \text{ s} \\ 0.85; & \text{si } T_s > 3.9 \text{ s} \end{cases}$	NTCDS (Apéndice A)
Periodo característico del espectro (T_b)	$T_b = \begin{cases} 1.35; & \text{si } T_s \leq 1.125 \text{ s} \\ 1.2T_s; & \text{si } 1.125 < T_s \leq 3.5 \text{ s} \\ 4.20; & \text{si } T_s > 3.5 \end{cases}$	NTCDS (Apéndice A)
Coefficiente k	$k = \begin{cases} 2 - T_s; & \text{si } 0.5 < T_s \leq 1.65 \text{ s} \\ 0.35; & \text{si } T_s > 1.65 \text{ s} \end{cases}$	NTCDS (Apéndice A)
Factor de ductilidad	$Q' = \begin{cases} 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta}{k} \left(\frac{T}{T_a}\right)}; & \text{si } T \leq T_a \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta}{k}}; & \text{si } T_a < T \leq T_b \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta p}{k}}; & \text{si } T > T_b \end{cases}$ Donde: $\beta = 1$, ignorando interacción suelo-estructura $p = k + (1-k) (T_b/T)^2$	NTCDS (Apéndice A)
Factor de sobrerresistencia	$R = \begin{cases} \frac{10}{4 + \sqrt{\frac{T}{T_a}}}; & \text{si } T \leq T_a \\ 2; & \text{si } T > T_a \end{cases}$	NTCDS (Apéndice A)
Ordenada del espectro de aceleraciones	$a = \begin{cases} a_0 + (\beta c - a_0) \frac{T}{T_a}; & \text{si } T < T_a \\ \beta c; & \text{si } T_a \leq T < T_b \\ \beta c p \left(\frac{T_b}{T}\right)^2; & \text{si } T \geq T_b \end{cases}$	NTCDS (Apéndice A)
Aceleración espectral reducida	$a' = \frac{a}{Q'R}$	NTCDS (Apéndice A)

En la figura (5.1) se muestran los espectros elásticos para el edificio en estudio en las zonas I y III y la figura (5.2) se muestran los espectros reducidos para un factor de comportamiento sísmico (Q) igual a 1.5 y un factor de sobrerresistencia (R). La ubicación del edificio corresponde a la zona III, se seleccionó un periodo dominante del suelo $T_s = 2.2857$ segundos de acuerdo a la zonificación de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS, 2004).

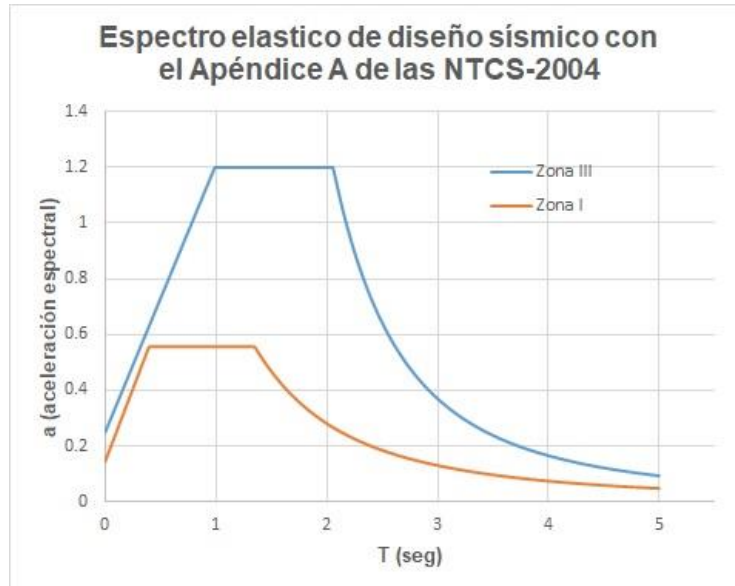


Figura 5.1 Espectro de diseño elástico para el edificio en estudio del grupo B en las zonas I y III.

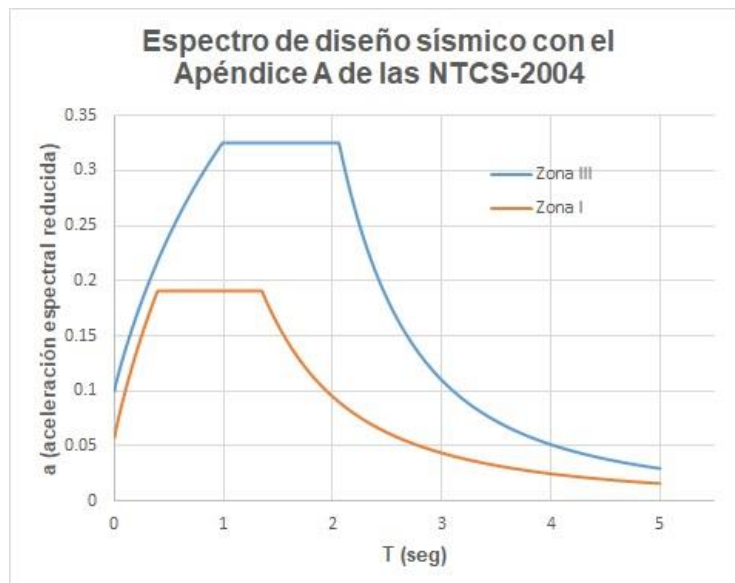


Figura 5.2 Espectro de diseño inelástico para el edificio en estudio del grupo B en las zonas I y III.

5.7. Análisis sísmico estático

Este tipo de método se trata básicamente en aplicar a la estructura un sistema de cargas laterales estáticas que actúan en los centros de masas de los pisos, este tipo de fuerzas se supondrán equivalentes a la acción sísmica generada en el suelo. Este método tiene como limitante que solamente se puede utilizar para estructuras regulares que tengan una altura menor que 30 m y estructuras irregulares de no más de 20 m. Para edificios que se encuentren en la zona I, estas estructuras deben tener una altura menor que 40 m para estructuras regulares y para estructuras irregulares una altura de no más de 30 m.

Para la aplicación del método estático se conoce el periodo fundamental de la estructura, ya mencionado en el capítulo 3. Se optó por emplear el método de análisis que especifica el Apéndice A de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS, 2004) ya que este método toma en cuenta los periodos dominantes del terreno en el sitio de interés. Con las ecuaciones (5.1) y (5.2) se determinan las fuerzas horizontales aplicadas en cada masa concentradas de cada entrepiso.

- a) Si el periodo natural de la estructura (T) es menor que el periodo característico del espectro de aceleraciones (T_b), las fuerzas laterales de los pisos de la estructura se tomaran como:

$$F_i = W_i h_i \left(\frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} \right) a' \quad (5.1)$$

Donde:

W_i = Peso del i -ésimo nivel sobre el terreno.

h_i = Altura del i -ésimo nivel sobre el terreno.

a' = Representa la aceleración espectral reducida con fines de diseño (mostrada en la tabla 5.4).

- b) Pero si el periodo natural de la estructura (T) es mayor que el periodo característico del espectro de aceleraciones (T_b), las fuerzas laterales de los pisos de la estructura se tomaran como:

$$F_i = W_i (k_1 h_i + k_2 h_i^2) a' \quad (5.2)$$

Donde:

$$k_1 = [1 - 0.5r(1 - q)] \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} \quad (5.3)$$

$$k_2 = 0.75r(1 - q) \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i^2} \quad (5.4)$$

$$q = \left(\frac{T_b}{T} \right)^r \quad (5.5)$$

Este tipo de fuerzas se distribuyen entre los sistemas resistentes a carga lateral que tiene el edificio y se efectuó el análisis estructural de cada sistema resistente ante las cargas laterales.

Se realizó el cálculo de fuerzas sísmicas (F_i) con las ecuaciones antes mencionadas, dicho esto en las tablas 5.5 y 5.6 se muestran las fuerzas sísmicas (F_i) y el cortante en la base (V) de cada entrepiso del edificio en estudio en las dos direcciones de análisis, multiplicado por el factor de carga especificado en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño de Estructuras de las Edificaciones (NTCCADEE, 2004), el cual nos dice que para el diseño sísmico el factor de carga será de 1.1.

Tabla 5.5 Fuerzas Cortantes en la dirección X

Nivel	F_{ix} (T)	V_{ix} (T)
5	31.29	34.42
4	34.41	72.27
3	25.81	100.66
2	17.20	119.59
1	8.60	129.05

Tabla 5.6 Fuerzas Cortantes en la dirección Y

Nivel	F_{iy} (T)	V_{iy} (T)
5	27.97	30.77
4	30.76	64.61
3	23.07	89.98
2	15.38	106.90
1	7.69	115.36

5.7.1. Revisión de la estructura bajo cargas laterales

Como una de las revisiones es la de la fuerza cortante, la cual se basa en que la suma de las resistencias al corte de todos los muros en la dirección de análisis correspondiente en cada entrepiso sea menor o igual a la fuerza cortante total del entrepiso en estudio.

Después de obtener las fuerzas sísmicas (F_i) y el cortante en la base (V) de la estructura en estudio, se realizó el cálculo de la resistencia al corte de todos los muros, de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (NTCDCEM, 2004). Con la ecuación (5.6) se determina la resistencia al corte de los muros.

$$V_{mR} = F_R(0.5 v_m^* A_T + 0.3P) \leq 1.5 F_R v_m * A_T \quad (5.6)$$

Donde:

P = Se toma como positiva en compresión, la carga vertical debe considerarse con las siguientes acciones las cuales son: las acciones permanentes, variables con intensidad instantánea y accidentales que produzcan el menor valor sin multiplicar por el factor de carga. Si la carga es de tensión V_{mR} será igual a cero.

A_T = Se incluyen los castillos.

F_R = Factor de reducción por resistencia.

v_m^* = Resistencia a compresión diagonal de la mampostería.

En las tablas 5.7 y 5.8 se muestra la resistencia al corte de los muros de la planta baja en las dos direcciones y se compara con la fuerza cortante última.

Tabla 5.7 Fuerza cortante resistente de la planta baja en la dirección X

Muro	Cortante último (V_u), (T)	Cortante Resistente (V_{mr}), (T)
M1	7.48	8.05
M2	5.62	12.24
M3	4.58	6.02
M4	4.56	10.31
M5	5.62	5.67
M6	7.56	13.49
M14	13.27	16.46
M15	4.37	7.76
M16	4.34	7.58
M17	13.77	15.53
M27	16.70	17.29
M28	5.29	10.32
M29	5.56	7.28
M30	16.95	19.45

La tabla anterior se puede apreciar mejor con la figura 5.3.

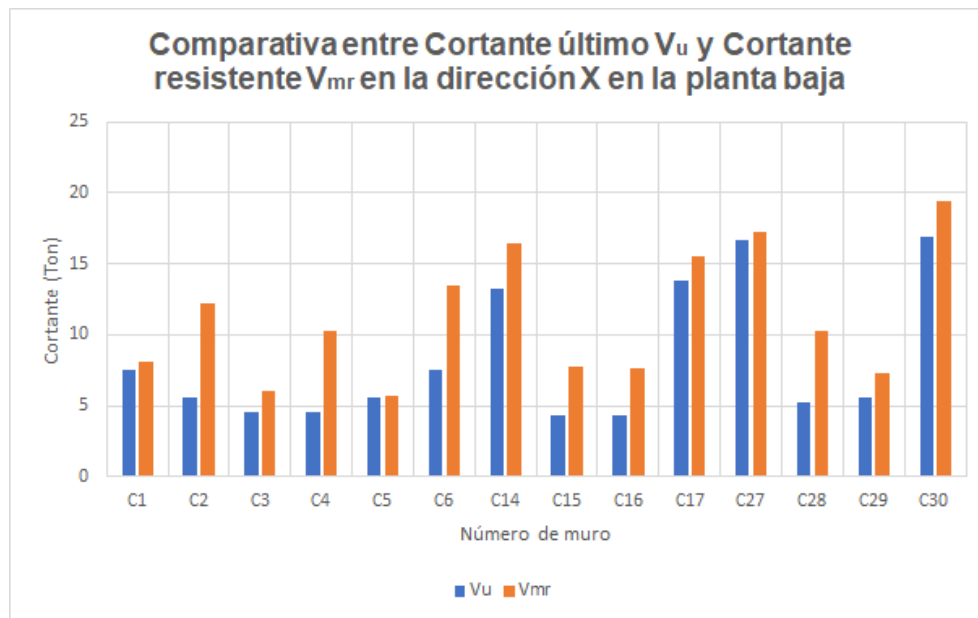


Figura 5.3 Comparativa entre cortante último y cortante resistente en la dirección X.

Tabla 5.8 Fuerza cortante resistente de la planta baja en la dirección Y

Muro	Cortante último (V_u), (T)	Cortante Resistente (V_{mrY}), (T)
M7	1.76	10.15
M8	0.65	12.79
M9	1.29	15.23
M10	0.91	12.30
M11	3.32	11.61
M12	1.76	19.31
M13	1.19	23.49
M18	3.38	13.66
M19	3.29	18.32
M20	2.74	21.73
M21	1.71	17.46
M22	1.45	18.71
M23	1.14	23.72
M25	1.96	9.90
M26	1.49	15.94
M24	1.00	7.96
M31	0.80	10.00
M32	0.54	8.06
M33	0.43	8.64

La tabla anterior se puede apreciar mejor con la figura 5.4.

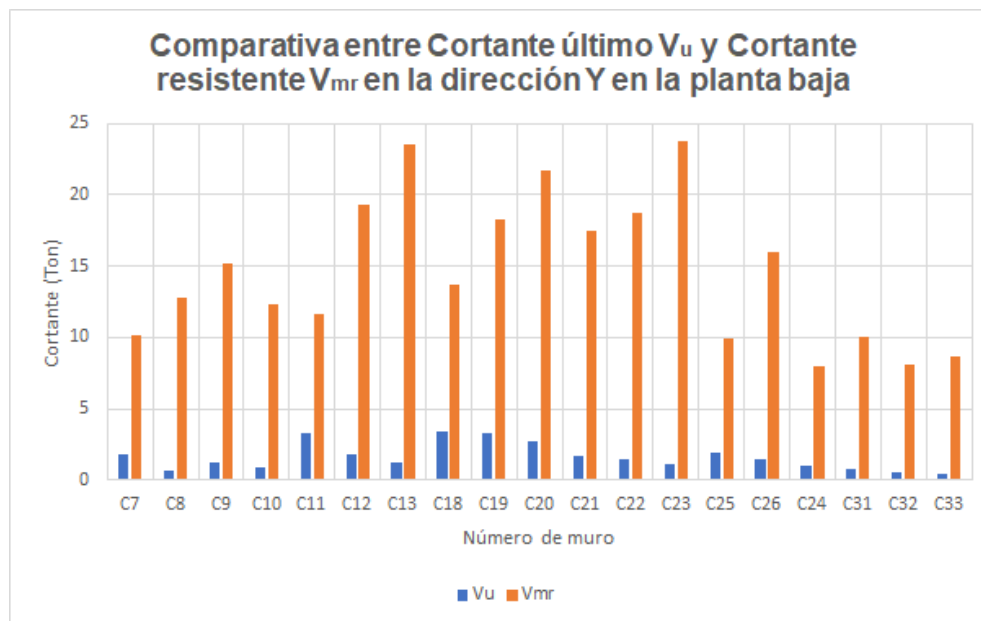


Figura 5.4 Comparativa entre cortante último y cortante resistente en la dirección Y.

La revisión de cada muro, llevo a entender que cada muro individual era capaz de resistir la fuerza cortante (V_u) que el programa de análisis proporcionó para cada muro ($V_{mr} > V_u$ la resistencia a corte es adecuada). Cabe mencionar que esta revisión se realizó para todos los niveles de entrecimso dando como resultado que la resistencia es adecuada.

5.7.2. Distorsiones permisibles de entrepiso

Para salvaguardar la vida de las personas y prevenir el colapso, las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS, 2004), establecen que se debe de hacer una revisión de las distorsiones de entrepiso y no deben de exceder los límites máximos para muros de mampostería confinada indicados en la tabla 5.9 para la estructura en estudio.

Tabla 5.9 Distorsiones permisibles de entrepiso

Sistema estructural	Distorsión	Referencia
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas; mampostería de piezas huecas confinada y reforzada horizontalmente; o mampostería de piezas huecas confinada y reforzada con malla	0.004	NTCDS (Apéndice A)

Los desplazamientos de entrepiso tienen que multiplicarse por el factor de comportamiento sísmico (Q) y el factor de sobrerresistencia (R). Los valores mostrados en las tablas 5.10 y 5.11 se revisaron para verificar las distorsiones de entrepiso que no excedieran los límites mencionados en las Normas Técnicas Complementarias de Sismos (NTCDS, 2004) para muros de carga de mampostería.

Tabla 5.10 Verificación de las distorsiones de entrepiso en la dirección X

Nivel	Distorsiones del edificio	Verificación
5	0.001584	Aceptable
4	0.001988	Aceptable
3	0.002203	Aceptable
2	0.002089	Aceptable
1	0.001769	Aceptable

En las siguientes figuras 5.5 y 5.6 se puede apreciar mejor las distorsiones que se obtuvieron del edificio con base rígida.

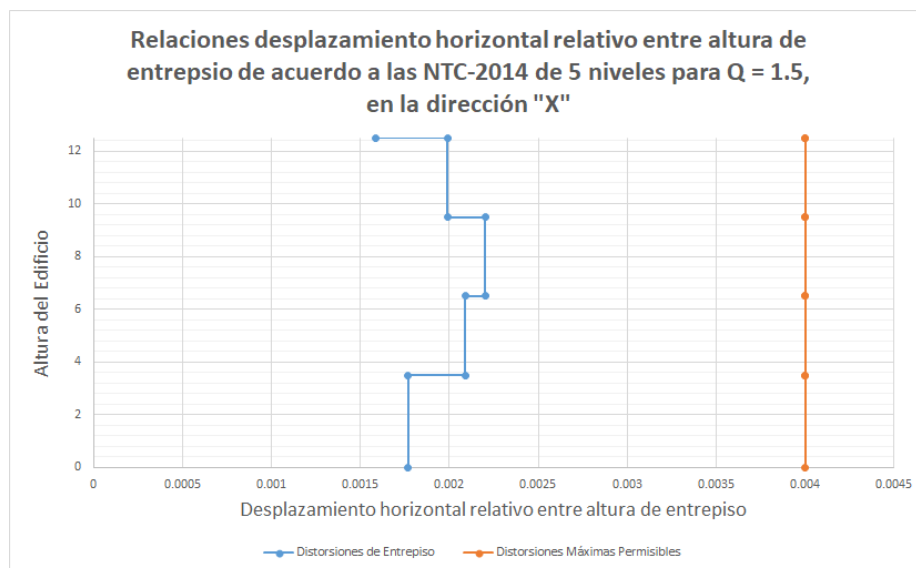
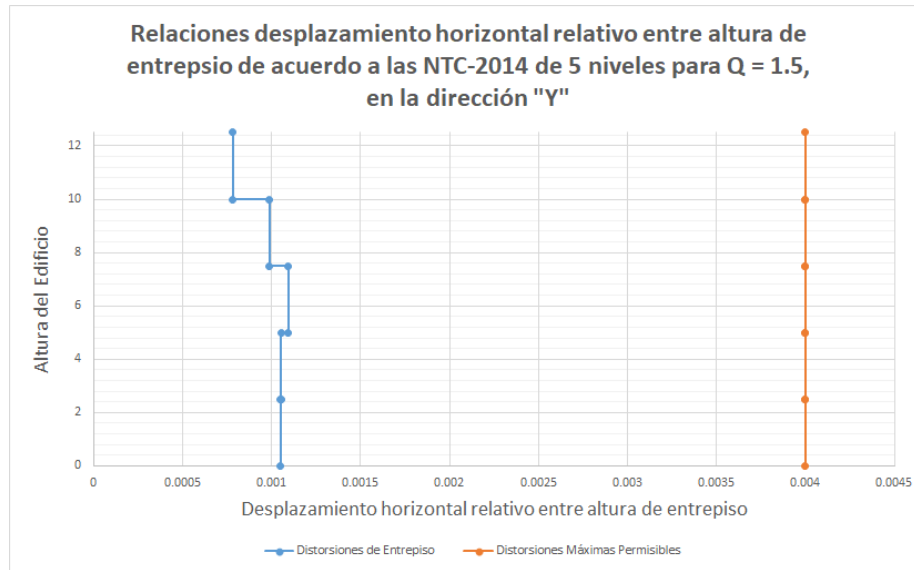


Figura 5.5 Verificación de las distorsiones del edificio en la dirección X.

Tabla 5.11 Verificación de las distorsiones de entrepiso en la dirección Y

Nivel	Distorsiones del edificio	Verificación
5	0.0007833	Aceptable
4	0.0009885	Aceptable
3	0.001095	Aceptable
2	0.001054	Aceptable
1	0.001050	Aceptable

**Figura 5.6 Verificación de las distorsiones del edificio en la dirección Y.**

Como se puede apreciar en las tablas 5.10 y 5.11 los resultados de las distorsiones del edificio en estudio proporcionados por el programa *ETABS* (CSI, 1995), no exceden los límites máximos que establece la norma.

5.8. Análisis modal espectral

Para realizar el análisis sísmico de una estructura, se requiere de un acelerograma dado $(s(t))$, sin embargo, estos registros no es común tenerlos en todos los lugares donde se quiere construir una estructura, además la respuesta de la estructura depende del contenido de frecuencia del movimiento del terreno y de sus propiedades dinámicas y no solamente del valor máximo de la aceleración del terreno.

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS, 2004) especifica que se podrá utilizar como métodos de análisis dinámico, el análisis modal y el cálculo paso a paso de respuestas ante sismos específicos para cualquier estructura. Estos tipos de métodos de análisis dinámico da una mejor aproximación del comportamiento real de las estructuras, ya que tiene información ignorada o indirectamente considerada en el análisis estático. Por tal motivo los métodos simplificados y estático no representan con suficiente aproximación el comportamiento real de las estructuras sujeta a la acción de los sismos. Otro factor importante es que el método estático está limitado para su aplicación a ciertas condiciones de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS, 2004). La diferencia entre el método estático y el dinámico radica en la manera de considerar el comportamiento inelástico y la forma en que se define la excitación de diseño. Estos tipos de métodos empleados pueden dar una mejor aproximación, pero se debe de tomar en cuenta que esto también depende si se conocen todos o casi todos los datos requeridos.

Por lo dicho anteriormente, se utilizó el análisis modal espectral que es uno de los métodos de solución más comunes y es una herramienta más precisa para el diseño estructural que el análisis estático. Para poder utilizar el análisis modal espectral se ocuparon los siguientes datos que son los modos de vibrar de la estructura y la contribución de cada modo en la respuesta comentado en el capítulo 3 y los espectros de diseño ya antes

mencionados en este capítulo. Estos espectros de diseño toman en cuenta varios aspectos como lo son la influencia del amortiguamiento, los diferentes tipos de suelo y los efectos de los sismos respecto a diferentes ubicaciones del epicentro a la estructura, con la finalidad de reproducir con mayor aproximación el comportamiento real de la estructura ante las acciones sísmicas.

5.8.1. Revisión de la estructura bajo cargas laterales

En las tablas 5.12 y 5.13 se muestra la resistencia al corte de los muros de la planta baja en las dos direcciones y se compara con la fuerza cortante última.

Tabla 5.12 Fuerza cortante resistente de la planta baja en la dirección X

Muro	Cortante último (V_u), (T)	Cortante Resistente (V_{mr}), (T)
M1	6.95	8.34
M2	5.22	6.00
M3	4.21	6.21
M4	4.19	6.21
M5	5.27	6.01
M6	6.96	8.35
M14	12.00	15.51
M15	3.97	7.54
M16	4.16	7.54
M17	12.61	15.51
M27	15.29	14.74
M28	4.72	6.60
M29	5.00	6.60
M30	15.39	14.74

La tabla anterior se puede apreciar mejor con la figura 5.7.

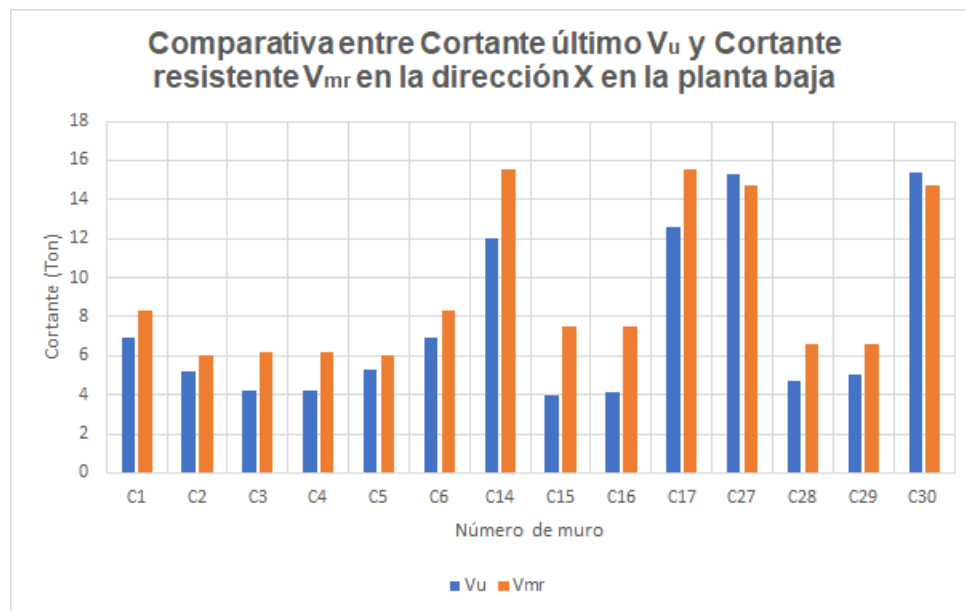


Figura 5.7 Comparativa entre cortante último y cortante resistente en la dirección X.

Tabla 5.13 Fuerza cortante resistente de la planta baja en la dirección Y

Muro	Cortante último (V_u), (T)	Cortante Resistente (V_{mrY}), (T)
M7	2.05	10.20
M8	2.05	10.20
M9	1.72	12.53
M10	1.72	12.53
M11	3.73	12.48
M12	2.52	19.30
M13	3.73	12.48
M18	3.77	12.77
M19	3.79	18.26
M20	3.41	17.26
M21	3.41	17.26
M22	3.79	18.26
M23	3.77	12.77
M25	2.53	10.33
M26	2.53	10.33
M24	1.16	6.58
M31	1.02	6.44
M32	1.02	6.44
M33	1.16	6.58

La tabla anterior se puede apreciar mejor con la figura 5.8.

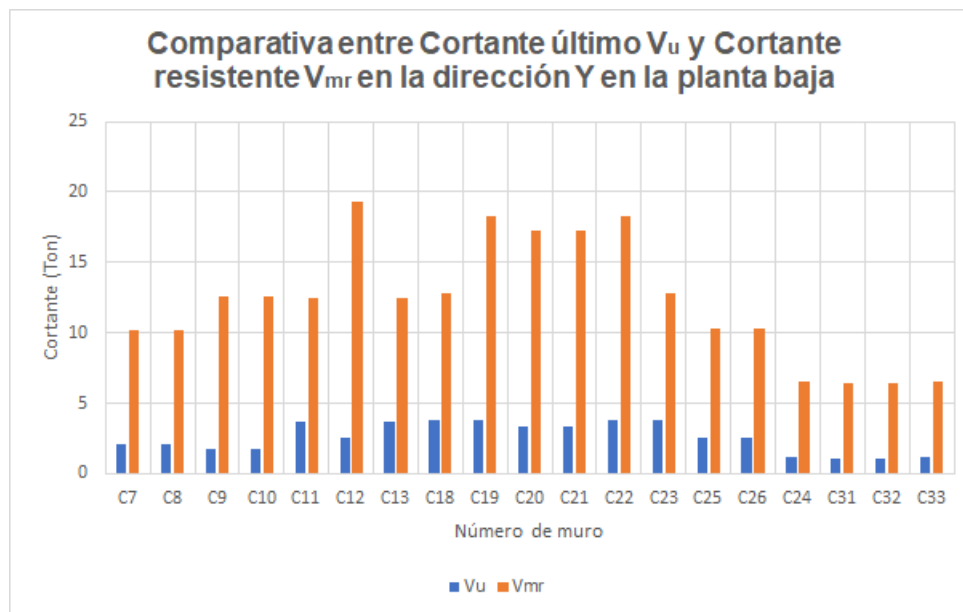


Figura 5.8 Comparativa entre cortante último y cortante resistente en la dirección Y.

La revisión de cada muro, llevo a entender que cada muro individual era capaz de resistir la fuerza cortante (V_u) que el programa de análisis proporcionó para cada muro ($V_{mr} > V_u$ la resistencia a corte es adecuada). Cabe mencionar que esta revisión se realizó para todos los niveles de entrepiso dando como resultado que la resistencia es adecuada.

5.9. Interacción Suelo Estructura

Los movimientos del terreno causados por un sismo se deben a tres factores fundamentales:

- a) Las características de la fuente.
- b) La propagación de las ondas.
- c) Condiciones del sitio.

En ocasiones los ingenieros no ponen el interés que podría generar el comportamiento dinámico de los sistemas suelo-cimentación en la respuesta dinámica de la superestructura, esto se puede apreciar a que las metodologías que se utilizan en la práctica, no consideran de manera eficiente que la base de la superestructura es deformable. Esto se puede apreciar, por ejemplo, en las edificaciones rígidas como las estructuras a base de muros de mampostería donde la respuesta estructural será más perceptible.

Por lo dicho anteriormente en los últimos años la interacción suelo-estructura ha tomado mayor relevancia en la ingeniería estructural debido a que este problema puede ser generalizado como un contacto dinámico entre la base y la estructura y se ha observado que ha influido en el estado esfuerzo-deformación de la edificación. El diseño convencional de las estructuras por lo regular se supone de la siguiente manera, si una estructura flexible y ligera se construye sobre un terreno de roca que es muy rígido (Estructura de base rígida) se supone que el movimiento de entrada en la base de la estructura es el mismo que el movimiento del sismo en el terreno, esto se debe a que el desplazamiento relativo entre la cimentación y el terreno es despreciable y esto a su vez tiene que ver con la rigidez del terreno. En la figura 5.9 se muestra una estructura en un terreno rocoso.

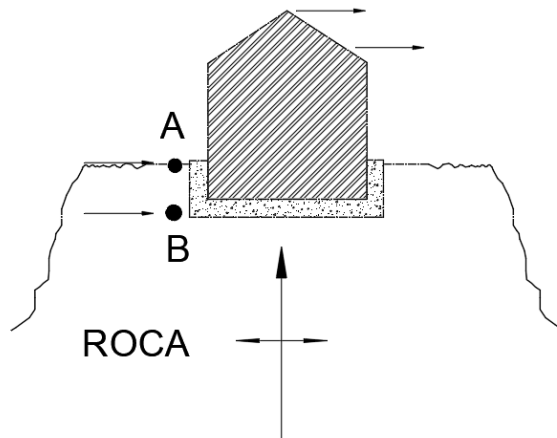


Figura 5.9 Respuesta dinámica de una edificación sobre roca [Adaptado de Wolf, 1985].

Pero si la estructura es muy rígida y pesada y se encuentra en un terreno que es blando (Estructura de base flexible), el movimiento de la base de la estructura puede ser muy diferente que el movimiento del sismo en el terreno. Estos movimientos que se generan están compuestos por tres aspectos fundamentales los cuales son los siguientes: el primero de ellos son las deformaciones que son adquiridos por las fuerzas de inercia de la superestructura sobre el sistema suelo-cimentación, el segundo de ellos son los desplazamientos producidos por los giros del sistema suelo-cimentación y por último son los desplazamientos laterales inducidos en la estructura por el desplazamiento horizontal. En la figura 5.10 se describe la diferencia del movimiento en el sistema suelo-cimentación-estructura.

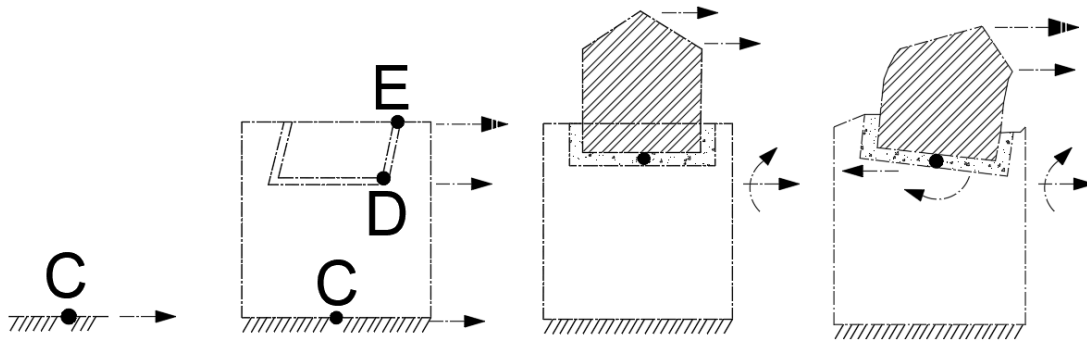


Figura 5.10 Diferencias del movimiento en distintos puntos de un sistema suelo-cimentación-estructura (Adaptado de Wolf, 1985).

Se le llama interacción suelo-estructura a la respuesta del terreno que afecta en el movimiento de la estructura y la respuesta de la estructura que afecta en el movimiento del terreno. Un factor muy importante en la interacción suelo-estructura es la propagación de onda sísmica desde el desplazamiento de cierta área de contacto entre las placas (foco o hipocentro) que hacen vibrar la corteza terrestre, esto se debe a que las ondas sísmicas se propagan a través del terreno, sus características dinámicas pueden cambiar por el tipo de terreno, y al conocer las características dinámicas del terreno se pueden determinar las funciones de impedancia del terreno.

Un ejemplo muy claro tomando en cuenta la interacción suelo-estructura es que si se tiene un edificio con base rígida y que las aceleraciones de diseño estén en la rama ascendente del espectro de diseño y a su vez tenga relevancia la interacción suelo-estructura, entonces esto conlleva a aceleraciones espectrales mayores debido al alargamiento del período como se puede apreciar en la figura (5.11), por lo que, la misma estructura va a responder a aceleraciones diferentes, pero no siempre puede ocurrir esto porque podría ser que la interacción sea de beneficio y puede dar como resultado que el suelo mientras tiene más interacción se va desplazando fuera de la meseta provocando aceleraciones espectrales menores debido al alargamiento del periodo que sobrepasa la meseta del espectro de diseño como se muestra en la figura (5.12), Otro caso diferente es si el periodo fundamental de la estructura cae en la parte descendente del espectro de diseño, debido a la interacción el alargamiento del periodo provocará aceleraciones espectrales mucho menores.

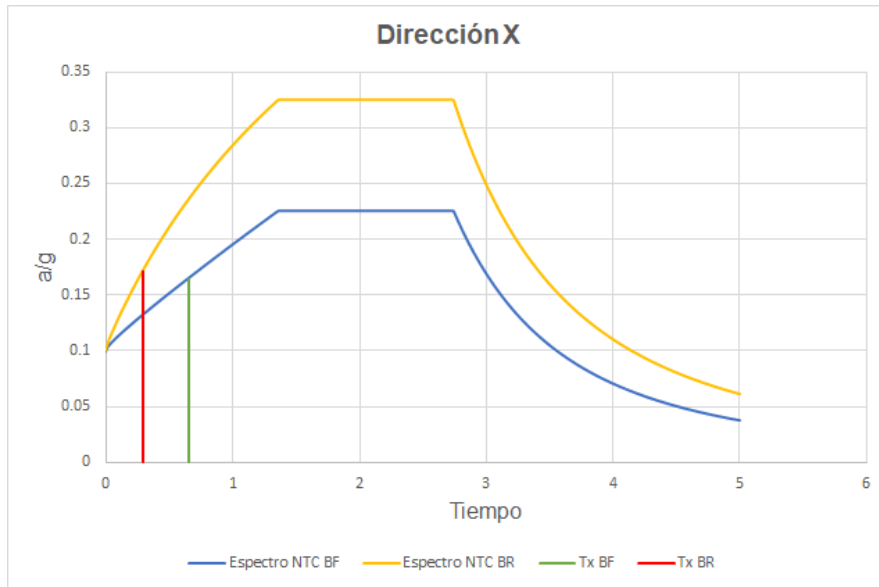


Figura 5.11 Espectro de diseño inelástico con relevancia en la interacción suelo-estructura.

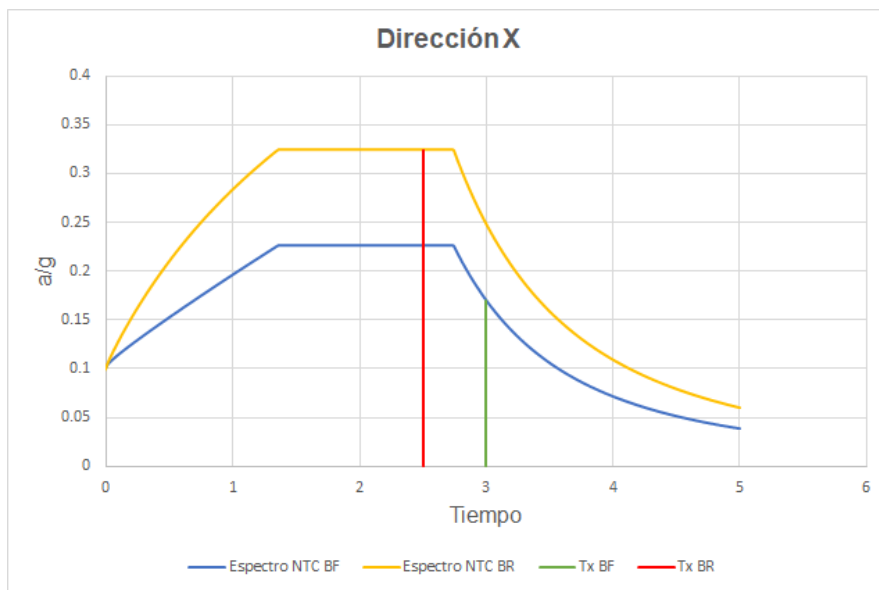


Figura 5.12 Espectro de diseño inelástico no perjudicial en la interacción suelo-estructura.

5.9.1. Ondas sísmicas

Un sismo consiste en la liberación de energía acumulada en la corteza terrestre, por este motivo la corteza terrestre es puesta en vibración. Los sismos de menor magnitud (poca liberación de energía) generan movimientos de alta frecuencia (periodos cortos) estos se amortiguan más rápido y su trayectoria es menor, los sismos de mayor magnitud (mayor liberación de energía) generan movimientos con frecuencia más bajas (periodos más largos) pueden llegar más lejos debido a que tardan más tiempo en amortiguarse. Esta energía se libera en forma de ondas que se propagan por el interior de la tierra, este tipo de ondas se les conoce como ondas de cuerpo que se propagan a distancias muy largas y su amplitud va disminuyendo, estas a su vez se dividen en dos grupos: ondas primarias (P) y ondas secundarias (S).

Las ondas primarias (P) son ondas longitudinales, lo que significa que las partículas de la corteza experimentan una compresión en la dirección de propagación de onda. Las ondas primarias (P) son las más rápidas entre las ondas sísmicas, por lo tanto, cuando ocurre un sismo, estas son las primeras ondas que llegan a los sismógrafos y son capaces de viajar a través de sólidos, líquidos y gases.

Las ondas secundarias (S) son ondas transversales, esto significa que el movimiento del suelo es perpendicularmente a la dirección de propagación de onda, lo cual supone un mayor recorrido y por lo tanto menor velocidad con respecto a las ondas primarias (P). Se ha podido observar que la velocidad de propagación de las ondas primarias (P) es mayor que las ondas secundarias (S), por lo que, la diferencia de llegada de los dos tipos de ondas va a ser diferente a medida que estas ondas se vayan alejando del epicentro, este tipo de ondas son capaces de viajar solo a través de sólidos.

Las ondas secundarias (S) son ondas que deforman al suelo por esfuerzos cortantes. Este tipo de ondas son las que más afectan a la Ciudad de México por dos razones muy importantes, la primera de ellas es que la zona sismogénica recurrente se encuentra lejos por lo cual este tipo de ondas son las que más tardan en amortiguarse y al encontrar los estratos blandos de la Ciudad de México ocasiona que estas ondas se amplifiquen más provocando a tener periodos más largos y la segunda de ellas es porque cuando se genera un terremoto la energía desprendida genera más ondas secundarias (S) que ondas primarias (P), dando como resultado que este tipo de ondas son las que más tiempo tardan en disiparse y que más daño causan a las estructuras.

5.9.2. Efectos de sitio

Anteriormente se mencionó como las ondas sísmicas viajan a través del terreno, están ondas sísmicas viajan más rápido sobre terrenos de rocas en comparación con los terrenos blandos, a medida que estas ondas van pasando sobre terrenos de rocas a terrenos blandos, se vuelven un poco más lentas, pero aumentan su amplitud para transportar la misma cantidad de energía. Por lo tanto, la vibración tiende a ser más fuerte en los sitios de terrenos más suaves, donde las ondas sísmicas se mueven lentamente. Las modificaciones producidas por la variación de los materiales se toman en cuenta mediante el uso de los espectros de diseño reglamentarios y de los denominados espectros de sitio.

5.9.3. Resonancia

Cuando la frecuencia de excitación (ω) de una estructura coincide o está cerca de la frecuencia natural (ω_n) del terreno, se dice que está en resonancia y esto da como resultado en un aumento de la amplificación en la respuesta de la estructura.

5.9.4. Retención de ondas sísmicas

La topografía del suelo afecta considerablemente la duración del movimiento del terreno, la amplitud y el contenido de frecuencia. Cuando las ondas sísmicas inciden cerca del borde de una cuenca, entran dentro de estas y puede quedar atrapadas, si se desarrollan diferentes factores. La interferencia de las ondas atrapadas genera ondas superficiales que se propagan a través de la cuenca. La generación de este tipo de ondas se le conoce como efecto de borde de cuenca. Cuando las ondas sísmicas quedan atrapadas en los suelos blandos pueden generar amplitudes más largas en el periodo del movimiento del terreno que las registradas en otras zonas donde el tipo de suelo es a base de rocas.

5.10. Representación del modelo considerando interacción suelo-estructura

Para hacer la representación de la variable suelo-cimentación en un modelo, se puede representar con un elemento discreto (resorte). En el modelo en estudio se insertaron resortes que básicamente representan la rigidez y el amortiguamiento del suelo.

Los siguientes factores como lo son la rigidez del suelo, las características dinámicas de la estructura (periodo natural, formas modales y el factor de amortiguamiento), la masa y rigidez de la estructura toman una gran relevancia en la respuesta del modelo en estudio a la hora de tomar en cuenta la interacción suelo-estructura.

En las tablas 5.18 y 5.19 se muestran las funciones K_x , K_v y K_r , matemáticamente se interpretan como la parte real, que expresa la rigidez e inercia del suelo y físicamente representan los resortes de la cimentación. En cambio, las funciones C_x , C_v y C_r , matemáticamente se interpretan como la parte imaginaria, que expresa el amortiguamiento del material, la geometría del suelo y físicamente representan los amortiguadores equivalentes de la cimentación.

5.11. Análisis con interacción suelo estructura

Las filosofías de diseño actuales, dependen de los desplazamientos laterales y las distorsiones de entrepiso que generan las estructuras, por ello la correcta estimación de los desplazamientos de las estructuras recibe mayor consideración.

Por lo antes mencionado, los códigos actuales en sus apartados correspondientes hacen referencia de la interacción suelo-estructura. Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS,2004) en el apéndice A presenta un procedimiento de análisis que toma en consideración los efectos de sitio, interacción inercial y la interacción cinemática.

En los efectos de sitio se toma en cuenta las modificaciones producidas por la variación de los materiales esto se puede apreciar en el uso de los espectros de diseño y espectros de sitio. La interacción inercial toma en cuenta el alargamiento del periodo fundamental de la estructura, la modificación del amortiguamiento, la reducción de la ductilidad en la estructura y los factores de comportamiento sísmico, en función de estos parámetros, las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS,2004) toma en cuenta la interacción inercial mediante las funciones de impedancia, que hace referencia a la rigidez dinámica del sistema suelo-cimentación sin considerar la masa. Por último, la interacción cinemática toma mayor relevancia para estructuras que tienen un tipo de cimentación profunda, ya que el efecto del cabeceo puede introducir movimientos importantes y sino se toma en consideración puede estar del lado de la inseguridad.

Para poder saber si la estructura no toma en cuenta los efectos de interacción suelo-estructura y sea posible analizar la estructura como si estuviera apoyada rígidamente se debe de cumplir la siguiente condición, que se especifica en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS, 2004).

$$\frac{T_e H_s}{T_s H_e} > 2.5 \quad (5.7)$$

Donde:

H_s = Profundidad de los depósitos firmes.

H_e = Altura efectiva de la estructura.

T_e = Periodo de la estructura con base rígida.

T_s = Periodo predominante del suelo.

Cuando se utiliza el método estático, H_e se debe de tomar como 0.7 de la altura total de la estructura y cuando se emplee el análisis dinámico modal H_e cambia.

Para nuestro caso de estudio se realizó la condición que se explicó anteriormente de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS, 2004), en los cuales los datos de la profundidad de desplante del estrato(H_s), el periodo de la estructura con base rígida (T_e), el periodo predominante del suelo y la altura de la estructura se pueden apreciar en los capítulos 3 y 4, dando como resultado que $0.5740 < 2.5$, por lo tanto se necesita tomar en cuenta los efectos de interacción suelo estructura. En la tabla 5.14, se presentan los resultados obtenidos de evaluar la ecuación 5.7, este análisis toma en consideración la rigidez del suelo y de la estructura.

Tabla 5.14 Evaluación de la importancia de la IDSE (Suelo Cohesivo)

T_e	T_s	H_e	H_s	$T_e H_s / T_s H_e$	$T_e H_s / T_s H_e \geq 2.5$
0.287 s	2.2857 s	8.75 m	40 m	0.5740	No despreciar la IDSE

Los resultados obtenidos de evaluar la ecuación 5.7 denotan que los efectos de IDSE se despreciaron en el caso de la estructura en el suelo friccionante, debido a que cae en el caso de que es una estructura de poca altura y está en una zona donde la capa rocosa está a nivel superficial.

Tabla 5.15 Evaluación de la importancia de la IDSE (Suelo Friccionante)

T_e	T_s	H_e	H_s	$T_e H_s / T_s H_e$	$T_e H_s / T_s H_e \geq 2.5$
0.287 s	0.5 s	8.75 m	40 m	2.62	Despreciar la IDSE

5.11.1. Coeficientes de rigidez y amortiguamiento de la cimentación

Las propiedades dinámicas del suelo representan el comportamiento del conjunto de estratos cuando son sometidos a un sismo que no haga que el suelo tenga deformaciones de consideración. La respuesta del suelo está gobernada por varios parámetros necesarios tal es el caso del módulo de cortante dinámico (G), el porcentaje de amortiguamiento (ζ), el módulo de compresibilidad volumétrica, la relación de Poisson (ν), la resistencia al corte de las arcillas y la compacidad de suelos granulares, estos parámetros tienen importancia de acuerdo al análisis que se quiera realizar.

Para caracterizar cualquier tipo de suelo mediante las funciones de impedancia, y poder estudiar sus deformaciones e integrarlo a un problema de interacción suelo-estructura, las propiedades de interés del suelo son las siguientes: módulo de elasticidad y módulo de corte que tienen que ver con la rigidez del suelo, el amortiguamiento que es la capacidad que tiene el suelo para disipar la energía y la relación de Poisson que tiene que ver con esfuerzos tridimensionales.

Para poder determinar los valores de las funciones de impedancia (rigideces y amortiguamientos equivalentes) de la losa de cimentación propuesta en el capítulo 4, se utilizaron las ecuaciones de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS, 2004), las cuales se basan en considerar el radio de un círculo equivalente a la superficie de desplante de la cimentación, con igual momento de inercia o igual área que la superficie de desplante.

Las ecuaciones (5.9) y (5.12) son las ecuaciones para los radios equivalentes para los modos de traslación y rotación.

En las tablas 4.2, 4.3 y 4.4 se presentó parte de la información necesaria para el cálculo de las funciones de impedancia para el suelo puramente cohesivo y complementando esa información con los periodos de la estructura obtenidos en el capítulo 3 y con la tabla 5.16.

Tabla 5.16 Parámetros dinámicos (Datos del tipo del suelo)

Tipo de suelo	Profundidad del estrato H_s (m)	Periodo dominante del suelo T_s (s)	Porcentaje de amortiguamiento con respecto al crítico (ζ)	Velocidad de propagación de las ondas de corte (V_s), (m / s)	Relación de Poisson del suelo (ν)
Cohesivo	40	2.2857	0.03	70	0.45

A continuación, se presentan las ecuaciones correspondientes al área de la superficie de cimentación y momentos de inercia correspondientes a la superficie de la cimentación.

$$A = LB \quad (5.8)$$

$$R_x = R_y = \sqrt{\frac{A}{\pi}} \quad (5.9)$$

$$I_x = \frac{LB^3}{12} \quad (5.10)$$

$$I_y = \frac{BL^3}{12} \quad (5.11)$$

$$R_r = \left(\frac{4I_{x,y}}{\pi}\right)^{\frac{1}{4}} \quad (5.12)$$

Donde:

A = Área de la superficie de cimentación.

I_x = Momento de inercia de la superficie de cimentación con respecto a X.

I_y = Momento de inercia de la superficie de cimentación con respecto a Y.

A continuación, se da una explicación a la tabla 5.17, se especifican algunos parámetros para su mayor comprensión.

En las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS, 2004), tiene un procedimiento para diseño sísmico en su apéndice A, también se propone un análisis de interacción dinámica suelo estructura (IDSE), en el cual ante un sismo da como resultado la modificación de las propiedades dinámicas de la estructura producto de la deformabilidad del suelo. Este análisis que utiliza el concepto de funciones de impedancia implementado por las NTCDS-2004 sustituyen al suelo por resortes y amortiguadores que dependen de la frecuencia de excitación que consideran a su vez la profundidad de desplante de la cimentación (D_f) y el perfil estratigráfico del subsuelo.

Los parámetros K_x , K_y y K_r , representan los coeficientes de rigidez de la cimentación en la dirección que se analiza la estructura; K_x es la rigidez de traslación, la cual se define como la fuerza horizontal necesaria para causar un desplazamiento en la cimentación y K_r es la rigidez rotacional la cual se define como el momento que produce una rotación en la cimentación. Los parámetros C_x , C_y y C_r , representan los amortiguamientos de la cimentación en la dirección que se analiza la estructura, C_x es el coeficiente de amortiguamiento del suelo en el modo de traslación y C_r es el coeficiente de amortiguamiento del suelo en el modo de rotación. Los coeficientes de rigideces K_x , K_y y K_r y de amortiguamiento C_x , C_y y C_r del suelo se obtendrán con las ecuaciones que se muestran en la tabla 5.17.

La rigidez dinámica del suelo se puede expresar como la suma del resorte y del amortiguador equivalente de la cimentación. Esta rigidez dinámica del suelo no toma en cuenta el comportamiento no lineal del suelo y está limitado para modelos elástico lineales.

El periodo efectivo del edificio en estudio se calculó mediante iteraciones, esto debido a que los resortes K_x y K_r tienen que ser evaluados para una excitación armónica de frecuencia $\omega_e = \omega_e$, donde ω_e es la frecuencia efectiva del sistema. Sin embargo, una aproximación razonable se obtiene usando los valores correspondientes a la frecuencia fundamental de base rígida.

Tabla 5.17 Ecuaciones para el cálculo de los coeficientes de rigidez y de amortiguamiento.

Rigidez Horizontal		
Rigidez Estática	$K_x^0 = \left(\frac{8GR_x}{2-\nu}\right) \left(1 + \frac{R_x}{2H_s}\right) \left(1 + \frac{2D_f}{3R_x}\right) \left(1 + \frac{5D_f}{4H_s}\right)$ <p>Donde:</p> <p>G = Módulo de Rigidez al Corte. ν = Relación de Poisson del suelo. H_s = Profundidad del estrato. D_f = profundidad de desplante de la cimentación.</p>	NTCDS (Apéndice A)
Parámetros de frecuencia	$\eta_s = \frac{\pi R_x}{2H_s}$ $\eta_x = \frac{\omega_e R_x}{V_s}$ <p>Donde:</p> <p>V_s = Velocidad media del sitio = $\frac{4H_s}{T_s}$. ω_e = Frecuencia efectiva del sistema = $\frac{2\pi}{T_e}$.</p>	NTCDS (Apéndice A)
Coefficiente de Amortiguamiento	$c_x = \begin{cases} \frac{0.65\zeta\eta_{xs}}{1 - (1 - 2\zeta)\eta_{xs}^2}; & \text{si } \eta_{xs} = \frac{\eta_x}{\eta_s} \leq 1 \\ 0.576; & \text{si } \eta_{xs} = \frac{\eta_x}{\eta_s} > 1 \end{cases}$	NTCDS (Apéndice A)
Representación del resorte lineal	$K_x = K_x^0 [k_x - (2\zeta\eta_x c_x)]$ <p>Donde:</p> <p>ζ = Porcentaje de amortiguamiento con respecto al crítico. k_x = Coeficiente de rigidez = 1.</p>	NTCDS (Apéndice A)
Representación del amortiguador viscoso	$C_x = \frac{K_x^0 [(\eta_x c_x) + (2\zeta k_x)]}{\omega_e}$	NTCDS (Apéndice A)
Rigidez Vertical		
Rigidez Estática	$K_v^0 = \left(\frac{4GR_v}{1-\nu}\right) \left(1 + 1.28\frac{R_v}{H_s}\right) \left(1 + \frac{D_f}{2R_v}\right) \left[1 + \left(0.85 - 0.28\frac{D_f}{R_v}\right) \left(\frac{\frac{D_f}{H_s}}{1 - \frac{D_f}{H_s}}\right)\right]$	NTCDS (Apéndice A)
Parámetros de frecuencia	$\eta_v = \frac{\omega_e R_v}{V_s}$ $\eta_p = \frac{\pi R_v}{2H_s} \left[\frac{2(1-\nu)}{1-(2\nu)}\right]^{\frac{1}{2}}$	NTCDS (Apéndice A)
Coefficiente de Amortiguamiento	$c_v = \begin{cases} 0; & \text{si } \eta_v < \eta_p \\ \frac{\left[1 + \left(1.85(1-\nu)\left(\frac{D_f}{R_v}\right)\right)\right]}{\left[1 + \left(0.5\frac{D_f}{R_v}\right)\right]}; & \text{si } \eta_v \geq \eta_p \end{cases}$	NTCDS (Apéndice A)
Representación del resorte lineal	$K_v = K_v^0 [k_v - (2\zeta\eta_v c_v)]$ <p>Donde:</p> <p>k_v = Coeficiente de rigidez = 1.</p>	NTCDS (Apéndice A)

Representación del amortiguador viscoso	$C_x = K_v^0 \frac{[(\eta_v c_v) + (2\zeta k_v)]}{\omega_e}$	NTCDS (Apéndice A)
Rigidez Rotacional		
Rigidez Estática	$K_r^0 = \left(\frac{8GR_r^3}{3(1-\nu)} \right) \left(1 + \frac{R_r}{6H_s} \right) \left(1 + \frac{2D_f}{R_r} \right) \left(1 + \frac{0.71D_f}{H_s} \right)$	NTCDS (Apéndice A)
Parámetros de frecuencia	$\eta_r = \frac{\omega_e R_r}{V_s}$ $\eta_p = \frac{\pi R_r}{2H_s} \left[\frac{2(1-\nu)}{1-(2\nu)} \right]^{\frac{1}{2}}$	NTCDS (Apéndice A)
Coefficiente de Amortiguamiento	$c_r = \begin{cases} \frac{0.5\zeta\eta_{rp}}{1 - (1-2\zeta)\eta_{rp}^2}; & \text{si } \eta_{rp} = \frac{\eta_r}{\eta_p} \leq 1 \\ \frac{0.3\eta_r^2}{1 + \eta_r^2}; & \text{si } \eta_{rp} = \frac{\eta_r}{\eta_p} > 1 \end{cases}$	NTCDS (Apéndice A)
Representación del resorte lineal	Donde: $K_r = K_r^0 [k_r - (2\zeta\eta_r c_r)]$ $k_r = 1 - 0.2\eta_r$	NTCDS (Apéndice A)
Representación del amortiguador viscoso	$C_r = \frac{K_r^0 [(\eta_r c_r) + (2\zeta k_r)]}{\omega_e}$	NTCDS (Apéndice A)

A continuación, se muestran los resultados para el lado corto (corte Y) y lado largo (corte X) de la estructura. Para el cálculo de las ecuaciones de los coeficientes de rigidez y de amortiguamiento se deben de conocer los parámetros de la estructura, de la cimentación y del suelo, cuando estos datos se conocen se pueden calcular las rigideces estáticas y dinámicas de la cimentación, el periodo y amortiguamiento efectivos y finalmente los espectros de diseño sísmico reducidos y con los efectos de IDSE.

La rigidez estática de la cimentación representa la deformabilidad del suelo ante la rigidez de la geometría de la cimentación, para conocer estos parámetros antes se deben de conocer los parámetros dinámicos del suelo para un estrato homogéneo ($G_s = 624.36 \text{ Ton/m}^2$, $\nu = 0.45$ y $H_s = 40 \text{ m}$), también se debe de conocer la profundidad de desplante de la cimentación $D_f = 2.6 \text{ m}$ de profundidad, para una condición geométrica de radios equivalentes para los modos de traslación y rotación que están dados por las ecuaciones 5.9 y 5.12, en el sentido largo ($R_x = 6.3930 \text{ m}$ y $R_r = 5.4509 \text{ m}$) y lado corto ($R_x = 6.3930 \text{ m}$ y $R_r = 7.6728 \text{ m}$), de esta manera se obtuvo los valores de rigideces estática de la cimentación en ambos sentidos. En sentido largo $K_x^0 = 30,577.6918 \text{ Ton/m}$ y $K_r^0 = 34,496.6391 \text{ Ton/m}$; en sentido corto $K_x^0 = 30,577.6918 \text{ Ton/m}$ y $K_r^0 = 42,070.4527 \text{ Ton/m}$.

El análisis de las rigideces dinámicas de la cimentación conlleva a obtener las frecuencias fundamentales de las ondas de corte en ambos sentidos son $\eta_s = 0.2511$ y compresión en sentido largo $\eta_p = 0.7099$ y sentido corto $\eta_p = 0.9993$, las frecuencias críticas de un estrato uniforme están definidas por la frecuencia fundamental en vibración transversal y vertical, de acuerdo al tipo de oscilaciones ya sea en traslación o cabeceo que se ejerzan en la cimentación. Esto se debe a que las oscilaciones de traslación horizontal generan principalmente ondas S, mientras que las de cabeceo originan primordialmente ondas P. Los resultados de las frecuencias fundamentales para el lado corto son $\eta_s = 0.2511$ y $\eta_p = 0.9993$, lo que se traduce como mayor influencia de ondas de compresión lo que significa que existe mayor probabilidad de volteo que de traslación horizontal.

Con los resultados obtenidos en las tablas 5.18 y 5.19 se muestra la rigidez dinámica del suelo y el amortiguador dinámico para el modo horizontal, vertical y rotacional para las dos direcciones del suelo cohesivo.

Tabla 5.18 Funciones de impedancia para el suelo cohesivo en la dirección X.

Funciones de impedancia			
	Horizontal	Vertical	Rotacional
Representación del resorte lineal (T / m)	$K_x = 28,464.70$	$K_v = 38,932.90$	$K_r = 1,196,913.40$
Representación del amortiguador viscoso $\left(\frac{T*s}{m}\right)$	$C_x = 1,692.34$	$C_v = 4,155.47$	$C_r = 72,922.59$

Tabla 5.19 Funciones de impedancia para el suelo cohesivo en la dirección Y.

Funciones de impedancia			
	Horizontal	Vertical	Rotacional
Representación del resorte lineal (T / m)	$K_x = 27,575.61$	$K_v = 36,703.03$	$K_r = 490,271.19$
Representación del amortiguador viscoso $\left(\frac{T*s}{m}\right)$	$C_x = 1,667.52$	$C_v = 4,119.57$	$C_r = 21,476.98$

Las rigideces dinámicas K_x y K_r representa la relación entre la fuerza excitadora y el desplazamiento en la dirección de la fuerza, para una cimentación carente de masa. Estas rigideces representan físicamente un resorte lineal que expresa tanto la rigidez como la inercia del suelo. En tanto que los términos C_x y C_r representan un amortiguador viscoso que representan el amortiguamiento del material y la geometría del suelo.

5.12. Espectro de diseño con interacción suelo-estructura

Como ya se mencionó anteriormente los efectos de interacción se toman en cuenta solamente para modelos elástico lineales y no toman en cuenta el comportamiento no lineal que tiene la estructura ante sismos. Por ello las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS, 2004) consideran los efectos de interacción en la ductilidad. En la ecuación 5.13 se muestra la expresión de la ductilidad efectiva que permite examinar los efectos de interacción sobre la ductilidad.

$$\tilde{Q} = (Q - 1) \left(\frac{T}{\tilde{T}_e^2} \right) + 1 \quad (5.13)$$

Con esta ecuación se ha mostrado que la ductilidad efectiva del sistema es menor por interacción ante un sismo dado. Pero antes de tomar estos efectos de interacción sobre la ductilidad se reducen el factor de sobrerresistencia (R) y el factor de ductilidad (Q) mediante las expresiones que se muestran en la tabla 5.22.

En las NTCDS-2004 mencionan que el valor del amortiguamiento efectivo del sistema suelo-estructura ($\tilde{\zeta}_e$) no deberá ser menor que 0.05 con esto se está tomando en cuenta el amortiguamiento adicional por la interacción cinemática e impide que las aceleraciones espectrales sean mayores a las aceleraciones con base rígida en caso de la disminución del amortiguamiento.

Una vez conocido las funciones de impedancia de la estructura en estudio, se ingresan en el modelo realizado en el programa ETABS (CSI, 1995) y se obtuvo el periodo efectivo del sistema suelo-estructura (\tilde{T}_e) para poder obtener el nuevo espectro de diseño. En la figura (5.13) se muestra el modelo realizado en el programa ETABS (CSI, 1995) para la interacción suelo-estructura. En la tabla 5.22 se muestran las ecuaciones para el cálculo de la ordenada espectral de diseño para el periodo efectivo del sistema suelo-estructura (\tilde{T}_e).

El periodo y amortiguamiento efectivos se pueden determinar de manera aproximada con las ecuaciones de las NTCDS-2004, si se desprecian la masa de la cimentación y su momento de inercia, los cuales son parámetros que pueden tener poca influencia en el alargamiento del periodo y en la modificación del amortiguamiento. Se realizaron las operaciones para obtener el periodo efectivo, el cual involucra el periodo de la estructura en la dirección X ($T_e = 0.2870$ s), el periodo en el modo traslacional ($T_x = 0.2610$ s) y el periodo en el modo rotacional ($T_r = 0.4568$ s), ahora el periodo de la estructura en la dirección Y ($T_e = 0.2020$ s), el periodo en el modo traslacional ($T_x = 0.2652$ s) y el periodo en el modo rotacional ($T_r = 0.7138$ s), descrito matemáticamente como $\tilde{T}_e = \sqrt{T_e^2 + T_x^2 + T_r^2}$, para ello se realizaron iteraciones para que convergiera el método ya que debe ser evaluada para una excitación armónica de frecuencia $\omega = \omega_e'$, se obtuvo un periodo efectivo en la dirección X ($\tilde{T}_e = 0.60$ s y $\tilde{\zeta}_e = 20.91\%$) y en la dirección Y ($\tilde{T}_e = 0.79$ s y $\tilde{\zeta}_e = 16.05\%$).

En las siguientes tablas 5.20 y 5.21 se muestran los parámetros que cambian significativamente en la estructura, esto es debido a la flexibilidad del sistema suelo-cimentación. Se puede apreciar como los periodos naturales de la estructura y el amortiguamiento aumentan considerablemente.

Tabla 5.20 Parámetros de base rígida y base flexible en la dirección X.

Parámetros	Resultados de base rígida	Resultados de base flexible
Periodo	0.287	0.649
Q'	1.1783	1.0556
Amortiguamiento (%)	5	20.91

Tabla 5.21 Parámetros de base rígida y base flexible en la dirección Y.

Parámetros	Resultados de base rígida	Resultados de base flexible
Periodo	0.202	0.863
Q'	1.1255	1.0227
Amortiguamiento (%)	5	16.05

Se observa que el periodo dominante de la estructura aumenta con la aplicación del apéndice A, con el que se obtiene un periodo efectivo mayor, por otra parte, los valores de ductilidad disminuyen.

Debido a la reducción de la ductilidad debido a los efectos inelásticos de la interacción provocará el incremento de la respuesta estructural, así como también debido a que la rigidez traslacional es baja pero la rigidez rotacional es muy elevada conlleva aún periodo elevado.

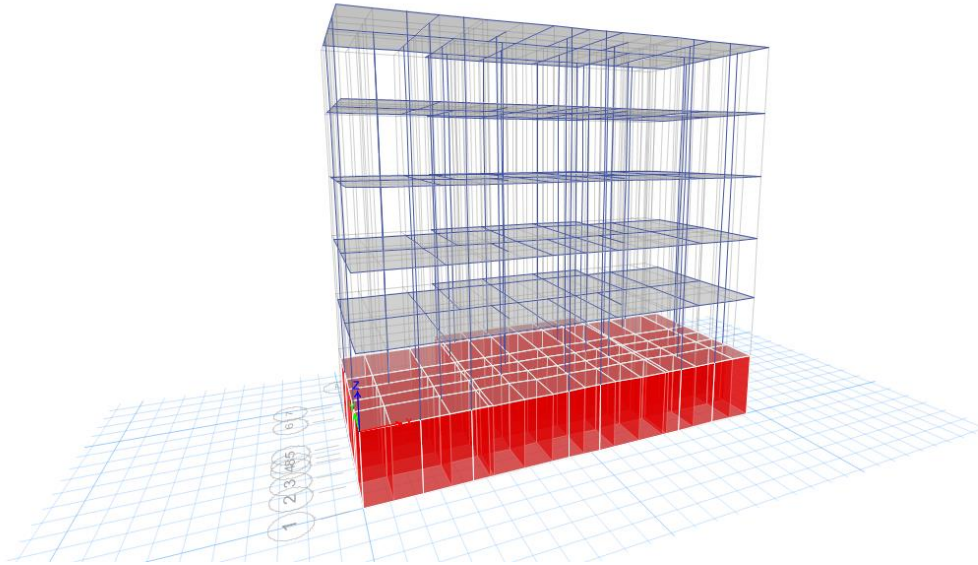


Figura 5.13 Modelo realizado en ETABS (CSI, 1995) para el ingreso de las funciones de impedancia

Tabla 5.22 Ecuaciones para el cálculo de la ordena del espectro de aceleraciones para diseño sísmico tomando en cuenta interacción suelo-estructura.

Parámetros	Relación	Referencia
Coficiente de aceleración del terreno	$a_0 = \begin{cases} 0.1 + 0.15(T_s - 0.5); & \text{si } 0.5 \leq T_s \leq 1.5 \text{ s} \\ 0.25; & \text{si } T_s > 1.5 \end{cases}$	NTCDS (Apéndice A)
Coficiente sísmico	$c = \begin{cases} 0.28 + 0.92(T_s - 0.5); & \text{si } 0.5 < T_s \leq 1.5 \text{ s} \\ 1.2; & \text{si } T_s > 1.5 \\ 1.2 - 0.5(T_s - 2.5); & \text{si } 2.5 < T_s \leq 3.5 \text{ s} \end{cases}$	NTCDS (Apéndice A)
Periodo característico del espectro (T_a)	$T_a = \begin{cases} 0.20 + 0.65(T_s - 0.5); & \text{si } 0.5 < T_s \leq 2.5 \text{ s} \\ 1.5; & \text{si } 2.5 < T_s \leq 3.25 \text{ s} \\ 4.75 - T_s; & \text{si } 3.25 < T_s \leq 3.9 \text{ s} \\ 0.85; & \text{si } T_s > 3.9 \text{ s} \end{cases}$	NTCDS (Apéndice A)
Periodo característico del espectro (T_b)	$T_b = \begin{cases} 1.35; & \text{si } T_s \leq 1.125 \text{ s} \\ 1.2T_s; & \text{si } 1.125 < T_s \leq 3.5 \text{ s} \\ 4.20; & \text{si } T_s > 3.5 \end{cases}$	NTCDS (Apéndice A)
Coficiente k	$k = \begin{cases} 2 - T_s; & \text{si } 0.5 < T_s \leq 1.65 \text{ s} \\ 0.35; & \text{si } T_s > 1.65 \text{ s} \end{cases}$	NTCDS (Apéndice A)
Periodos naturales de la estructura con base rígida en traslación y rotación	$T_x = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{W_e}{K_x}}$ $T_r = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{W_e(H_e + D_f)^2}{K_r}}$ <p>Donde:</p> <p>K_x y K_r = Rigideces de la cimentación en los modos de traslación y rotación.</p>	NTCDS (Apéndice A)
Periodo efectivo del sistema suelo-estructura	$\tilde{T}_e = \sqrt{T_e^2 + T_x^2 + T_r^2}$	NTCDS (Apéndice A)

<p>Coeficientes de amortiguamiento del suelo en los modos de traslación y rotación</p>	$\zeta_x = \frac{\pi C_x}{\tilde{T}_e K_x}$ $\zeta_r = \frac{\pi C_r}{\tilde{T}_e K_r}$ <p>Donde:</p> <p>C_x y C_r = Amortiguamientos de la cimentación en los modos de traslación y rotación.</p>	<p>NTCDS (Apéndice A)</p>
<p>Amortiguamiento efectivo del sistema suelo-estructura</p>	$\tilde{\zeta}_e = \zeta_e \left(\frac{T_e}{\tilde{T}_e}\right)^3 + \frac{\zeta_x}{1 + 2\zeta_x^2} \left(\frac{T_x}{\tilde{T}_e}\right)^2 + \frac{\zeta_r}{1 + 2\zeta_r^2} \left(\frac{T_r}{\tilde{T}_e}\right)^2$ <p>Donde:</p> <p>ζ_e = Fracción de amortiguamiento crítico de la estructura con base rígida igual 0.05.</p>	<p>NTCDS (Apéndice A)</p>
<p>Factor de reducción por amortiguamiento</p>	$\beta = \begin{cases} \left(\frac{\zeta_e}{\tilde{\zeta}_e}\right)^\lambda; & \text{si } \tilde{T}_e \leq T_b \\ 1 + \left[\left(\frac{\zeta_e}{\tilde{\zeta}_e}\right)^\lambda - 1\right] \left(\frac{T_b}{\tilde{T}_e}\right); & \text{si } \tilde{T}_e > T_b \end{cases}$ <p>Donde:</p> <p>$\lambda = 0.5$ para zona II y 0.6 para zona III.</p>	<p>NTCDS (Apéndice A)</p>
<p>Factor de ductilidad</p>	$Q' = \begin{cases} 1 + (\tilde{Q} - 1) \sqrt{\frac{\beta}{k} \left(\frac{\tilde{T}_e}{T_a}\right)}; & \text{si } \tilde{T}_e \leq T_a \\ 1 + (\tilde{Q} - 1) \sqrt{\frac{\beta}{k}}; & \text{si } T_a < \tilde{T}_e \leq T_b \\ 1 + (\tilde{Q} - 1) \sqrt{\frac{\beta p}{k}}; & \text{si } \tilde{T}_e > T_b \end{cases}$ <p>Donde:</p> $p = k + (1 - k) \left(\frac{T_b}{\tilde{T}_e}\right)^2$ $\tilde{Q} = (Q - 1) \left(\frac{T}{\tilde{T}_e^2}\right) + 1$	<p>NTCDS (Apéndice A)</p>
<p>Factor de sobrerresistencia</p>	$R = \begin{cases} \frac{10}{4 + \sqrt{\frac{\tilde{T}_e}{T_a}}}; & \text{si } \tilde{T}_e \leq T_a \\ 2; & \text{si } \tilde{T}_e > T_a \end{cases}$	<p>NTCDS (Apéndice A)</p>

Ordenada del espectro de aceleraciones	$a = \begin{cases} a_0 + (\beta c - a_0) \frac{\tilde{T}_e}{T_a}; & \text{si } \tilde{T}_e < T_a \\ \beta c; & \text{si } T_a \leq \tilde{T}_e < T_b \\ \beta c p \left(\frac{T_b}{\tilde{T}_e}\right)^2; & \text{si } \tilde{T}_e \geq T_b \end{cases}$	NTCDS (Apéndice A)
Aceleración espectral reducida	$\tilde{a}' = \frac{a}{Q'R}$	NTCDS (Apéndice A)

En las figuras 5.14 y 5.15 se muestra un espectro sin interacción (base rígida) y un espectro con interacción (base flexible), con estos dos espectros se formó un nuevo espectro combinado entre la base rígida y base flexible, en donde se modificó únicamente en el modo fundamental de vibrar de la estructura con base flexible, con la finalidad de obtener la respuesta de la estructura modificando el periodo fundamental de vibrar con IDSE, cabe mencionar que se evitó la modificación de los modos superiores de acuerdo a las NTCDS-2004 que mencionan que “Los efectos de interacción se tendrán en cuenta solo en el modo fundamental de vibración”.

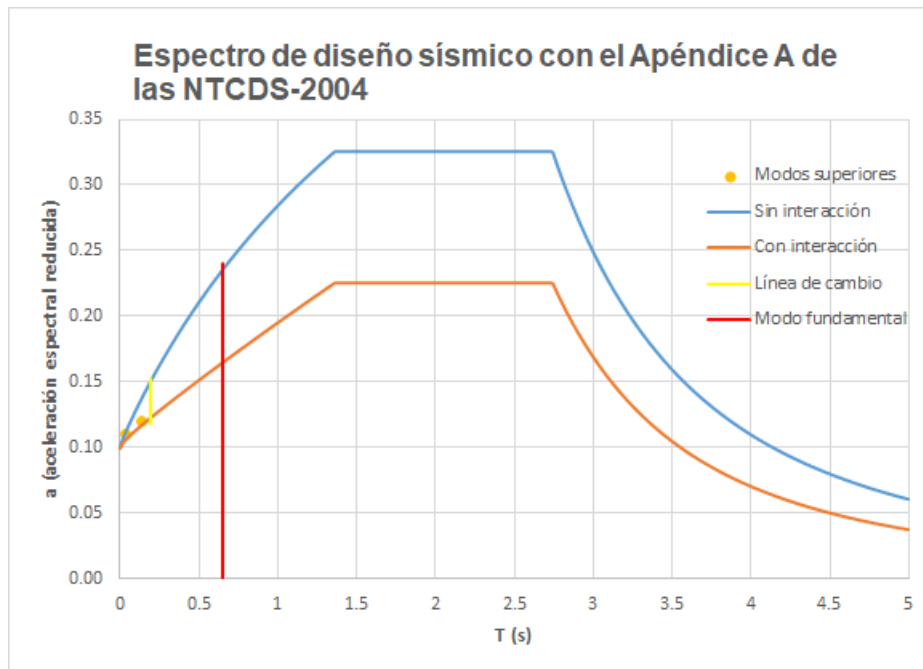


Figura 5.14 Espectro con IDSE, análisis en el eje X.

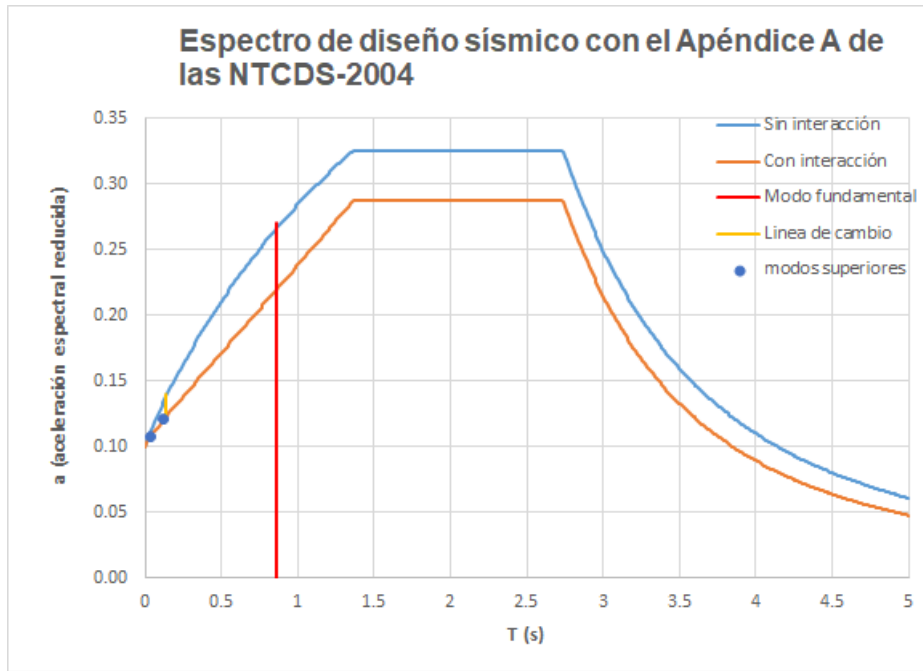


Figura 5.15 Espectro con IDSE, análisis en el eje Y.

En la figura (5.16) y (5.17) se muestran los espectros reducidos combinados tomando en cuenta la interacción suelo-estructura:

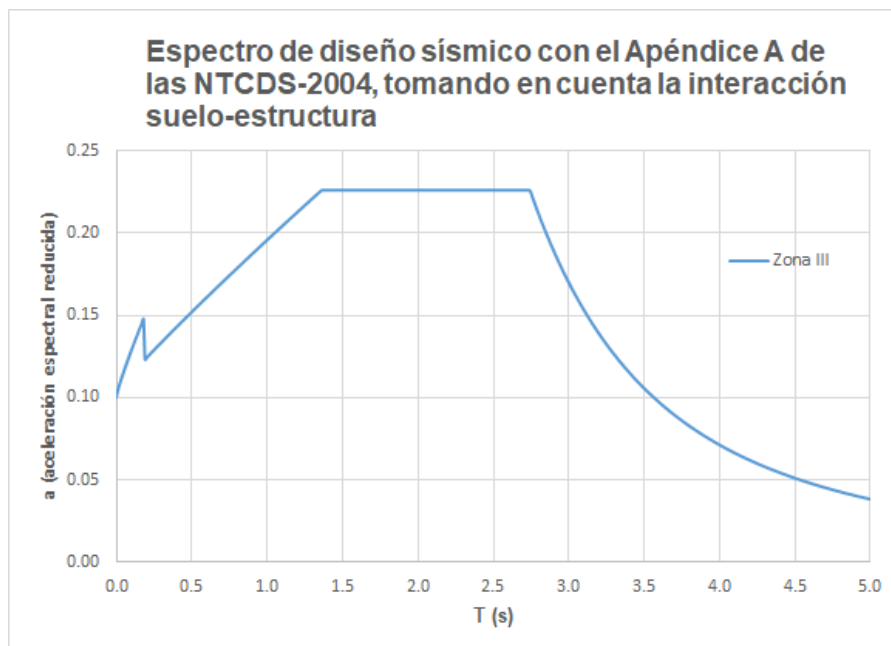


Figura 5.16 Espectro de diseño para el edificio en estudio en la dirección X.

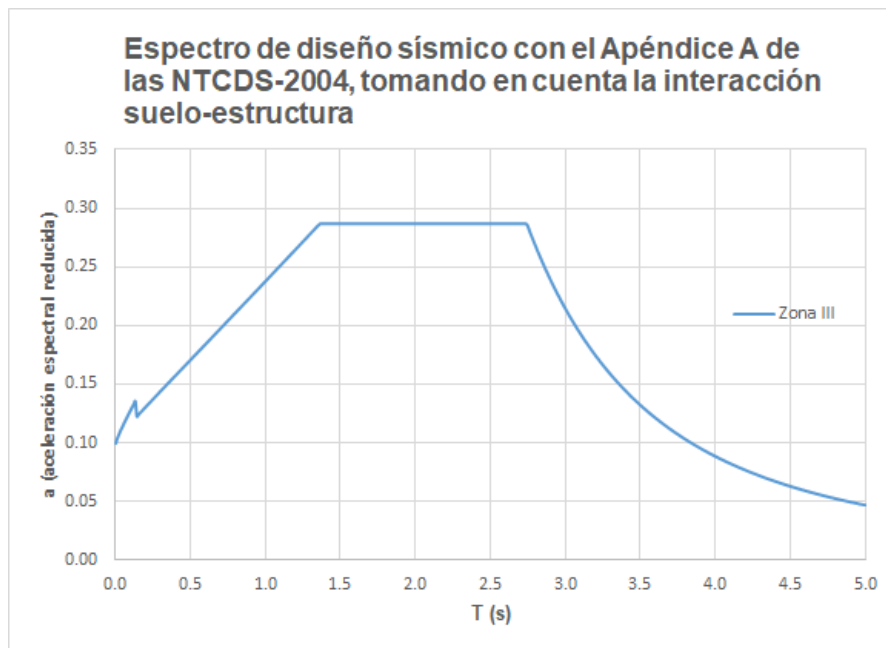


Figura 5.17 Espectro de diseño para el edificio en estudio en la dirección Y.

5.12.1. Revisión de la estructura bajo cargas laterales

Si se considera la deformabilidad del suelo, cuando se aplique el análisis estático, la fuerza cortante basal de la estructura con interacción cambia y se calcula con la ecuación (5.14).

$$V_o = a'W_o - (a' - \tilde{a}')W_e \quad (5.14)$$

Donde:

W_o = Peso total de la estructura, incluyendo cargas muertas y vivas.

W_e = Peso efectivo de la estructura que es igual a $0.7 W_o$.

a' = Ordenada espectral de diseño para el periodo fundamental de la estructura con base rígida (T_e) usando $\beta = 1$.

\tilde{a}' = Ordenada espectral de diseño para el periodo efectivo del sistema suelo-estructura, \tilde{T}_e .

La segunda parte de la ecuación 5.14 representa una reducción en el cortante basal por efectos de interacción en el modo fundamental.

5.13. Análisis modal espectral con interacción

Para el análisis sísmico de este tipo de sistemas que incluyen los movimientos de la cimentación, se puede llevar a cabo con los métodos propuestos en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS, 2004). Para uno de nuestros estratos que es un suelo cohesivo y que está ubicado en la zona III cobra una relevante importancia en la interacción suelo-estructura ya que este tipo de suelo es menos rígido que los suelos friccionantes. Las ecuaciones expuestas anteriormente como lo son las rigideces equivalentes, masas, momentos de inercia y coeficiente de amortiguamiento son las ecuaciones relevantes en el análisis cuando el suelo es flexible.

Donde se tomó mayor relevancia los efectos de interacción suelo-estructura fueron en las propiedades dinámicas de la estructura, como lo es el periodo fundamental del sistema (T). Como se puede apreciar en la tabla 5.23 el aumento en el periodo fundamental condujo a que la aceleración de diseño en este modo fuera más alta comparada con la otra mencionada anteriormente.

Tabla 5.23 Periodos en las dos direcciones del modelo en estudio con y sin interacción en un suelo cohesivo.

Modelo	Dirección X, (s)	Dirección Y, (s)
Sin interacción	0.287	0.202
Con interacción	0.649	0.863

Cuando se recurra al análisis dinámico modal, la fuerza cortante basal de la estructura correspondiente al modo fundamental de vibración en la dirección de análisis, corregida por efectos de interacción es la ecuación (5.15).

$$\tilde{V}_1 = \tilde{\alpha}' W_e \quad (5.15)$$

Donde:

$\tilde{\alpha}'$ = Ordenada espectral de diseño para el periodo efectivo del sistema suelo-estructura, \tilde{T}_e .

W_e = Peso efectivo de la estructura = $\frac{(\sum W_i \phi_i)^2}{\sum W_i \phi_i^2}$, que es el peso total de la estructura multiplicado por la participación modal de la estructura.

5.13.1. Revisión por cortante Basal

En las tablas 5.24 y 5.25 se comprobó que el cortante basal no fuera menor que $0.8 aW_0 / Q'$, en las dos direcciones de análisis.

Tabla 5.24 Revisión de la planta baja en la dirección X

Cortante basal (V_{ox}), (T)	$0.8 aW_0 / Q'$, (T)
117.10	100.94

Tabla 5.25 Revisión de la planta baja en la dirección Y

Cortante basal (V_{oy}), (T)	$0.8 aW_0 / Q'$, (T)
154.30	146.42

Se puede apreciar que en las dos direcciones de análisis no es necesario incrementar el cortante basal.

5.13.2. Distorsiones permisibles de entrepiso

Otro de los aspectos a destacar son los desplazamientos laterales inducidos en la estructura por el desplazamiento horizontal y por el giro de la cimentación. Los resultados obtenidos del periodo efectivo del sistema suelo-estructura (\tilde{T}_e), y de los desplazamientos debido a los efectos de interacción suelo-estructura, se muestran a continuación en las tablas 5.26 al 5.29.

Se verificó que la estructura con base flexible no alcanzara los desplazamientos laterales que establecen las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS, 2004) que anteriormente se establecieron en este capítulo, para ello los resultados de los desplazamientos proporcionados por el programa ETABS (CSI, 1995) se tuvieron que separar en los desplazamientos laterales y por rotación de la cimentación y los desplazamientos de la estructura, debido a que el desplazamiento total que da dicho programa no está asociado solamente a la estructura, sino que también está asociado a las deformaciones del suelo, y así fue como se obtuvieron los desplazamientos propios de la estructura.

Se puede apreciar lo antes mencionado en la figura 5.18, donde los desplazamientos totales U_T se verán afectados por los efectos de cabeceo de la cimentación $H_e \varnothing$, desplazamiento horizontal de la cimentación U_x y deformación de la estructura U .

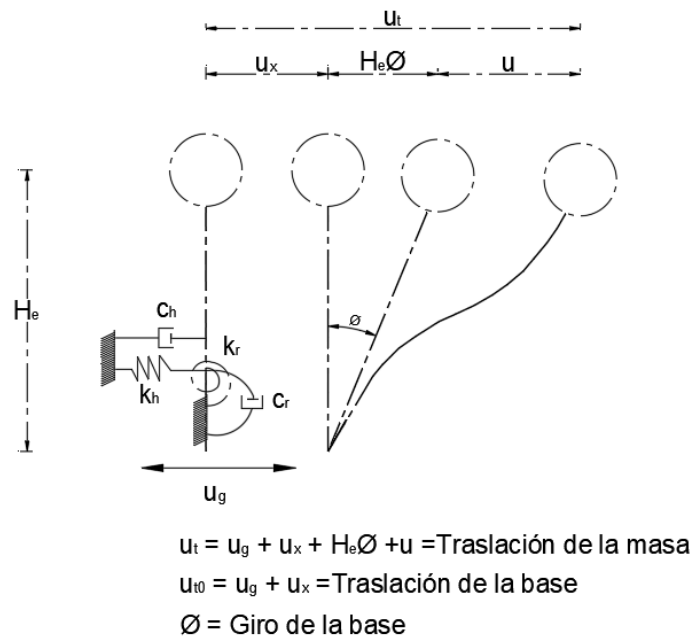


Figura 5.18 Ilustración de los componentes de desplazamiento para separar los movimientos de cuerpo rígido.

5.14. Estado límite de daños a elementos no estructurales

Para este estado limite las distorsiones obtenidas del análisis estructural se multiplicaron por el factor $Q^*R/7 = 2.26/7$ en la dirección X y $Q^*R = 2.15/7$ en la dirección Y, se verifico que sean menores que la distorsión permisible para muros de carga de mampostería confinada, establecidos en el Apéndice A de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS, 2004).

Tabla 5.26 Resultados y revisión de la estructura en estudio en la dirección X

Periodo efectivo del sistema suelo-estructura en la dirección X				
$T_x = 0.649 \text{ s}$				
Nivel	Desplazamientos Totales, m	Desplazamientos de Entrepisos, m	Distorsiones del edificio	Verificación
5	0.02579	0.005540	0.0001184	Aceptable
4	0.02222	0.004628	0.0001496	Aceptable
3	0.01842	0.003476	0.0001691	Aceptable
2	0.01446	0.002174	0.0001646	Aceptable
1	0.01054	0.0009068	0.0001190	Aceptable
Base	0.006968	0	-	-
Cimentación	0.004216	0	-	-
Rotación	0.001062	-	-	-

En las siguientes figuras 5.19 y 5.20 se puede apreciar mejor las distorsiones que se obtuvieron del edificio con base flexible.

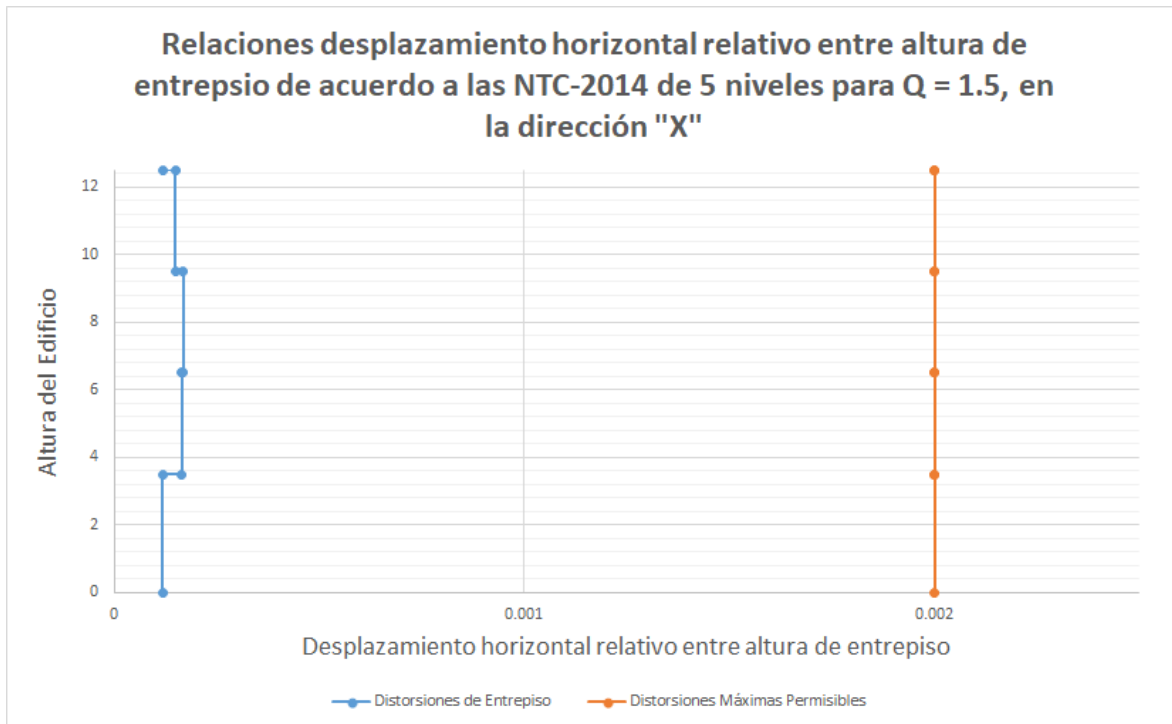


Figura 5.19 Revisión de las distorsiones para limitación de daños a elementos no estructurales del edificio en la dirección X.

Tabla 5.27 Resultados y revisión de la estructura en estudio en la dirección Y

Periodo efectivo del sistema suelo-estructura en la dirección Y				
$T_y = 0.863$ s				
Nivel	Desplazamientos Totales, m	Desplazamientos de Entrepisos, m	Distorsiones del edificio	Verificación
5	0.06425	0.003492	0.00007070	Aceptable
4	0.05456	0.002914	0.00008846	Aceptable
3	0.04473	0.002192	0.00009862	Aceptable
2	0.03481	0.001386	0.00009641	Aceptable
1	0.02491	0.0005985	0.00007462	Aceptable
Base	0.01519	0	-	-
Cimentación	0.005719	0	-	-
Rotación	0.003645	-	-	-

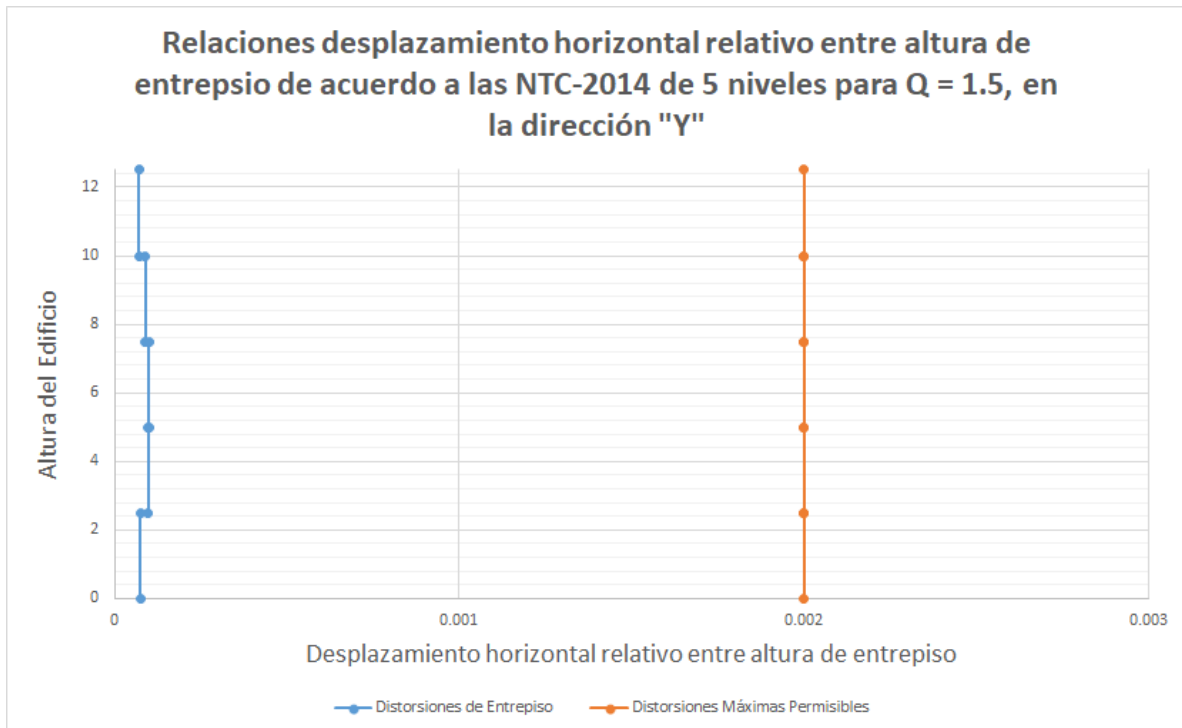


Figura 5.20 Revisión de las distorsiones para limitación de daños a elementos no estructurales del edificio en la dirección Y.

Como se puede apreciar en las tablas 5.26 y 5.27, la estructura no sobrepasa el estado límite por desplazamiento lateral que establecen las normas.

5.15. Estado límite de seguridad contra colapso

Se procedió a revisar que el edificio cumpliera dentro de los límites de distorsión establecidos en el Apéndice A. Para satisfacer este requisito es necesario que las distorsiones obtenidas del análisis estructural multiplicadas por el factor $QR = 3.21$ en la dirección X y $QR = 3.15$ en la dirección Y, sean menores que la distorsión permisible para muros de carga de mampostería confinada.

Tabla 5.28 Resultados y revisión de la estructura en estudio en la dirección X

Periodo efectivo del sistema suelo-estructura en la dirección X				
$T_x = 0.649$ s				
Nivel	Desplazamientos Totales, m	Desplazamientos de Entrespos, m	Distorsiones del edificio	Verificación
5	0.02579	0.005540	0.001173	Aceptable
4	0.02222	0.004628	0.001482	Aceptable
3	0.01842	0.003476	0.001675	Aceptable
2	0.01446	0.002174	0.001630	Aceptable
1	0.01054	0.0009068	0.001178	Aceptable
Base	0.006968	0	-	-
Cimentación	0.004216	0	-	-
Rotación	0.001062	-	-	-

En las siguientes figuras 5.21 y 5.22 se puede apreciar mejor las distorsiones que se obtuvieron del edificio con base flexible.

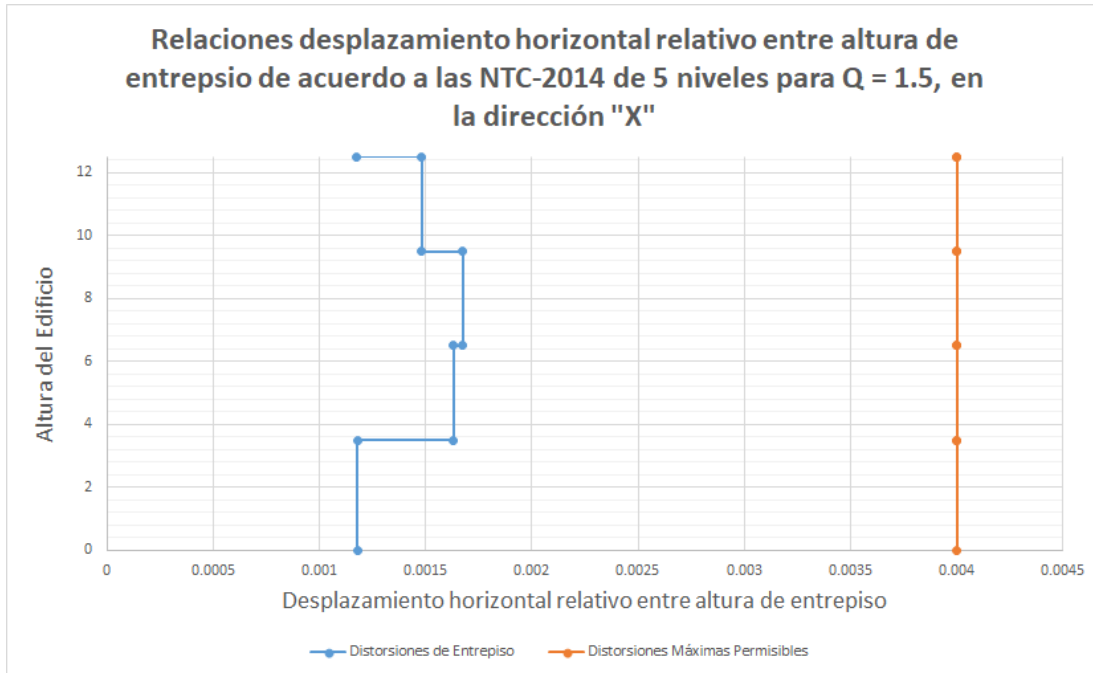


Figura 5.21 Revisión de las distorsiones para seguridad contra colapso del edificio en la dirección X.

Tabla 5.29 Resultados y revisión de la estructura en estudio en la dirección Y

Periodo efectivo del sistema suelo-estructura en la dirección Y				
T _y = 0.863 s				
Nivel	Desplazamientos Totales, m	Desplazamientos de Entrepisos, m	Distorsiones del edificio	Verificación
5	0.06425	0.003492	0.0007278	Aceptable
4	0.05456	0.002914	0.0009106	Aceptable
3	0.04473	0.002192	0.001015	Aceptable
2	0.03481	0.001386	0.0009925	Aceptable
1	0.02491	0.0005985	0.0007682	Aceptable
Base	0.01519	0	-	-
Cimentación	0.005719	0	-	-
Rotación	0.003645	-	-	-

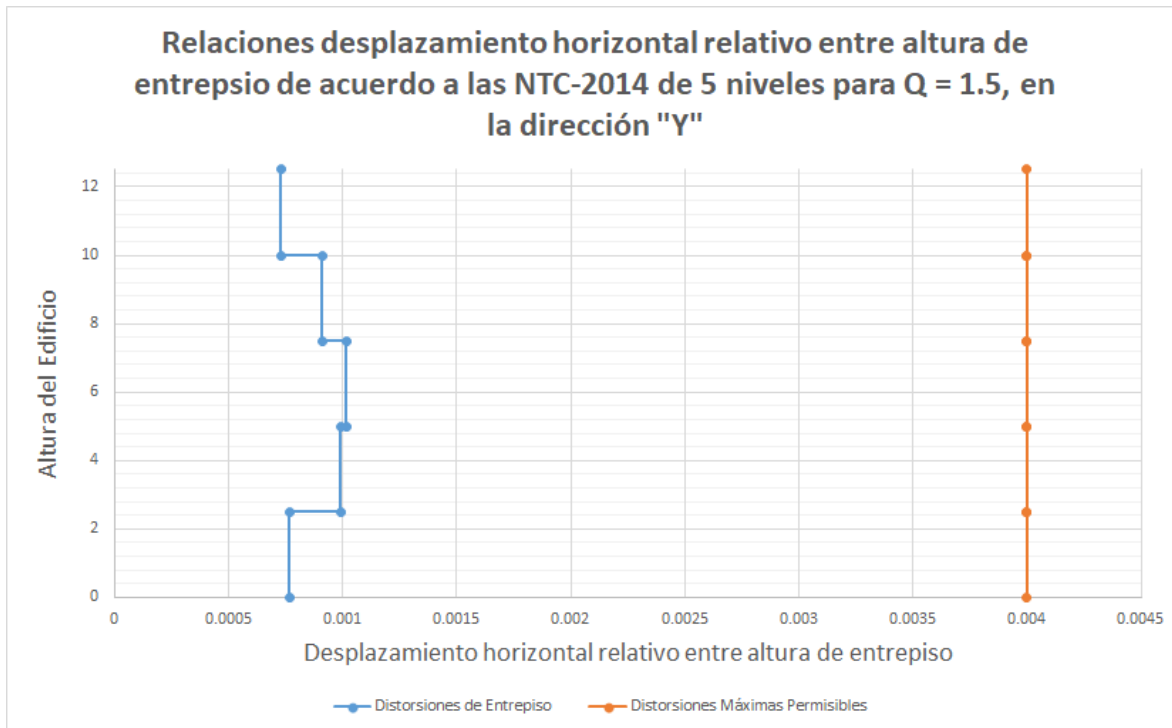


Figura 5.22 Revisión de las distorsiones para seguridad contra colapso del edificio en la dirección Y.

Como se puede apreciar en las tablas 5.28 y 5.29, la estructura no sobrepasa el estado límite por desplazamiento lateral que establecen las normas.

Capítulo

6. ANÁLISIS NO LINEAL

El objetivo de este capítulo es comprender los conceptos del análisis no lineal y la integración de este a modelos numéricos.

Debido a que en la actualidad se presentan eventos sísmicos de intensidad moderada y alta, la pérdida de vidas humanas y la magnitud de daños físicos, sociales y económicos han originado verdaderas catástrofes, esto conlleva a que se tomen medidas precautorias las cuales pueden determinar la capacidad de resistencia del edificio con el fin de incrementar la ductilidad de las estructuras y disminuir las fallas frágiles, evitar colapsos repentinos.

Cuando una estructura o un elemento es sometido a una acción y este elemento se desplaza de manera proporcional se dice que la respuesta o el comportamiento de la estructura o el elemento es lineal. Este tipo de comportamiento en las estructuras no siempre es así, llega a un punto determinado en que la respuesta de los materiales se comporta de manera distinta llamada no linealidad provocando en los diferentes materiales los siguientes casos como lo son la plastificación en el acero o el agrietamiento en el concreto que hace que su rigidez disminuya y que la respuesta no se comporte linealmente.

El uso del análisis no lineal se puso en práctica en los años 90, este tipo de procedimiento se usa principalmente para estimar la resistencia y la capacidad de distorsiones de la estructura existente y la demanda sísmica de la estructura sometida a un sismo seleccionado (Deierlein, Reinhorn & Willford, 2010).

Por ello se realiza el análisis no lineal de la estructura con sistema sismorresistente de muros de corte, en él se analizará la curva de capacidad, con ello se analizará el punto de desempeño para que la estructura incurra en el rango inelástico desarrollando una ductilidad adecuada, para esto se tomaron en cuenta las normativas correspondientes como lo son ASCE 41, FEMA-356, FEMA-273 y ATC-40. Con lo dicho anteriormente se puede producir la presencia de articulaciones en elementos en la base complicando más la comprensión del sistema o la interacción de otros elementos como es la interacción suelo-estructura. Este tipo de comportamiento que es la no linealidad aunado de las combinaciones de los materiales y de la interacción dan como resultado una respuesta muy compleja.

Para realizar los cálculos se hará uso del programa *ETABS* (CSI, 1995), en el cual se realizó un Análisis Estático No Lineal. Para nuestro caso de estudio, como ya se ha venido mencionando se basó en el modelo con el método de la columna ancha, en el cual se realizó un análisis estático no lineal cuyo comportamiento está predominado por falla por cortante. Este tipo de método ha proporcionado una herramienta suficientemente simple, eficiente y confiable para su análisis, tanto para los intervalos lineal como no lineal para resultados de cortante, sin embargo, los resultados a momento y carga axial tienen errores considerables.

6.1. Necesidad del Análisis no lineal

El análisis no lineal no siempre se realiza a las estructuras esto debido a que existen soluciones simplificadas que dan buena solución al problema y se invierte poco tiempo. En los últimos años se ha visto que es muy importante este tipo de análisis debido a las ventajas que aporta este tipo de método entre las cuales están las siguientes como lo son la evaluación estructural, el diseño basado por desempeño.

- a) **Evaluación estructural.** - Permite considerar de forma más razonable la respuesta real a nivel del material, estructural y también puede proporcionar una mejor comprensión de la respuesta de las estructuras a lo largo de los estados límites de servicio y últimos. Pueden reproducir estimaciones satisfactorias de los puntos característicos de la estructura como lo son la resistencia última y el posible comportamiento de la edificación, etc. Las desventajas que tienen es que tanto el costo elevado computacional y los elevados tiempos de generación de los modelos entre otras cosas se vuelven un problema con las capacidades actuales que se tiene en una computadora y no se puede obtener una estructura muy detallada, por lo cual se buscan un tipo de configuraciones adecuadas.
- b) **Diseño basado por desempeño.** -Anteriormente el diseño sísmico estaba basado en la fuerza que podía resistir la estructura, pero esto ha cambiado al pasar de los años y ahora se toma en cuenta el desplazamiento que el edificio puede soportar. El diseño basado por desempeño tiene como objetivo determinar la capacidad de resistencia del edificio con el objetivo de disminuir las fallas frágiles y visualizar el comportamiento de la edificación cuando está sujeto a un sismo de determinada intensidad. Pero para poder hacer este tipo de diseño es necesario considerar adecuadamente la respuesta no lineal.

6.2. Caracterización de los materiales

Cuando a mampostería se refiere se torna complicado hablar sobre él, ya que el comportamiento de este material después de eventos sísmicos de diferentes magnitudes ha generado que este material se haya ganado una mala aceptación como material sismorresistente. En los últimos años se ha podido registrar que las estructuras de mampostería con un buen diseño y detallado, resultan una buena opción para la sismorresistencia, esto se debe a que la comunidad ingenieril estructural ha estado estudiando el comportamiento de la mampostería mediante pruebas experimentales.

Estas pruebas experimentales se basan en que un espécimen (muro de mampostería confinada) se sujetan a ciclos repetidos de carga. Las curvas obtenidas de estas pruebas, sugieren una aceptable predicción del comportamiento de muros de mampostería en su límite elástico, resistencia máxima y estado último. A este tipo de curvas se les llama la envolvente de comportamiento histerético.

Por ello para entender un poco mejor el comportamiento de muros de mampostería sujetos a cargas laterales cíclicas la envolvente de comportamiento histerético se vuelve un factor muy importante. Con los resultados de este tipo de curvas se han identificado zonas bien definidas como las que se muestran a continuación asociadas al comportamiento de los muros de mampostería.

Comportamiento elástico: La mampostería se comporta de manera elástica, debido a mínimos niveles de desplazamiento y esfuerzo. En la figura 6.1 se muestra el daño estructural que tiene un muro de mampostería confinada como se puede apreciar en este tipo de comportamiento se presenta el primer agrietamiento diagonal.

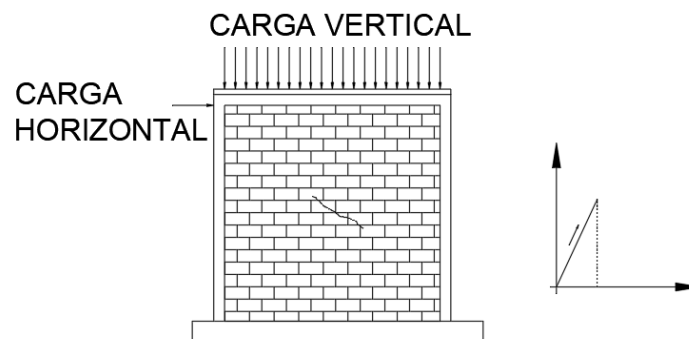


Figura 6.1 Daño estructural: Primer agrietamiento diagonal [Flores & Alcocer, (2001)].

Degradación de rigidez: Los muros de mampostería alcanzan la resistencia máxima que es mayor a la resistencia que ocurre en el primer agrietamiento, este tipo de comportamiento se presenta cuando ocurre el agrietamiento diagonal en la mampostería. En la figura 6.2 se muestra como el muro de mampostería manifiesta una segunda pendiente positiva para alcanzar la resistencia máxima.

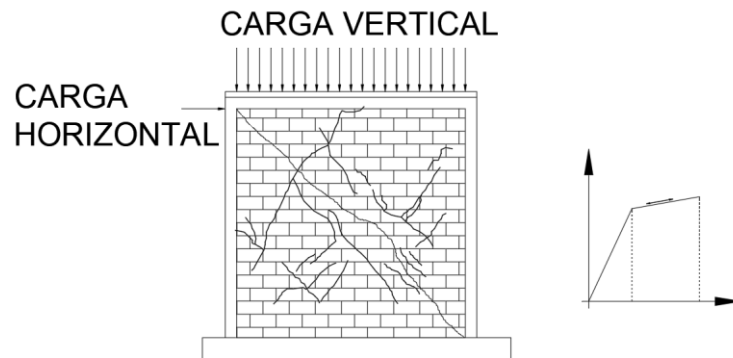


Figura 6.2 Daño estructural: Degradación de rigidez [Flores & Alcocer, (2001)].

Degradación de rigidez y resistencia: Después que la mampostería alcanza su resistencia máxima, esta misma manifiesta una pérdida de resistencia hasta llegar a la falla del muro. En la figura 6.3 se muestran como el muro de mampostería manifiesta una tercera pendiente en este caso negativa relacionado con la pérdida de rigidez y resistencia.

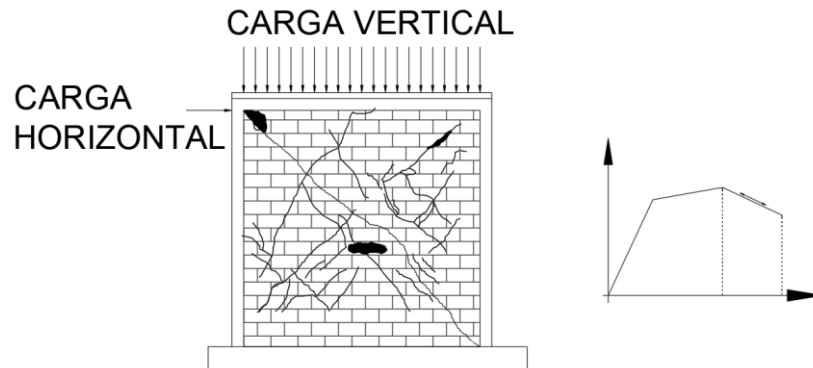


Figura 6.3 Daño estructural: Degradación de rigidez y resistencia [Flores & Alcocer, (2001)].

La figura 6.4 se muestra como el muro llega a su distorsión última por lo cual existe una falla total del muro y a su vez ha penetrado a los castillos.

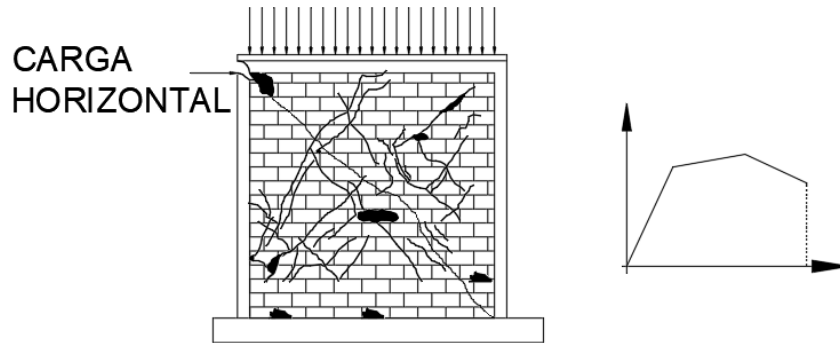


Figura 6.4 Daño estructural: Falla del muro [Flores & Alcocer, (2001)].

Para tomar en cuenta la no linealidad de los materiales y la respuesta de los elementos, se procedió a determinar los diagramas de cortante de las secciones de cada muro de mampostería del edificio en estudio. Para los diagramas de cortante se utilizó el modelo propuesto por Flores & Alcocer (2001) y se procedió a asignar los resultados a cada muro de nuestro modelo.

Con lo dicho anteriormente, el modelo de Flores & Alcocer propone una curva trilineal como la que se muestra en la figura 6.5, la cual caracteriza la envolvente del ciclo histéretico de muros de mampostería confinada. El modelo de Flores & Alcocer está basado en la propuesta que realizó Meli (1975), la única diferencia es que en el modelo de Flores y Alcocer considera la degradación de rigidez y resistencia con una pendiente negativa en la curva trilineal.

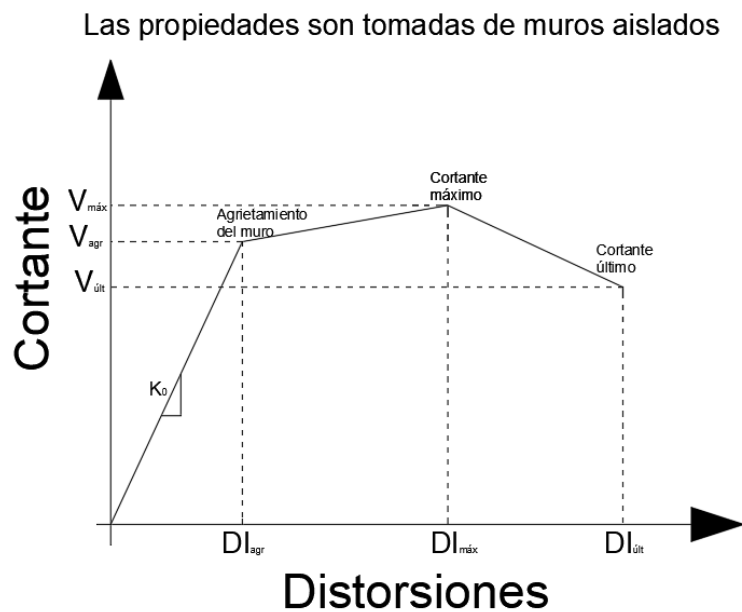


Figura 6.5 Envolvente para mampostería confinada [Flores & Alcocer, (2001)].

Este tipo de modelos permiten determinar la resistencia, rigidez y capacidad de deformación de estructuras de mampostería ante cargas cíclicas. Existen seis parámetros fundamentales para realizar el modelo de Flores y Alcocer que se utilizaron para la estimación de la resistencia de diseño de muros de mampostería confinada (ecuación 5.6), dichos parámetros se pueden estimar directamente a partir de las expresiones establecidas de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (NTCDCEM, 2004).

En la tabla 6.1 que se muestra a continuación se determinan los parámetros involucrados en el modelo.

Tabla 6.1 Parámetros empleados en el modelo (Flores y Alcocer, 1995)

Mampostería confinada sin refuerzo horizontal		Mampostería confinada con refuerzo horizontal	
$V_{agr} = V_{RDF}$	$DI_{agr} = V_{agr} / K_0H$	$V_{agr} = V_{RDF}$	$DI_{agr} = V_{agr} / K_0H$
$V_{m\acute{a}x} = 1.25 V_{agr}$	$DI_{m\acute{a}x} = 0.003$	$V_{m\acute{a}x} = 1.5 V_{agr}$	$DI_{m\acute{a}x} = 0.006$
$V_{\acute{u}lt} = 0.80 V_{agr}$	$DI_{\acute{u}lt} = 0.005$	$V_{\acute{u}lt} = 1.1 V_{agr}$	$DI_{\acute{u}lt} = 0.01$

Donde:

V_{agr} = Es el cortante de diseño propuesto en las NTCM (V_{mR}).

$V_{m\acute{a}x}$ = Es el cortante máximo.

H = Es la altura de entrepiso.

DI_{agr} = Es la distorsión de agrietamiento diagonal de la mampostería.

$DI_{m\acute{a}x}$ = Es la distorsión a la que se alcanza la resistencia máxima ($V_{m\acute{a}x}$).

$DI_{\acute{u}lt}$ = Es la distorsión a la que se alcanza el cortante ultimo ($V_{\acute{u}lt}$).

K_0 = Es la rigidez elástica obtenida a partir de métodos tradicionales de mecánica de materiales.

6.3. Descripción del Análisis Estático No Lineal

En la actualidad, existen dos procedimientos de análisis no lineales, el primero de ellos es el Análisis Dinámico No Lineal y el segundo es el Análisis Estático No Lineal también conocido como Análisis Pushover. El Análisis Estático No Lineal depende de la variación de la fuerza lateral – deformación, bajo la carga de gravedad y una carga lateral idealizando la acción sísmica. Para realizar el Análisis Estático No Lineal existen diferentes guías y lineamientos, entre los que se pueden destacar los siguientes: ASCE 41, FEMA-356, FEMA-273 y ATC-40.

El Análisis Estático No Lineal de carga incremental, comúnmente llamado análisis Pushover, consiste en aplicar una carga horizontal a la estructura de acuerdo con un patrón de carga determinado, este patrón de carga se incrementará su valor hasta que se considere que la estructura ha colapsado. Este tipo de análisis, considera una variable de control que es el desplazamiento en el techo de la estructura, que depende de la fuerza aplicada sobre esta y cuya suma es igual al cortante en la base del edificio. Este tipo de análisis es iterativo debido a que depende del desplazamiento final ya que el amortiguamiento efectivo depende de la pérdida de energía histerética debido a la deformación inelástica que a su vez depende del desplazamiento final. En este trabajo se eligió el Análisis Estático No Lineal ya que proporciona resultados aceptables del comportamiento de la estructura y su nivel de daño, dicho procedimiento se realizó con el software *ETABS* (CSI, 1995).

Para realizar el Análisis Estático No Lineal, se utilizaron dos estados de carga, uno que contempla las cargas gravitacionales existentes en la estructura (carga muerta y carga viva) y el segundo es un patrón de carga, es decir, la forma que tenga la carga en función de la altura, para el modelo en estudio la forma del patrón de carga es triangular invertido. La forma que tenga el patrón de carga tiene una influencia relevante sobre los resultados, uno de estos resultados es la curva de capacidad.

Otro factor a tomar en cuenta en el Análisis Estático No lineal son las características no lineales de los materiales, estos se asignarán en un resorte no lineal. Los resortes plásticos se modelaron de acuerdo a los datos obtenidos por medio de los diagramas de cortante, calculados con el modelo de Flores y Alcocer.

6.3.1. Articulaciones Plásticas o resortes

Una articulación plástica se define como la ubicación de la acción inelástica del miembro estructural. Este tipo de articulaciones plásticas se pueden formar a partir de los momentos máximos causados por un sismo y ocurren cerca de los extremos de una viga o una columna para el caso de marcos resistentes a momento. Para el caso del comportamiento de muros de mampostería suele estar dominado por la falla a cortante y esta se modela mediante un resorte.

Para el modelo propuesto con el método de columna ancha se le asignaron un tipo de resorte no lineal, este tipo de resorte es a corte (intervalo de comportamiento inelástico) para el Análisis Estático No Lineal (Pushover), con ello se pueden simular el comportamiento posterior al rendimiento asignado por las rotulas plásticas concentradas a las columnas anchas del edificio.

El comportamiento elástico ocurre sobre el miembro y la deformación posterior al límite elástico ocurre en las rotulas plásticas, que se modelan en ubicaciones discretas. Esta plasticidad puede asociarse con el comportamiento de desplazamiento de la fuerza no lineal (fuerza axial o fuerza cortante) o rotación (momento torsional o momento a flexión) que se asignaron a ubicaciones discretas.

El tipo de rotulas plástica que se utilizó para la estructura fue la que considera sus propiedades a corte (Shear V vs distorsión), el comportamiento no lineal de dichas barras fue ingresado mediante la definición de la curva trilineal de corte vs deformación para cada elemento esta es necesaria para definir el comportamiento límite de los resortes.

6.3.2. Nivel de desempeño

Los objetivos actuales de diseño sísmico de obras de ingeniería son un equilibrio adecuado entre los costos de construcción y de mantenimiento y las fallas o daños aceptables durante la vida útil de la edificación. Lo que implica, mantener un nivel suficientemente bajo el riesgo de colapso ante sismos, ofrecer una protección adecuada a la integridad física de sus ocupantes y de evitar daños materiales, tanto en miembros estructurales como en elementos no estructurales.

Una forma de lograr diseños que se aproximen suficientemente a la solución óptima consiste en establecer las condiciones requeridas de desempeño, esto quiere decir que se desarrolle la aparición de un mecanismo inelástico. También es necesario proporcionar una buena resistencia lateral y rigidez lateral ya que el comportamiento no lineal de los sistemas estructurales incluye la influencia del daño acumulado, que esto a su vez se manifiesta en el deterioro de las rigideces y de las resistencias como función de las deformaciones globales y locales.

En 1992 con la necesidad de nuevos procedimientos de diseño, debido a la consecuencia de los severos daños causados por el temblor de Northridge (1994), México (1957 y 1985) entre otros, se presentaron recomendaciones preliminares para el diseño por desempeño. Estas recomendaciones incluían varios niveles de desempeño y niveles de las excitaciones sísmicas de diseño.

Los niveles de desempeño se expresan en términos de los efectos de un sismo sobre la capacidad de la estructura para poder realizar sus funciones. Estos niveles de desempeño se le llamaron como nivel operacional, nivel de ocupación inmediata, nivel de seguridad de vida y nivel de prevención de colapso. El nivel de desempeño del edificio es el rendimiento combinado de los elementos estructurales y no estructurales del mismo. Existen diferentes niveles de desempeño que se utilizan para describir el rendimiento del edificio utilizando el Análisis Estático No Lineal, como se muestra a continuación:

- a) **Nivel Operacional (OL):** Este nivel de rendimiento se trata de que la estructura no sufra daños permanentes, la estructura conserva la resistencia y la rigidez originales, los elementos no estructurales, maquinaria y sistemas del edificio funcionan con normalidad después del sismo, pero a su vez puede presentar agrietamientos en elementos no estructurales. Este nivel se refiere a las condiciones de funcionamiento de la estructura después del sismo.
- b) **Nivel de Ocupación Inmediata (IO):** En este tipo de nivel de rendimiento se espera que las distorsiones de entrepiso no sean excesivas y que la estructura pierda un poco de su resistencia y rigidez originales debido al agrietamiento de los elementos estructurales, como se mencionó anteriormente se pueden observar pequeñas grietas en elementos estructurales, también pueden presentarse algunas interrupciones en el funcionamiento de la maquinaria y equipo, algunos servicios externos pueden no estar disponibles, aunque esto no compromete la ocupación del edificio. Este nivel es igual que el nivel operacional, se refiere a las condiciones de funcionamiento de la estructura después del sismo.
- c) **Nivel de Seguridad de Vida (LS):** Básicamente el daño en la estructura es significativo tanto en los elementos estructurales y no estructurales dando a ello una suspensión de algunas funciones del edificio, dando a ello un cambio en los elementos dañados, pierde significativamente rigidez y resistencia, el peligro se mitiga quedando en la estructura un poco de resistencia y rigidez sin que se llegue al colapso ni se ponga en peligro la seguridad de los ocupantes. La maquinaria y equipos pueden verse seriamente afectados, requiriendo ser reparados o en el peor de los casos reemplazados. Este tipo de nivel implica un gran margen de seguridad antes del colapso.
- d) **Nivel de Prevención de Colapso (CP):** El daño presentado en la estructura es significativo, evita el colapso, pero no garantiza la seguridad de vida del usuario, por lo que se sugiere desalojar y en algunos casos, demoler la estructura. El margen de seguridad del sistema resistente de cargas laterales se encuentra prácticamente al límite y la probabilidad del colapso por posibles réplicas es bastante alta. En este nivel será necesario prevenir el colapso por medio de rehabilitación al elemento en cuestión.

En la figura 6.6 se muestra los diferentes niveles de desempeño de una articulación plástica.

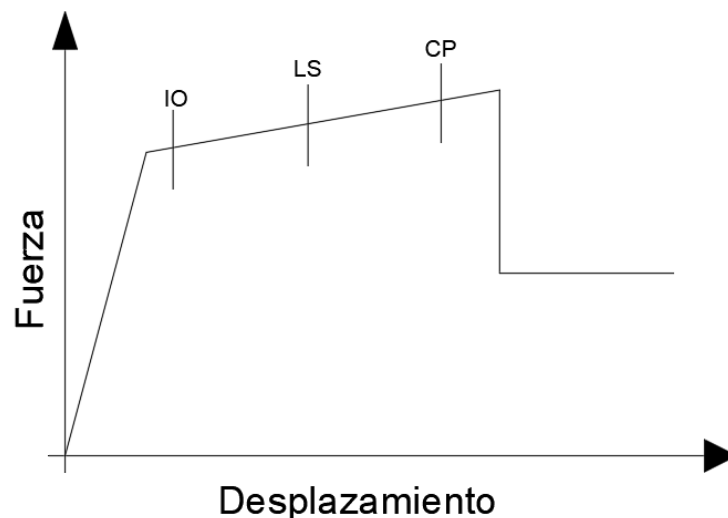


Figura 6.6 Curva fuerza vs desplazamiento de una articulación plástica [Paulay & Priestley, (1992)].

6.3.3. Asignación de las articulaciones plásticas para el Análisis Estático No Lineal

Como ya se mencionó anteriormente para marcos a momento resistente el comportamiento no lineal se asocia a efectos de flexión, no tomando en cuenta los efectos de cortante. Sin embargo, en el caso de las estructuras de mampostería los efectos de cortante en los muros son de gran importancia y se deben tener en cuenta durante su modelo, esto se debe a que las deformaciones que manifiestan los muros de mampostería en su rango no lineal tienden a predisposición al corte.

El software que se utilizó para realizar el análisis estático no lineal es el software *ETABS* (CSI, 1995). En el software *ETABS* (CSI, 1995), se pueden especificar los niveles de rendimientos antes mencionados, el número de rotulas plásticas que se le proporcione al modelo afecta el tiempo de cálculo y a su vez la facilidad con la que se pueden interpretar el comportamiento y los resultados del modelo. Por lo que se tiene que tomar en cuenta que estas rotulas plásticas se van asignar en lugares donde el comportamiento no lineal es muy factible. Estas rotulas no lineales solo se utilizan durante el análisis estático no lineal, para todo lo demás tipo de análisis, estas rotulas son rígidas y no tienen ningún efecto sobre el comportamiento lineal del elemento.

El programa tiene valores predeterminados incorporados para las propiedades del material de reglamentos como el ACI-318 y las propiedades de articulaciones plásticas predeterminadas que se basan en valores de la ATC-40 para miembros de concreto y valores del FEMA-273 para miembros de acero. También tiene la capacidad para ingresar cualquier material o propiedad de rotula plástica. Para el modelo en estudio se optó en la cual se puede ingresar las propiedades de los resortes plásticos.

La razón principal de porque se eligió este tipo de resortes plásticos en vez de las propiedades de rotulas plásticas predeterminadas generadas por el programa, es que las propiedades integradas por el programa pueden ser útiles para análisis preliminares, pero se recomiendan las propiedades definidas por el usuario para análisis finales. Por lo tanto, es necesario definir un conjunto diferente de propiedades de resortes plásticos para cada tipo de columna ancha, por lo cual se definió cada resorte plástico.

Cada resorte en el modelo posee un comportamiento no lineal, este comportamiento en forma monotónica queda definido por la envolvente corte-distorsión (Shear V vs distorsión). Sin embargo, si se considera un comportamiento cíclico, además de definirse la envolvente hay que definir la forma de descarga y recarga, denominada histéresis. Se ha demostrado que las rotulas a corte pueden representarse en forma adecuada mediante modelos trilineales, estas propiedades se modificaron con el modelo de Flores & Alcocer (2001).

La tabla 6.2 y 6.3 se muestran las propiedades en flexión y en corte de los diferentes muros ubicados en la planta baja en el edificio en estudio.

Tabla 6.2 Propiedades a flexión y corte de los muros en dirección Y, nivel 1

Muro	t (cm)	L (cm)	I (m ⁴)	P (Ton)	V _{agr} (Ton)	DI _{agr}
Y1	15	335	1.0272	5.04	17.8446	0.0003
Y2	15	335	1.0272	3.46	17.3700	0.0003
Y3	15	235	0.4372	10.26	14.5337	0.0003
Y4	15	235	0.4372	21.10	17.7872	0.0004
Y5	15	120	0.0941	11.63	9.3386	0.0005
Y6	15	335	1.0272	32.44	26.0626	0.0004
Y7	15	120	0.0941	10.82	9.0958	0.0005
Y8	15	335	1.0272	27.22	24.4959	0.0004
Y9	15	190.5	0.2676	17.21	14.4490	0.0004
Y10	15	335	1.0272	37.48	27.5758	0.0004

Tabla 6.3 Propiedades a flexión y corte de los muros en dirección X, nivel 1

Muro	t (cm)	L (cm)	I (m ⁴)	P (Ton)	V _{agr} (Ton)	DI _{agr}
X1	31	190	0.9594	38.58	20.8355	0.0003
X2	15	130	0.1124	9.87	9.2972	0.0003
X5	15	285	0.6932	27.42	22.1183	0.0003
X6	15	110	0.0777	17.95	10.7482	0.0004
X9	15	190	0.2659	8.14	11.7035	0.0005
X10	15	150	0.1549	3.35	8.3162	0.0004
X11	15	130	0.1124	7.83	8.6872	0.0004

Se puede definir la envolvente de comportamiento de los muros mediante la tabla 6.1 que indica como se determinan los parámetros involucrados en el modelo y las tablas 6.2 y 6.3 que indican las propiedades a flexión y corte de los muros. Donde V_{agr} corresponde al cortante de diseño propuesto en las NTCDCM – 2004, H es la altura de entrepiso, $DI_{agr} = \frac{V_{agr}}{K_0 H}$ es la distorsión de agrietamiento diagonal de la mampostería, y K₀ es la rigidez elástica obtenida a partir de la siguiente formula:

$$K_0 = \left(\frac{H^3}{\beta E_m I} + \frac{H}{GA_v} \right)^{-1} \quad (6.1)$$

La figura 6.7 se muestra la envolvente de comportamiento de los muros Y-1 y Y-18 que se ingresaron en la definición de los respectivos resortes plásticos en *ETABS* (CSI, 1995).

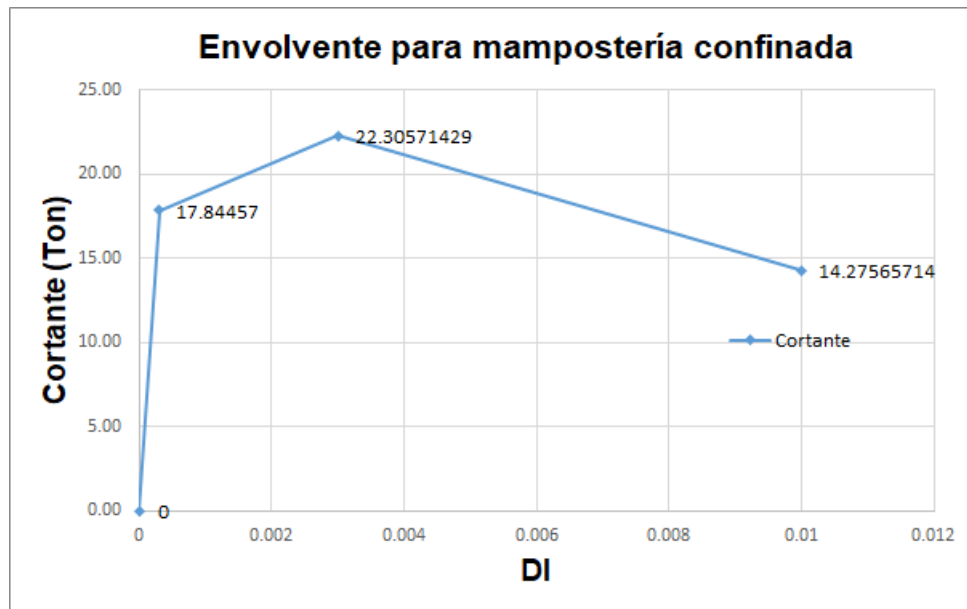


Figura 6.7 Envolvente para los muros Y-1 y Y-18.

En este caso, se le asignaron al programa las propiedades de los resortes plásticos definidas a cada miembro representado como columna ancha y después se localizó el resorte en el modelo, asignándole una sola propiedad de resorte plástico y su ubicación fue al centro de la columna ancha, es decir, cada columna equivalente que representa a un muro de mampostería tiene un resorte inelástico en medio de la columna, este resorte toma en cuenta la no linealidad del material.

Este resorte central modifica la rigidez de la barra central, manteniendo elásticas las barras a ambos extremos de éste, lo que a su vez se ha observado que representa de mejor manera el agrietamiento. El modelo que se propone consta de un componente: 1 resorte no lineal para representar el posible resorte de corte. Una representación esquemática del mismo se puede ver en la figura 6.8.

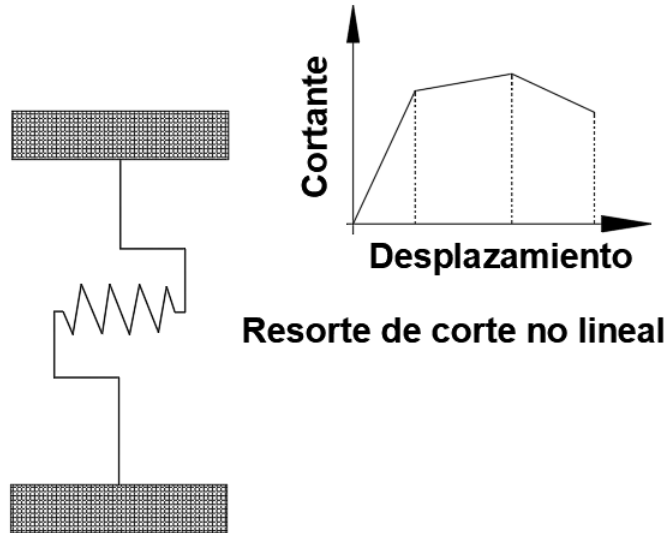
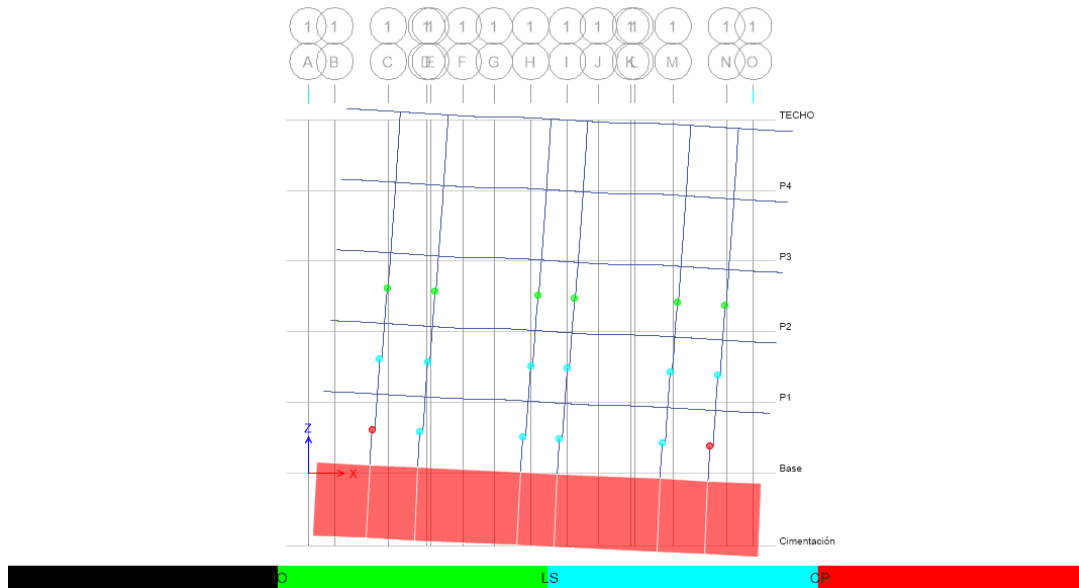


Figura 6.8 Representación esquemática del modelo de la columna ancha

El edificio modelado en *ETABS* (CSI, 1995) utilizando el método Pushover se obtuvieron los siguientes pasos con sus respectivos desplazamientos y en cada uno se observa la cantidad de resortes que se formaron en la columna a las cargas aplicadas. A continuación, en la figura 6.9, se presenta el patrón de colores que presenta el programa *ETABS* (CSI, 1995), para el mapeo de resortes plásticos, el color verde indica el inicio del nivel de ocupación inmediata, el color azul indica que se ha alcanzado el nivel de seguridad de vida y el color rojo indica que se agotó toda la capacidad de rotación y es el último nivel que es el de prevención de colapso.



6.4. Curva de capacidad

Como ya se ha venido mencionando una herramienta usada para evaluar el comportamiento de las estructuras frente a acciones horizontales es el Análisis Estático No Lineal y que sus variables de control son el desplazamiento en el techo de la estructura y la fuerza aplicada sobre esta. El análisis estático no lineal, consiste en determinar la respuesta del sistema de interés ante un sistema de cargas laterales que crecen en forma proporcional sin causar efectos dinámicos. Estos resultados se pueden apreciar mediante una curva de comportamiento global de la estructura con respecto a los desplazamientos laterales. Se representa como la relación entre la fuerza cortante en la base de la estructura (V) y el desplazamiento relativo entre el nivel superior de la estructura con respecto a la base.

La capacidad resistente se define como la resistencia final esperada ya sea a flexión, cortante o carga axial de los elementos estructurales. Por ejemplo, la capacidad generalmente se ve asociada a la resistencia en el límite elástico de la curva de capacidad de la estructura.

Conforme a lo mencionado anteriormente, se puede definir como curva de capacidad a la gráfica entre el cortante de la base y el desplazamiento del último nivel de la estructura. Para el caso de una estructura con muros de mampostería, la curva de capacidad corresponde a la envolvente de los ciclos históricos obtenidos cuando se le sujeta a carga cíclica. Esta curva de capacidad se obtiene con el análisis estático no lineal, para ello se ubican las articulaciones plásticas en el modelo y se le asignaron las propiedades de la articulación plástica, una vez definidas las articulaciones plásticas se le asignan los casos de carga y después se ejecuta el análisis haciendo que las fuerzas variables se aplican paso a paso hasta que la estructura alcanza su máxima capacidad, obteniendo como resultado la curva de capacidad. Este tipo de curva aporta información relevante sobre el comportamiento y nivel de daño en la estructura.

Durante los últimos años se han logrado grandes avances en el desarrollo de sistemas de computadora capaces de calcular las respuestas sísmicas de sistemas no lineales de múltiples grados de libertad con diversos modelos de leyes constitutivas para representar el proceso de acumulación de daño. Las curvas de capacidad que se muestran más adelante se obtuvieron con el programa *ETABS* (CSI, 1995), este programa permite al usuario ver cómo va evolucionando el nivel de daño en los elementos estructurales que conforman la estructura.

Las figuras 6.10 y 6.11 muestran el modelo modificado con columna ancha con la modelación de los resortes plásticos de cada muro de mampostería y las figuras 6.12 y 6.13 muestran el modelo tomando en cuenta la interacción suelo estructura.

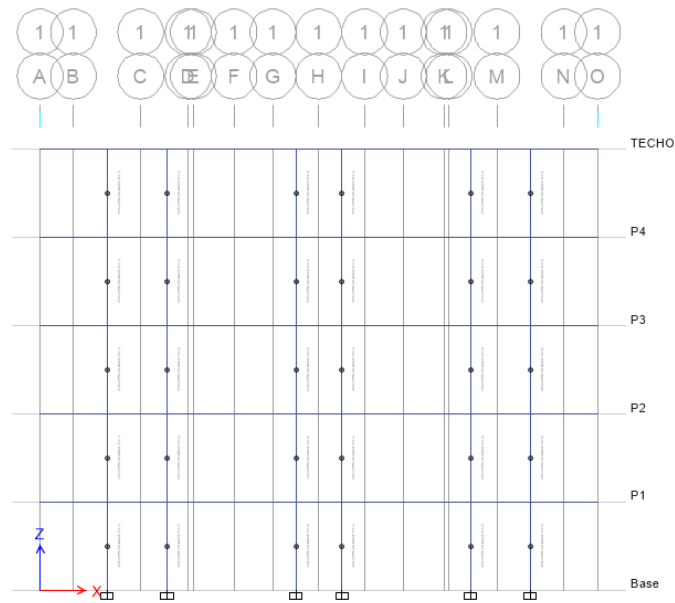


Figura 6.10 Marco perimetral del edificio con articulaciones plásticas asignadas en ETABS (CSI, 1995).

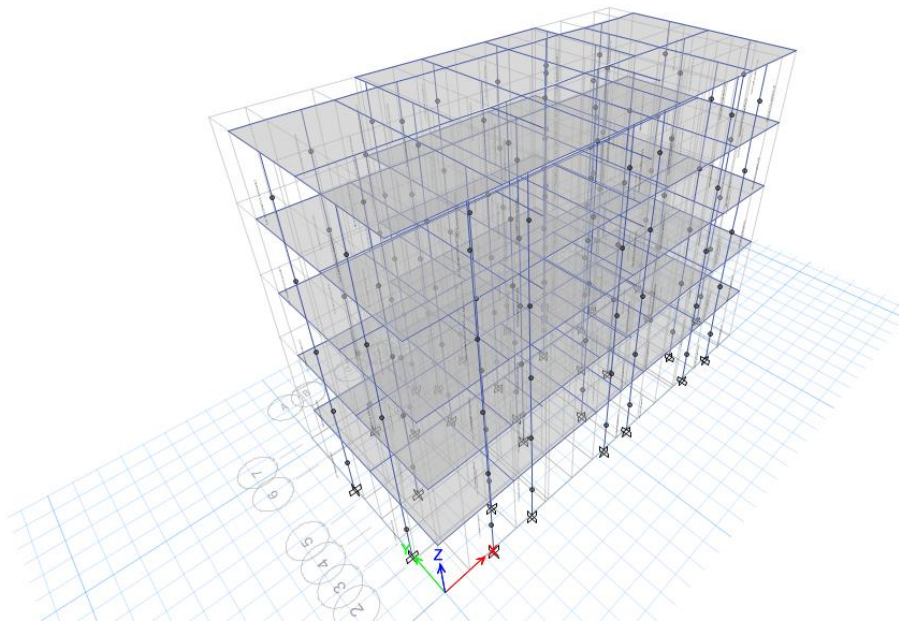


Figura 6.11 Modelo en 3D modificado de la columna ancha con articulaciones plásticas asignadas en ETABS (CSI, 1995) con interacción suelo estructura.

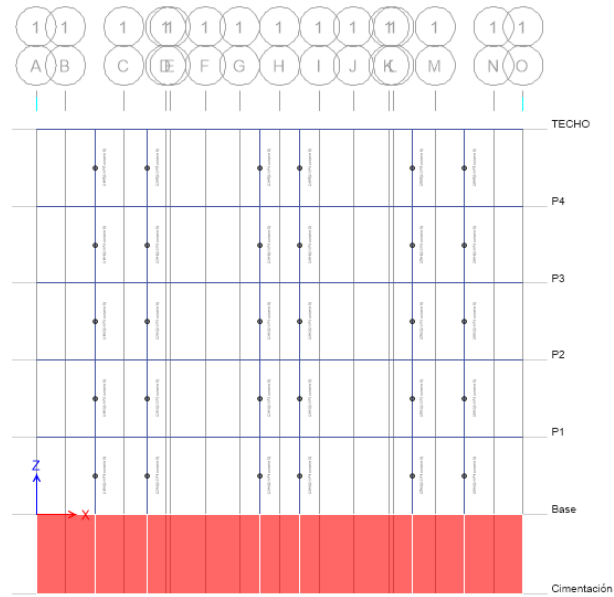


Figura 6.12 Marco perimetral del edificio con articulaciones plásticas asignadas en ETABS (CSI, 1995) con interacción suelo estructura.

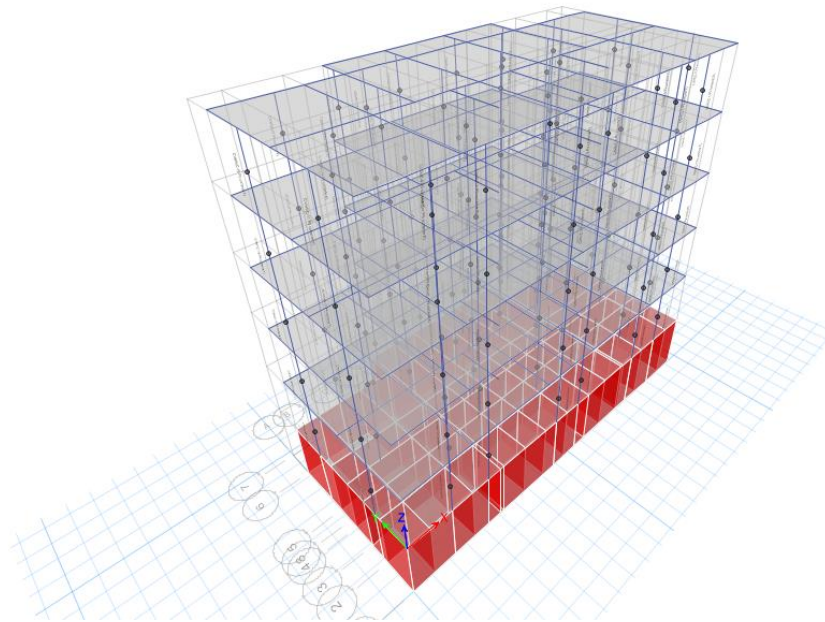


Figura 6.13 Modelo en 3D modificado de la columna ancha con articulaciones plásticas en ETABS (CSI, 1995) con interacción suelo estructura.

Una vez creado los modelos, el programa *ETABS* (CSI, 1995) permite obtener dos curvas de capacidad representativas, una para cada sentido del sismo, ya que se realizó el análisis de la estructura aplicando el sismo tanto en la dirección del eje X, como en la dirección del eje Y.

El análisis se inició aplicando una fuerza en el último nivel y se aplicarán las fuerzas respectivas para cada marco en la dirección “X”, se procede a repetir el procedimiento aumentando la carga lateral ocasionando la fluencia en las columnas, estableciéndose una secuencia de formación de resortes plásticos. Al mismo tiempo esta secuencia de formación de resortes plásticos puede representarse en la curva de capacidad de la estructura. Análogamente se realizó el mismo análisis en la dirección “Y”. En la figura 6.14 se puede observar la distribución de cada fuerza lateral y el daño que puede causar a la estructura, es por ello que, utilizando este procedimiento para calcular el agrietamiento, fluencia de los elementos estructurales, los límites de servicio y la deformación ocasionada mediante ocurre el colapso.

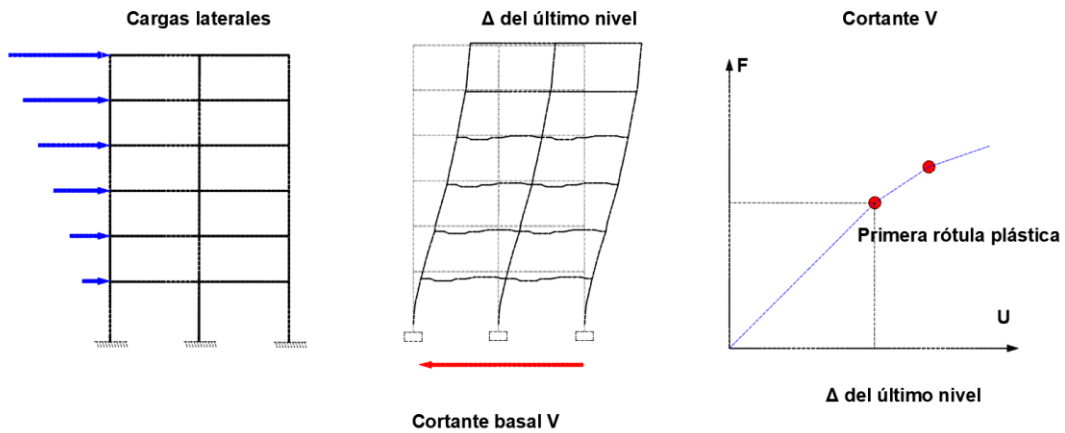


Figura 6.14 Secuencia del método del Análisis Estático No lineal.

En las figuras 6.15 y 6.16 se presenta la curva de capacidad globales de la estructura en la dirección X e Y obtenida a partir del análisis estático no lineal para el modelo ignorando los efectos de la interacción suelo estructura (modelo de Base Rígida, BR).

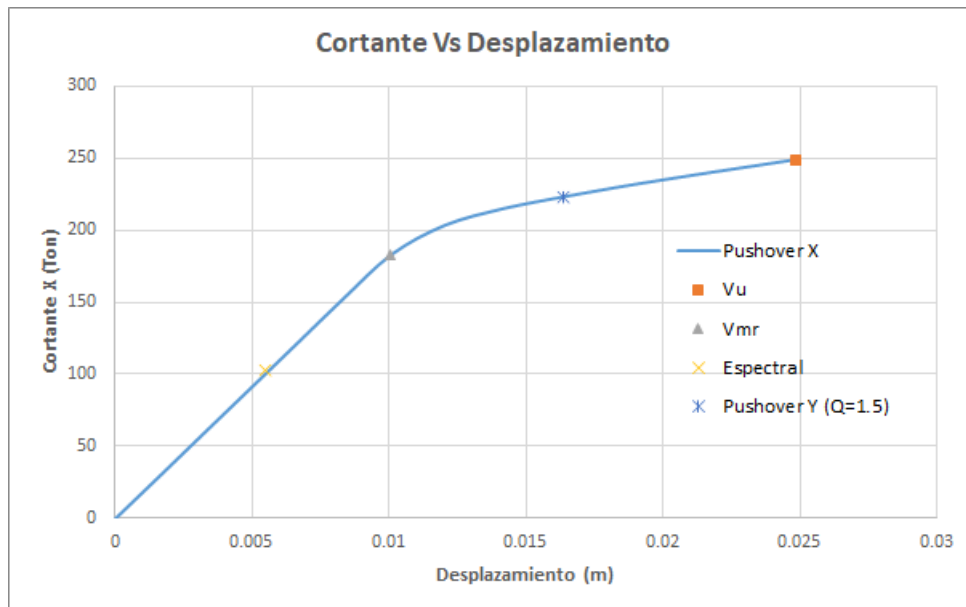


Figura 6.15 Curva de capacidad del edificio en la dirección X (BR).

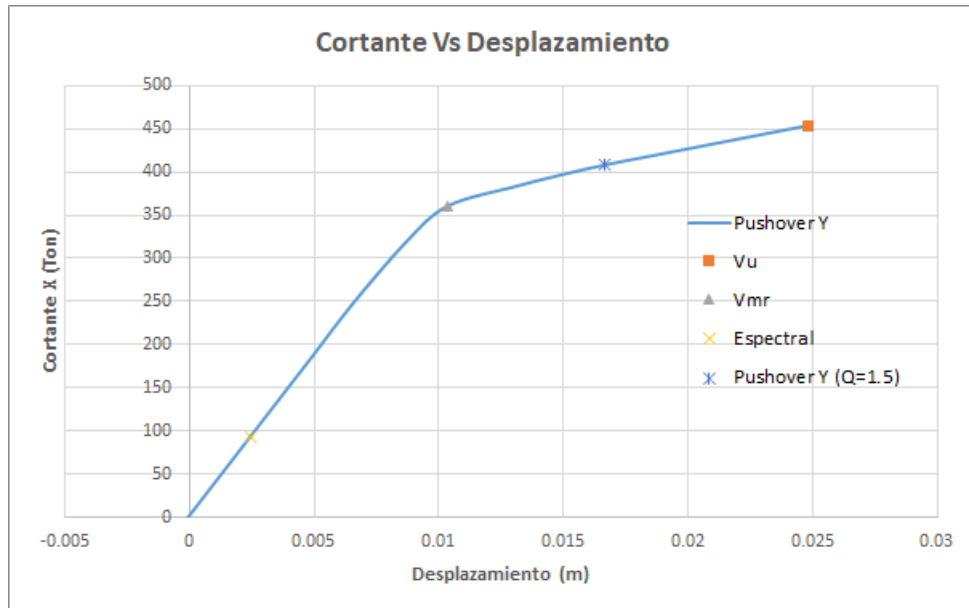


Figura 6.16 Curva de capacidad del edificio en la dirección Y (BR).

En las figuras 6.17 y 6.18 se presenta las curvas de capacidad globales de la estructura en la dirección X e Y obtenida a partir del análisis estático no lineal para el modelo con interacción suelo estructura, se puede apreciar que la curva con base flexible tiene mayores desplazamientos debido a los desplazamientos laterales y por rotación de la cimentación.

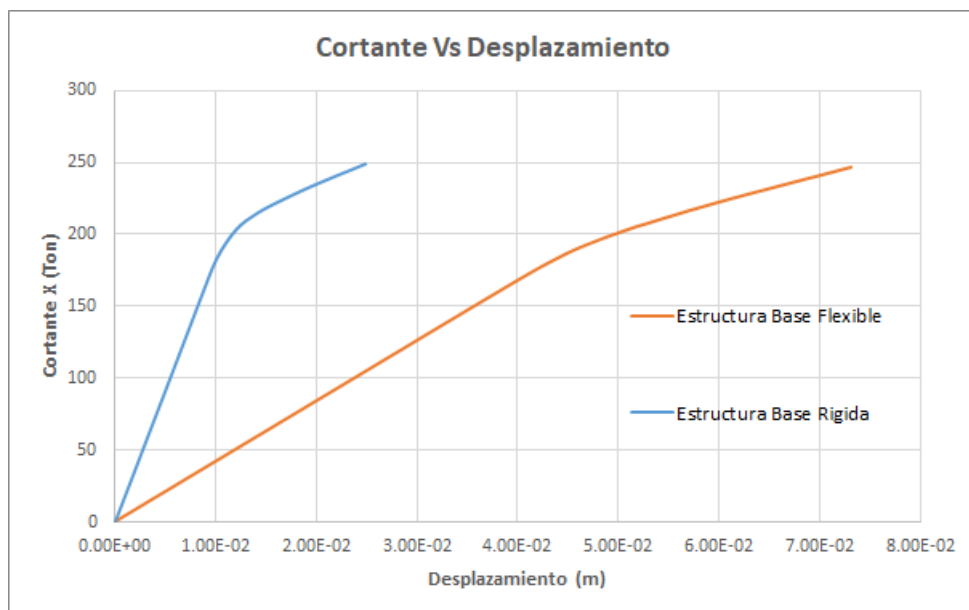


Figura 6.17 Curva de capacidad con base rígida y base flexible del edificio en estudio en la dirección X.

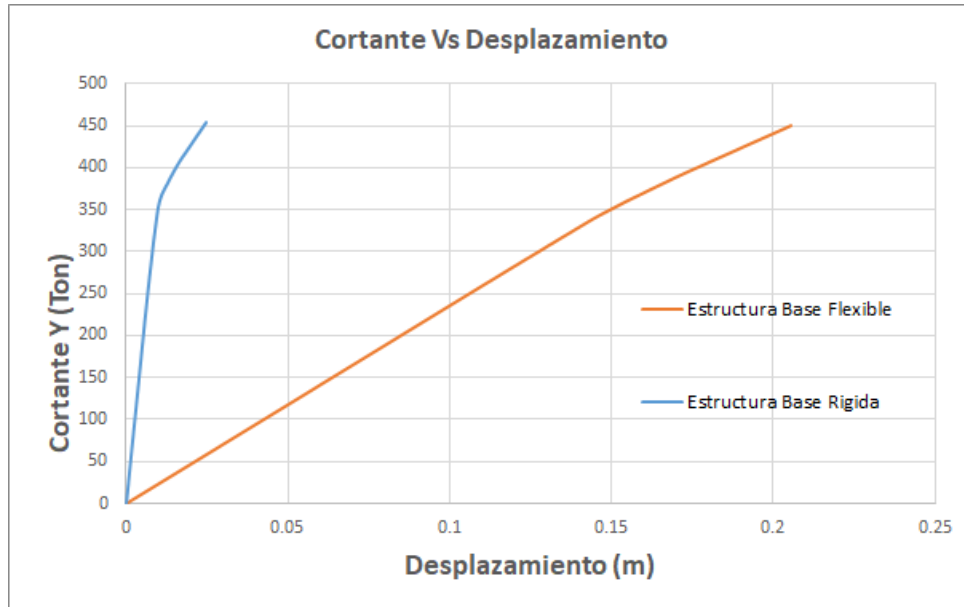


Figura 6.18 Curva de capacidad con base rígida y base flexible del edificio en estudio en la dirección Y.

De los modelos de base flexible se obtuvieron las curvas de capacidad despreciando los efectos de la cimentación. Para facilitar la comprensión de este efecto se puede observar en la figura 6.19, que los desplazamientos totales U_T se verán afectados por los efectos de cabeceo de la cimentación $H_e\phi$, desplazamiento horizontal de la cimentación U_x y deformación de la estructura U .

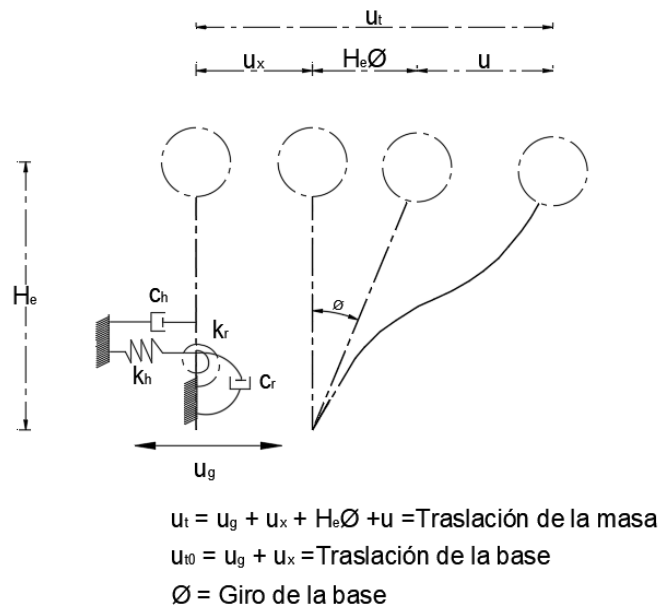


Figura 6.19 Efectos de interacción en oscilador de un solo grado de libertad.

En las figuras 6.20 y 6.21 se presenta las curvas de capacidad globales de la estructura en la dirección X e Y obtenida a partir del análisis estático no lineal para el modelo con interacción suelo estructura (modelo de Base Flexible, BF) despreciando los efectos de la cimentación.

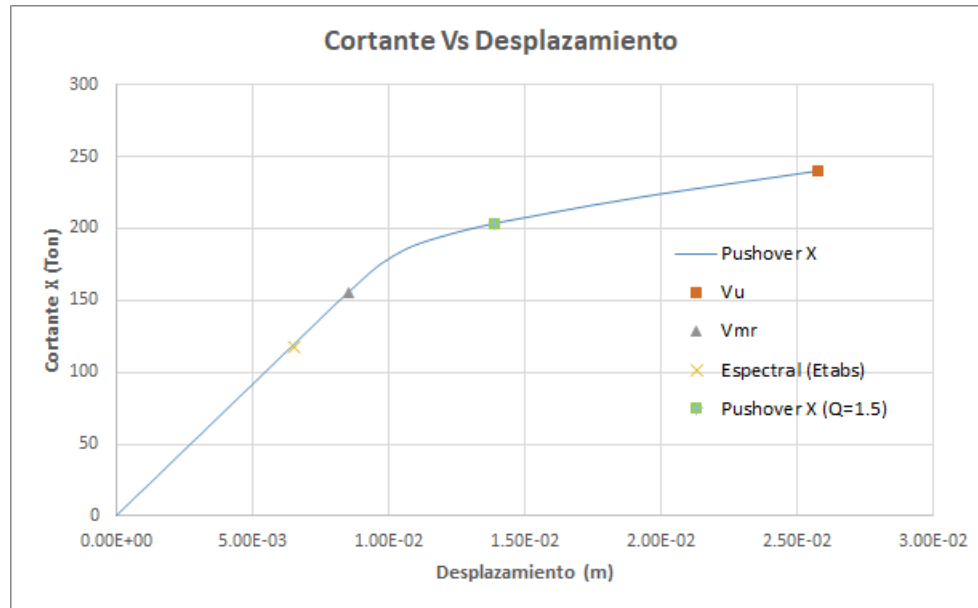


Figura 6.20 Curva de capacidad del edificio en la dirección X (BF).

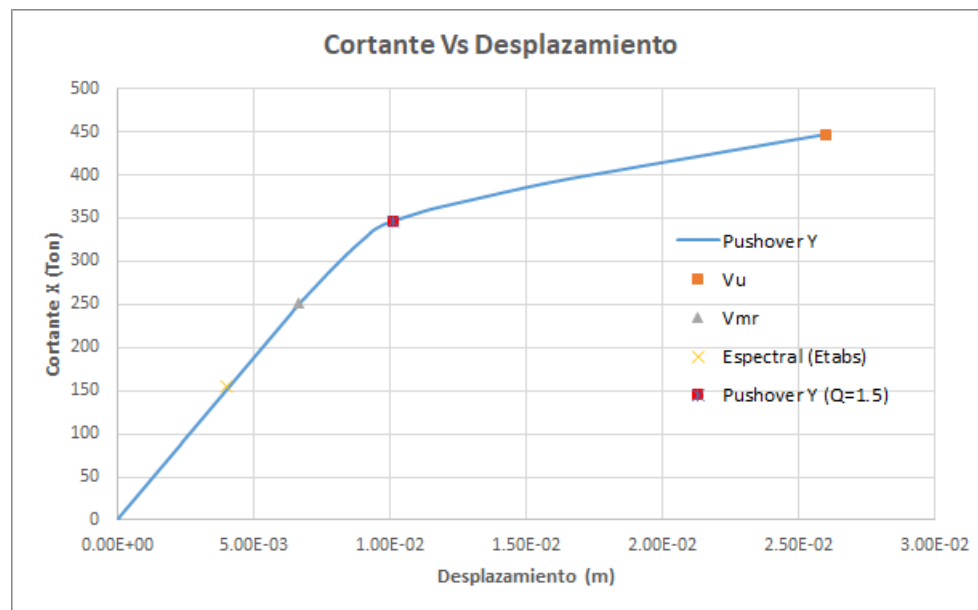


Figura 6.21 Curva de capacidad del edificio en la dirección Y (BF).

6.5. Ductilidad de desplazamiento

La ductilidad es una propiedad esencial de la respuesta inelástica de la estructura ante una excitación sísmica severa. El termino ductilidad se define a la capacidad de una estructura y componentes estructurales seleccionados a deformarse más allá de los límites elásticos con rigidez y reducción de resistencia aceptables.

Se determino con base en la curva de capacidad para cálculo de parámetros de desempeño mostrado en las figuras anteriores, el desplazamiento alcanzado en fluencia, punto de desempeño y respuesta ultima, con el fin de conocer características dúctiles de la estructura, entre las que se encuentran la ductilidad de curvatura, la ductilidad de rotación y la ductilidad por desplazamiento; siendo ésta última la más conveniente a evaluar puesto que da una idea amplia de la ductilidad impuesta a la estructura por el sismo, en contraste con la capacidad que posee la estructura de desarrollar ductilidad en términos de desplazamientos.

Se evaluó la capacidad de ductilidad de desplazamiento mediante la ecuación 6.2, utilizando los valores de desplazamiento donde ocurre la primera fluencia δ_y y el desplazamiento último esperado δ_u donde empieza a ocurrir degradación progresiva de rigidez y la estructura comienza a ser inestable, cuyos valores fueron obtenidos de la curva de capacidad.

$$U = \frac{\Delta u}{\Delta y} \quad (6.2)$$

El punto de fluencia del sistema está representado por la primera fluencia de un elemento. Como se puede apreciar se comprobó que la capacidad dúctil de la estructura fue mayor que las demandas propuestas. La ductilidad que es obtenida a partir de la curva de capacidad fue de $\mu_x = 3.03$ en la dirección X y para la dirección Y es de $\mu_y = 3.91$ para el modelo con interacción suelo estructura y para el modelo de base rígida la ductilidad es de $\mu_x = 2.47$ en la dirección X y para la dirección Y es de $\mu_y = 2.40$.

Capítulo

7. ACCIONES DE DISEÑO SOBRE LA SUBESTRUCTURA

El objetivo de este capítulo es revisar las acciones de diseño obtenidas en los muros de mampostería de planta baja.

Se realizó una investigación de las acciones para el diseño de la cimentación y los criterios que estos utilizan de diferentes reglamentos. La mayoría de estos reglamentos, dan recomendaciones de las magnitudes con las cuales será diseñada la cimentación.

El reglamento ACI-318 menciona que, para garantizar la seguridad, la cimentación se debe diseñar para que permanezcan de forma elástica, se debe diseñar con el factor de sobrerresistencia (Ω), además de cumplir ciertas combinaciones de carga y otros requisitos para cimentación.

Las NTCDC-2004 consideran dos tipos de combinaciones para las acciones de diseño, las cuales se mencionan a continuación:

a) **Primer tipo de combinación. -**

Para este tipo de combinación se tomaron en cuenta las acciones permanentes más las acciones variables, incluyendo la carga viva. Con este tipo de combinación se revisarán tanto los estados límite de servicio como los de falla. Las acciones variables se considerarán con su intensidad media para fines de cálculo de asentamientos u otros movimientos a largo plazo. Para el estado límite de falla se tomaron en cuenta las acciones permanentes más la acción variable más desfavorable con su intensidad máxima y las acciones restantes con intensidad instantánea.

b) **Segundo tipo de combinación. -**

Para este tipo de combinación se tomaron en cuenta las acciones permanentes más acciones variables con intensidad instantánea y acciones accidentales. Se revisaron los estados límite de servicio asociados a deformaciones transitorias y permanentes del suelo bajo carga accidental. Para el estado límite de falla se tomaron en cuenta las acciones permanentes más acciones variables con intensidad instantánea y acciones accidentales. Se revisaron los estados límite de falla asociados a deformaciones transitorias y permanentes del suelo bajo carga accidental. Bajo este tipo de sollicitación se deberá considerar las acciones sísmicas de la siguiente manera: 100% del sismo en una dirección y 30% en la dirección perpendicular a ella.

En las NTCDC-2004 mencionan que para tener mayor precisión de las acciones accidentales por sismo al nivel de la cimentación se debe efectuar un análisis de interacción suelo-estructura.

Los reglamentos como el de Argentina (INPRES-CIRSOC), Costa Rica (CSCR, 2002), Colombia (NSR-10) y el de Venezuela (COVENIN, 2001) todos están referenciados a las recomendaciones presentadas por el ACI y ASCE, donde especifican que las cimentaciones deberán permanecer elásticas.

El reglamento de Nueva Zelanda menciona que la cimentación debe de ser diseñada para permanecer elástica cuando la estructura experimenta ductilidad, pero si la estructura se comporta de manera elástica, la cimentación no tiene que seguir requisitos especiales para diseño sísmico.

El reglamento canadiense (CSA, 2004), también mencionan que la cimentación debe permanecer elástica, pero también se debe considerar el factor de sobrerresistencia R.

A continuación, se presentan los criterios que se consideraron para el diseño de la cimentación, este tipo de criterios considerados son los presentados por (Hernández, 2016), para ello se consideraron los elementos mecánicos presentados correspondientes a los valores de diseño de columnas de planta baja que se aplicarían al diseño de la cimentación.

- Análisis Estático No Lineal.** - Como ya se mencionó en el capítulo anterior, con el Análisis Estático No Lineal se obtiene la curva de capacidad de toda la estructura, esta curva es la representación gráfica entre el cortante en la base y el desplazamiento del ultimo nivel de la estructura. Este tipo de análisis da como resultado una respuesta de la estructura y nos da una buena comprensión de cómo se comporta la estructura bajo estos factores.
- NTC-2004.**- Este criterio es el propuesto por las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones (NTCDCC, 2004), se tomaron en cuenta las combinaciones de acciones en el diseño como los establecen las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones (NTCDCC, 2004) en su apartado 3.1.
- Espectro A*R.** - Este tipo de criterio se basa en obtener el espectro elástico transparente, este tipo de espectro (a' , ver capítulo 5) es el propuesto por las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, únicamente que el espectro se multiplica por el factor de sobrerresistencia (R). Los espectros suavizados son los especificados en el apéndice A de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS, 2004).

Los espectros que se muestran a continuación tomaron las mismas bases que se establecieron en el capítulo 5, en donde se formo un nuevo espectro combinado entre la base rígida y base flexible, en donde se modificó únicamente en el modo fundamental de vibrar de la estructura con base flexible, con la finalidad de obtener la respuesta de la estructura modificando el periodo fundamental de vibrar con IDSE.

En la figura 7.1 se muestra el espectro AR correspondiente al modelo con base flexible.

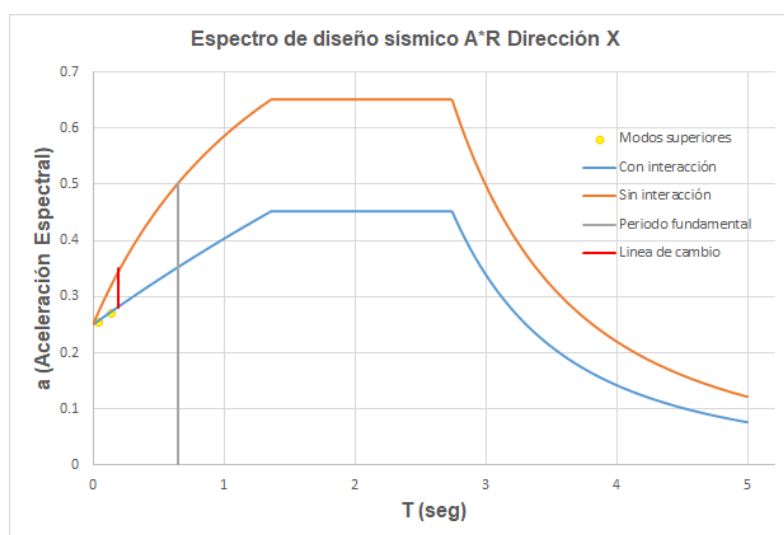


Figura 7.1 Espectro AR con IDSE, análisis en el eje X para el modelo con base flexible.

En las figuras 7.2 y 7.4 se muestran los espectros AR reducidos combinados correspondientes al modelo con base flexible en las dos direcciones.

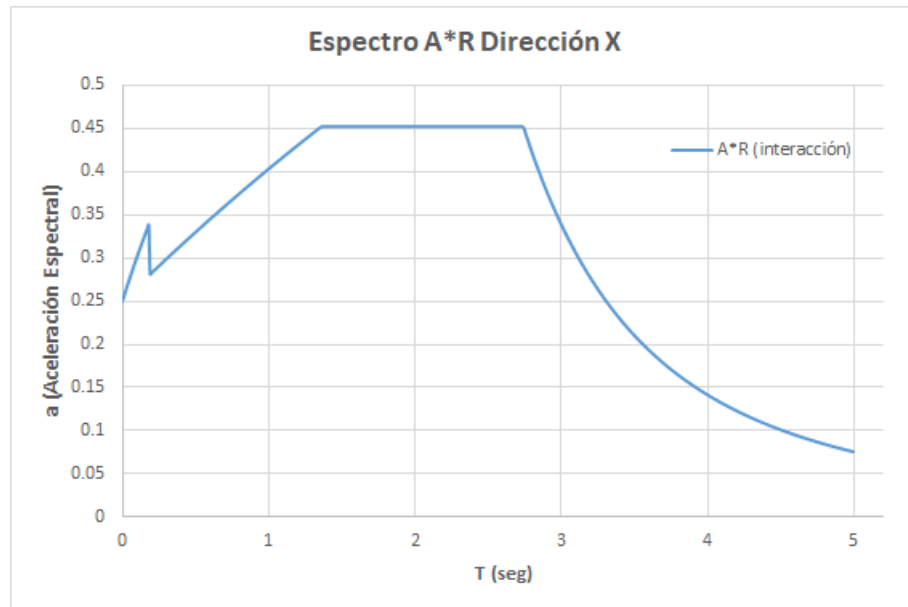


Figura 7.2 Espectro AR combinado para el modelo con base flexible en la dirección X.

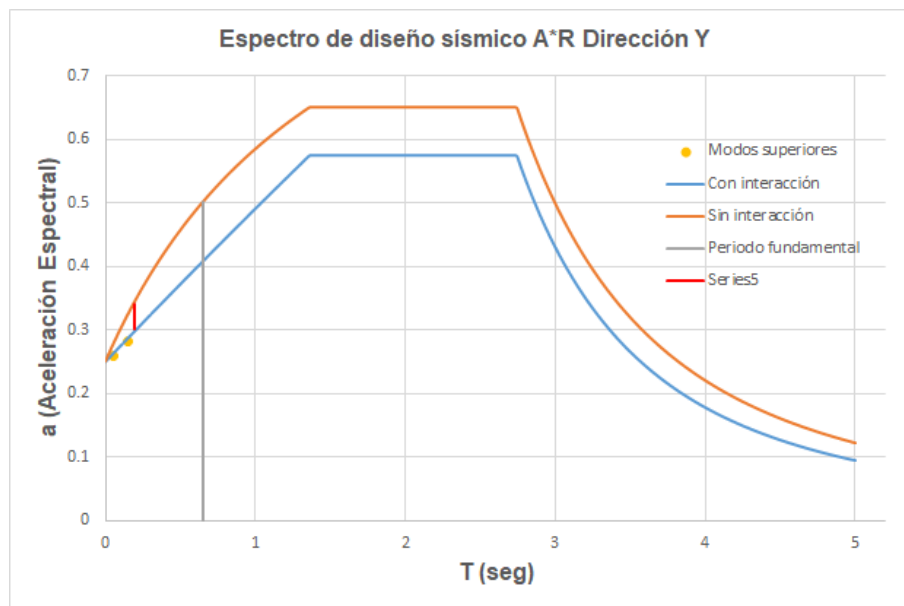


Figura 7.3 Espectro AR con IDSE, análisis en el eje Y para el modelo con base flexible.

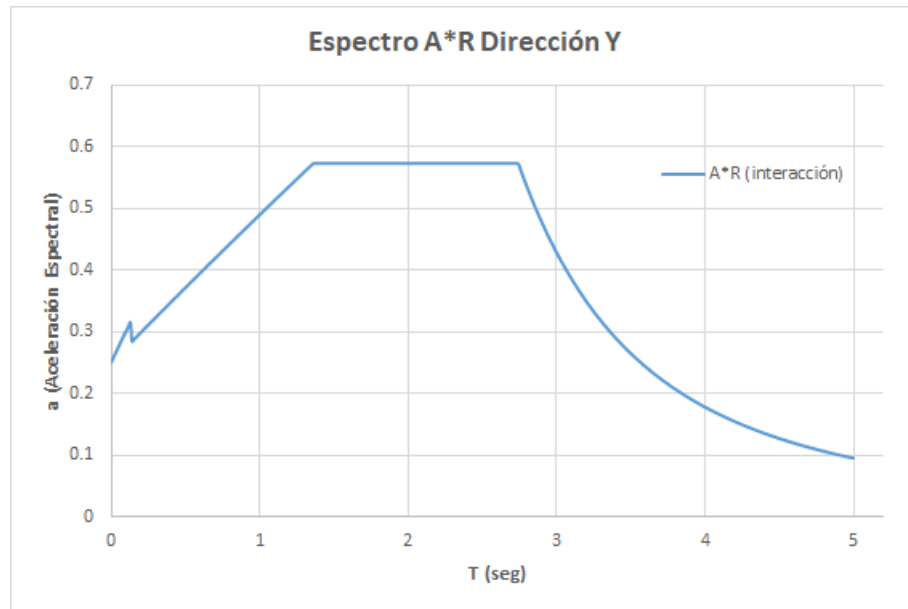


Figura 7.4 Espectro AR combinado para el modelo con base flexible en la dirección Y.

- d) **Espectro Transparente.** - Este tipo de criterio se basa en obtener el espectro elástico transparente, este tipo de espectro (a, ver capítulo 5) es el propuesto por las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, únicamente que el espectro no se reduce por el factor de sobrerresistencia (R). Los espectros suavizados son los especificados en el apéndice A de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS, 2004). En la figura 7.5 se muestra el espectro transparente correspondientes al modelo con base flexible.

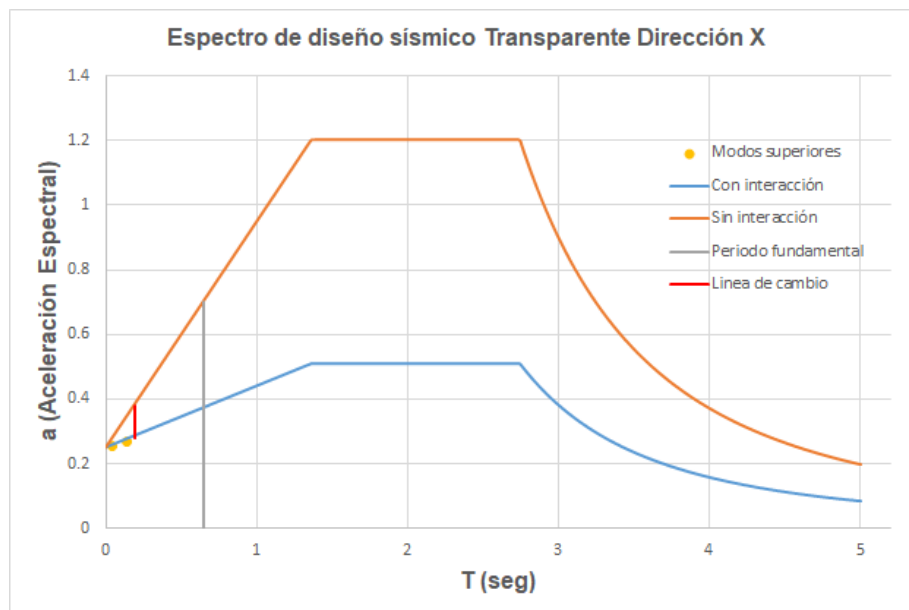


Figura 7.5 Espectro Transparente con IDSE, análisis en el eje X para el modelo con base flexible.

En las figuras 7.6 y 7.8 se muestran los espectros transparentes combinados correspondientes al modelo con base flexible en las dos direcciones.

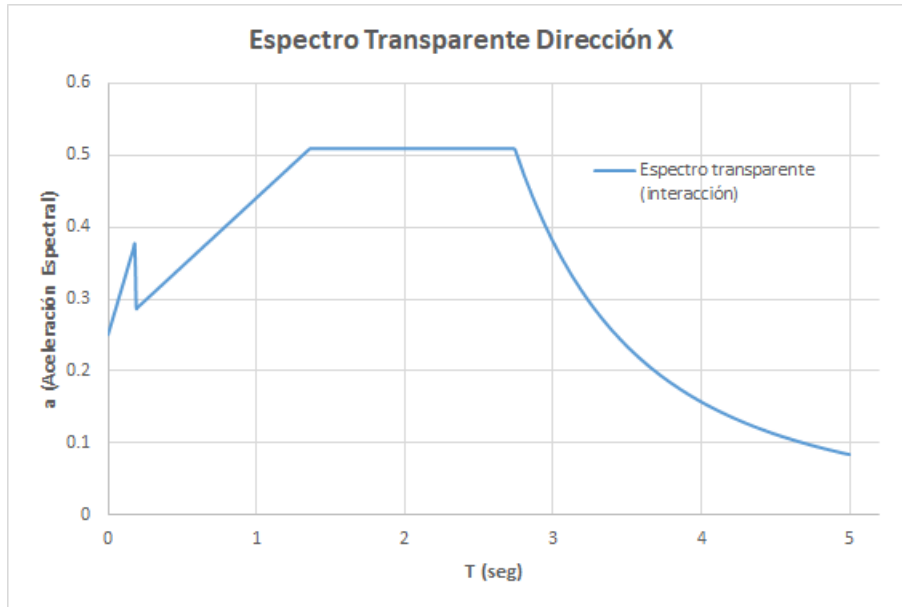


Figura 7.6 Espectro Transparente combinado para el modelo con base flexible en la dirección X.

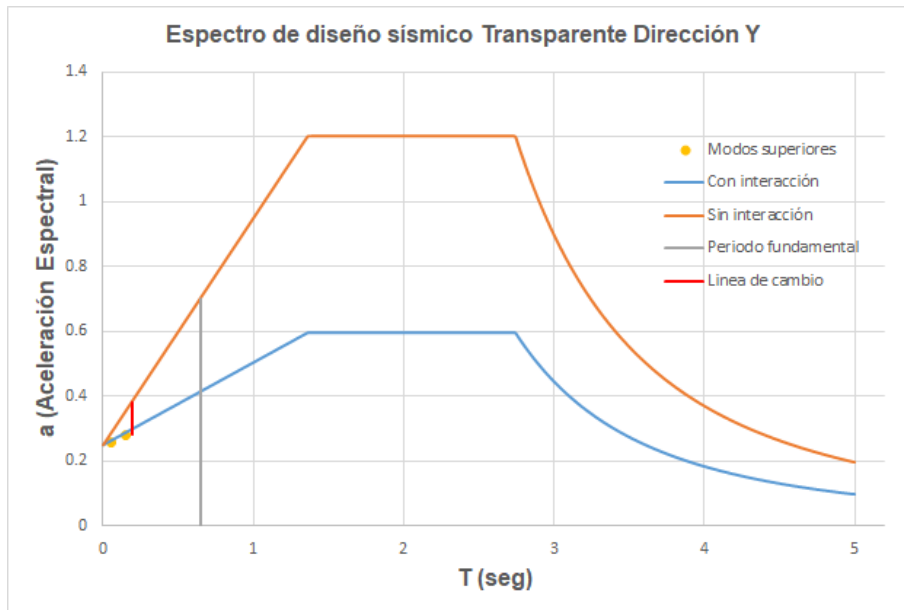


Figura 7.7 Espectro Transparente con IDSE, análisis en el eje Y para el modelo con base flexible.

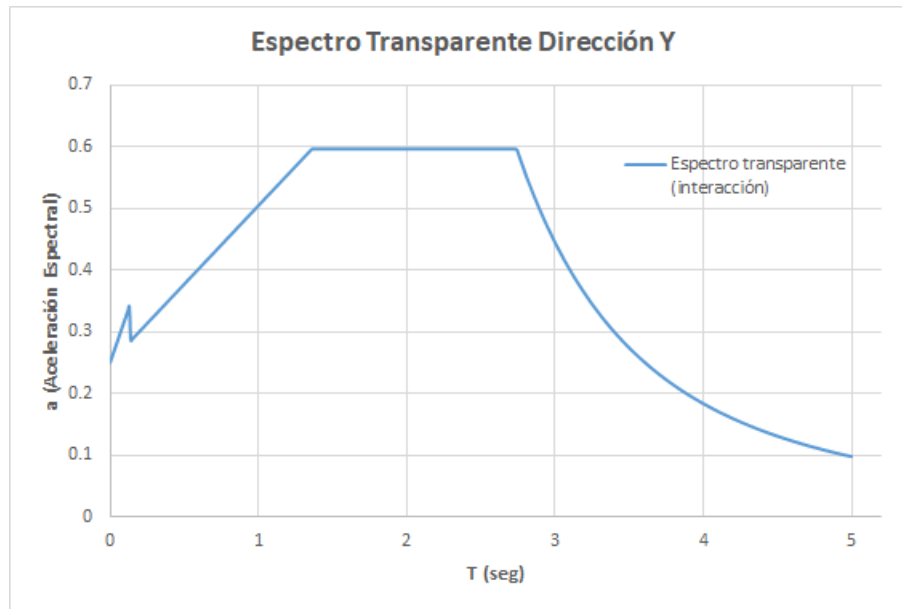


Figura 7.8 Espectro Transparente combinado para el modelo con base flexible en la dirección Y.

- e) **Espectro Elástico.** - Este tipo de criterio se basa en obtener el espectro elástico, este tipo de espectro (a, ver capítulo 5) es el propuesto por las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo únicamente que el espectro se divide entre la sobrerresistencia (R) y considera un factor de comportamiento sísmico ($Q = 1$). Los espectros suavizados son los especificados en el apéndice A de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS, 2004). En la figura 7.9 se muestra el espectro elástico correspondientes al modelo con base flexible.

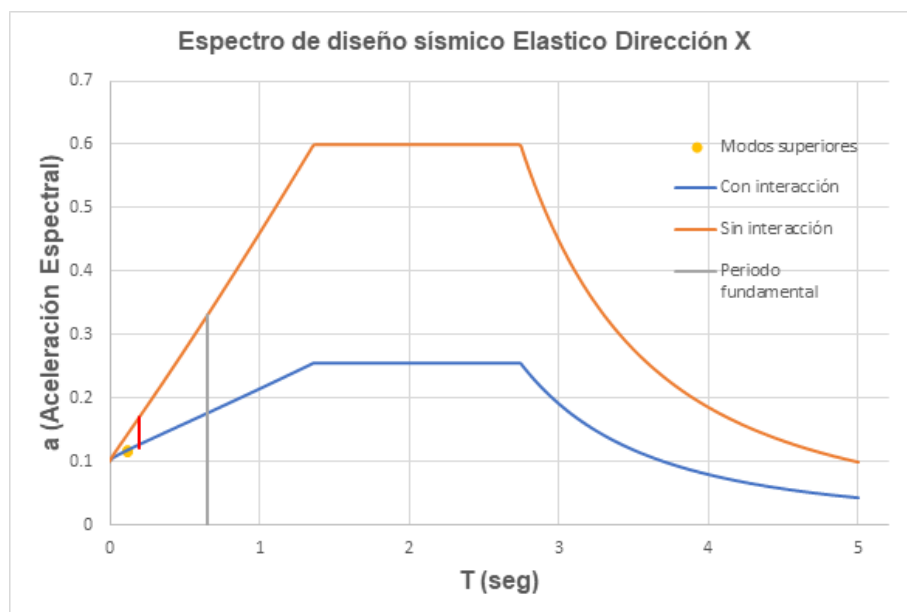


Figura 7.9 Espectro Elástico con IDSE, análisis en el eje X para el modelo con base flexible.

En las figuras 7.10 y 7.12 se muestran los espectros elásticos combinados correspondientes al modelo con base flexible en las dos direcciones.

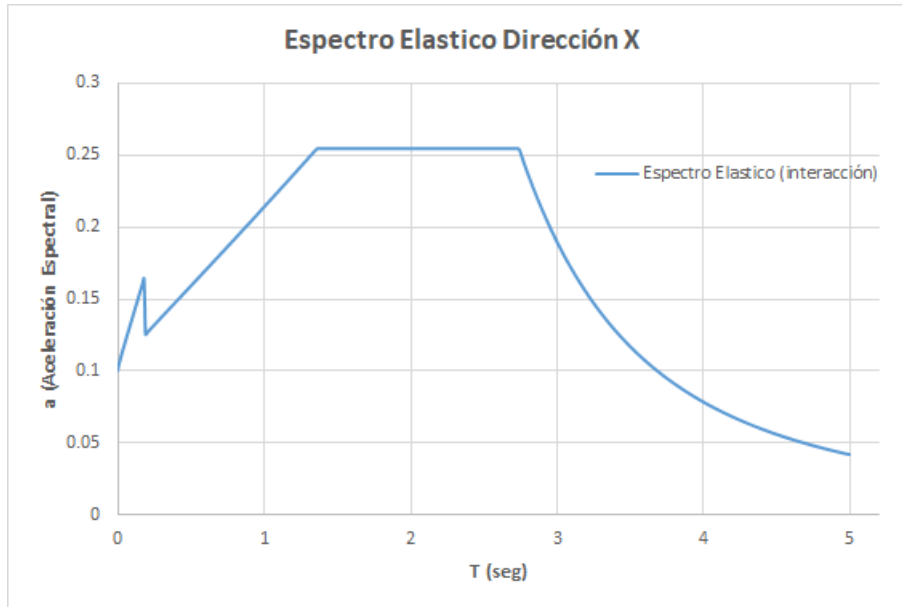


Figura 7.10 Espectro Elástico combinado para el modelo con base flexible en la dirección X.

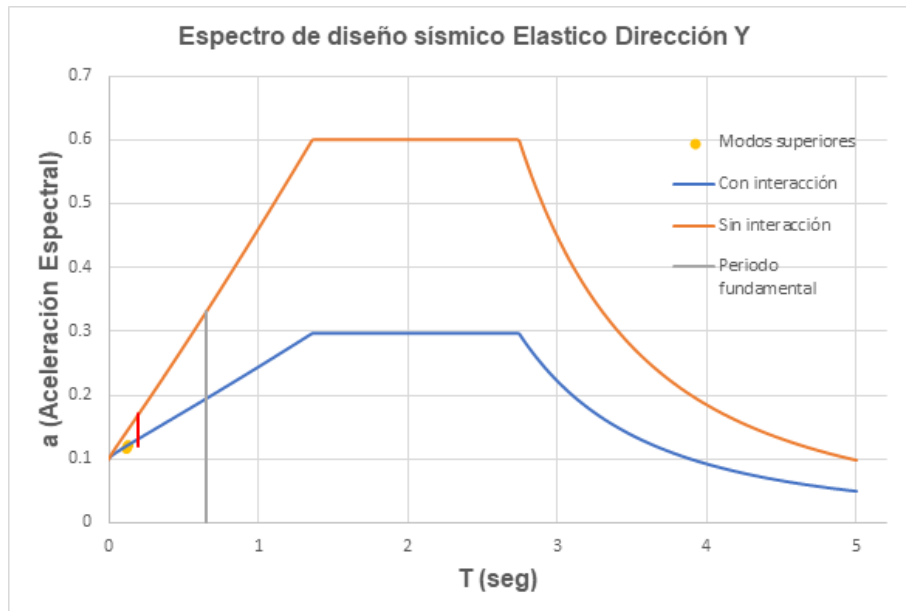


Figura 7.11 Espectro Elástico con IDSE, análisis en el eje Y para el modelo con base flexible.

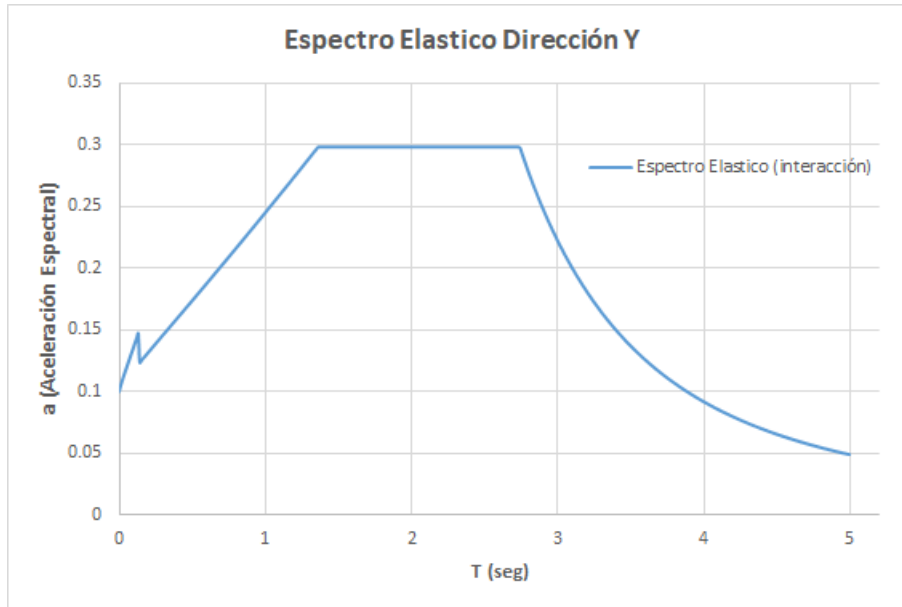


Figura 7.12 Espectro Elástico combinado para el modelo con base flexible en la dirección Y.

7.1. Revisión de resultados

Los criterios antes mencionados para el diseño de la cimentación se introdujeron a los 2 modelos en estudio realizados en el programa ETABS (CSI, 1995), para que posteriormente se obtuvieran los resultados de las acciones en cada muro de planta baja. Los resultados que se muestran más adelante son los correspondientes a cortante para ambos edificios. En las figuras 7.13 y 7.14 se muestra la distribución de muros para la comprensión de los resultados que se presentaran más adelante.

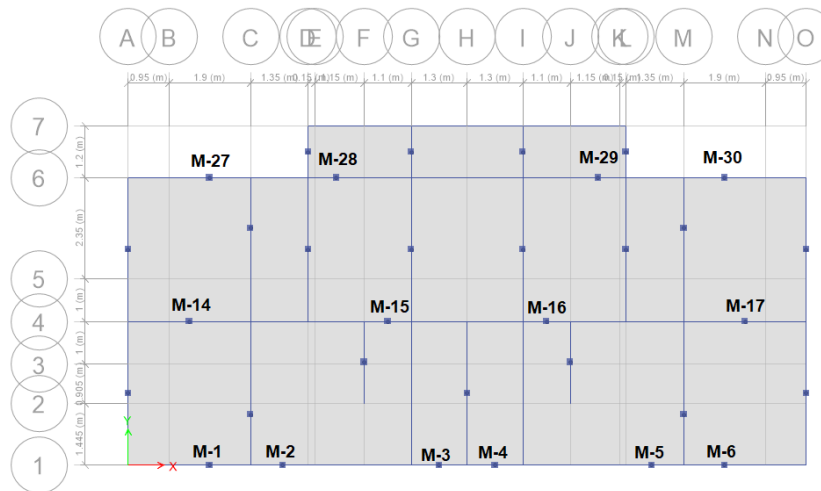


Figura 7.13 Numeración de los muros en la dirección X.

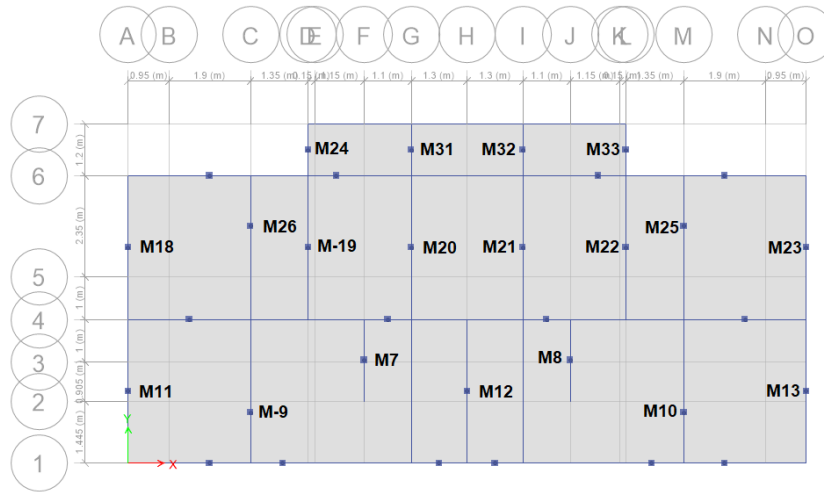


Figura 7.14 Numeración de los muros en la dirección Y.

7.2. Resultados del edificio de base rígida (sin interacción suelo estructura)

En las figuras 7.15 y 7.16, se muestran los resultados en las dos direcciones de análisis de la fuerza cortante del edificio.

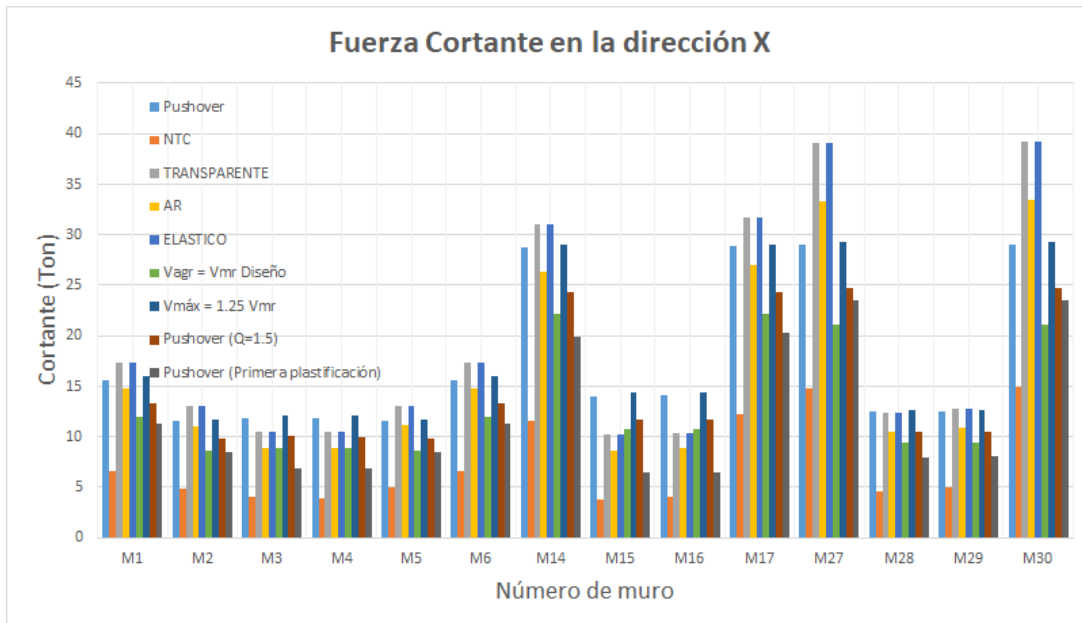


Figura 7.15 Resultados de fuerza cortante en la dirección X del modelo de base rígida (modelo sin interacción suelo estructura).

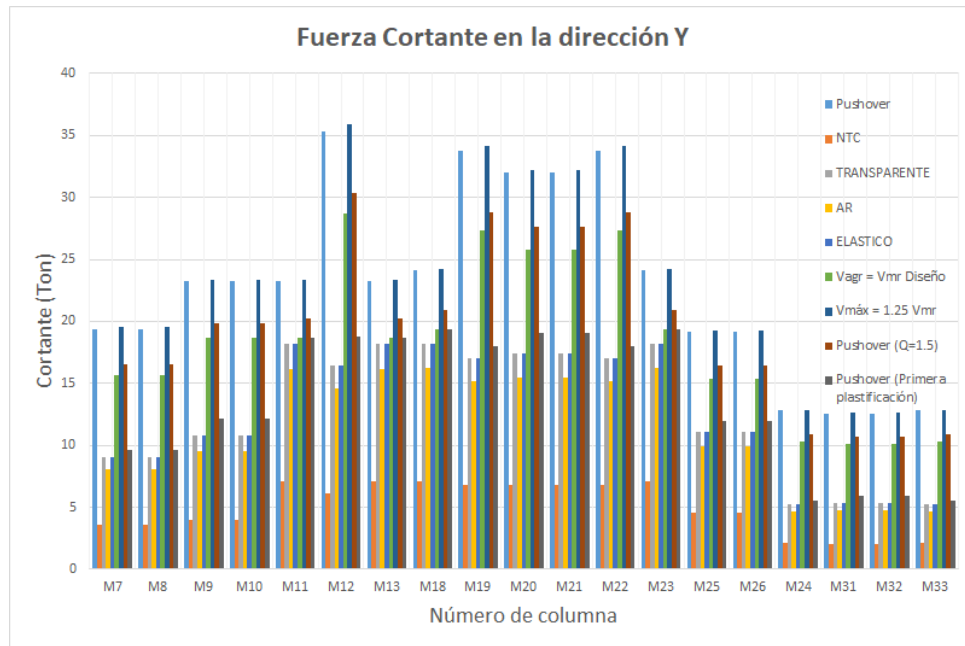


Figura 7.16 Resultados de fuerza cortante en la dirección Y del modelo de base rígida (modelo sin interacción suelo estructura).

Como ya se mencionó anteriormente en el capítulo 6, “ V_{agr} ” es el cortante de diseño de la mampostería (V_{mr}) propuesto por la norma mexicana donde ocurre el primer agrietamiento diagonal de la mampostería y “ $V_{máx}$ ” es la resistencia máxima de la mampostería que ocurre a $1.25 V_{agr}$. En este tipo de graficas se puede apreciar mejor como la fuerza cortante propuesta en las normas mexicanas (NTC, 2004) se encuentra muy por debajo de lo esperado de un análisis estático no lineal. Por otra parte, buscando un criterio en la gráfica que se aproxime a los resultados del análisis estático no lineal se puede apreciar que el criterio “ $V_{máx}$ ” da resultados iguales o mayores respecto al análisis estático no lineal en las dos direcciones, por lo cual este criterio sería adecuado para el diseño de las cimentaciones.

Como se puede apreciar el criterio del espectro transparente y el espectro elástico tienen un comportamiento igual ya que en este caso el espectro entre estos dos es idéntico debido al factor de comportamiento sísmico (Q) también se puede observar que estos dos criterios en la mayoría de los resultados de los muros llegan a ser de la mitad del análisis estático no lineal en la dirección Y, en cambio, en la dirección X estos tipos de criterio sobrepasan los resultados del análisis estático no lineal, por lo tanto, estos tipos de criterios llevaría a diseñar cimentaciones insuficientes por una parte o sobradas por la otra, quedando estos criterios descartados para ser una evaluación por sus índices muy bajos y muy elevados a la vez en comparación de otros criterios.

En el espectro AR se puede apreciar como la fuerza cortante ejercida por este tipo de criterio es superior a las ejercidas que la norma mexicana (NTC, 2004) sin embargo en la mayoría de los resultados está por debajo que el análisis estático no lineal, dando un diseño de la cimentación también insuficiente.

Un comportamiento similar son los criterios “ V_{agr} ” y “Pushover ($Q = 1.5$)” estos resultados se podrían multiplicar por un factor de 1.2 para poder obtener resultados iguales o mayores a los propuestos por el análisis estático no lineal, por lo cual estos dos tipos de criterios podrían también ser una propuesta interesante para su evaluación.

En las siguientes figuras se hace una mejor representación de los resultados de la magnitud de las acciones de diseño sobre la cimentación (fuerza cortante del edificio) en las dos direcciones normalizado con respecto al análisis estático no lineal (AENL). Cabe mencionar que los valores que se encuentran por encima de la línea llamada Pushover, lo que indica es que los resultados están por encima del Análisis Estático No Lineal (Pushover), por otra parte, los resultados encontrados por debajo indican que los resultados son menores que el Análisis Estático No Lineal (Pushover).

Como se observa en la figura 7.17 y 7.18, la norma mexicana (NTC, 2004) se encuentra por debajo del valor numérico respecto al análisis estático no lineal (AENL), por otra parte, el análisis “ $V_{m\acute{a}x}$ ” da resultados cercanos al AENL particularmente para este modelo, por lo cual este análisis sería adecuado para el diseño de las cimentaciones. Un comportamiento similar son los análisis “ V_{agr} ” y “Pushover ($Q = 1.5$)” que multiplicándolos por un factor de 1.2 se obtienen resultados cercanos al AENL por lo cual estos dos tipos de análisis podrían ser una propuesta interesante.

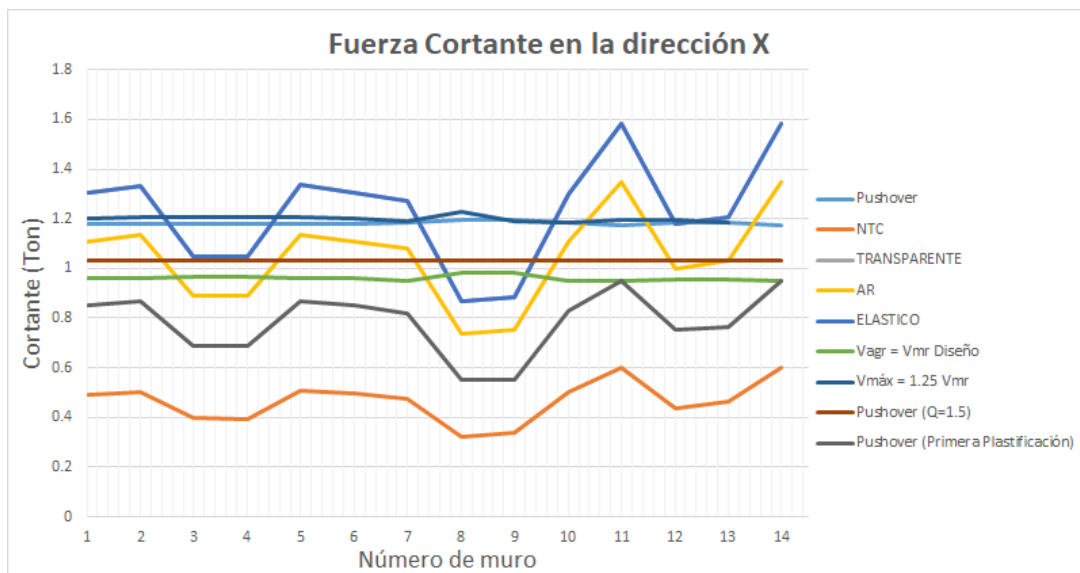


Figura 7.17 Resultados normalizados de fuerza cortante en la dirección X del modelo de base rígida (modelo sin interacción suelo estructura).

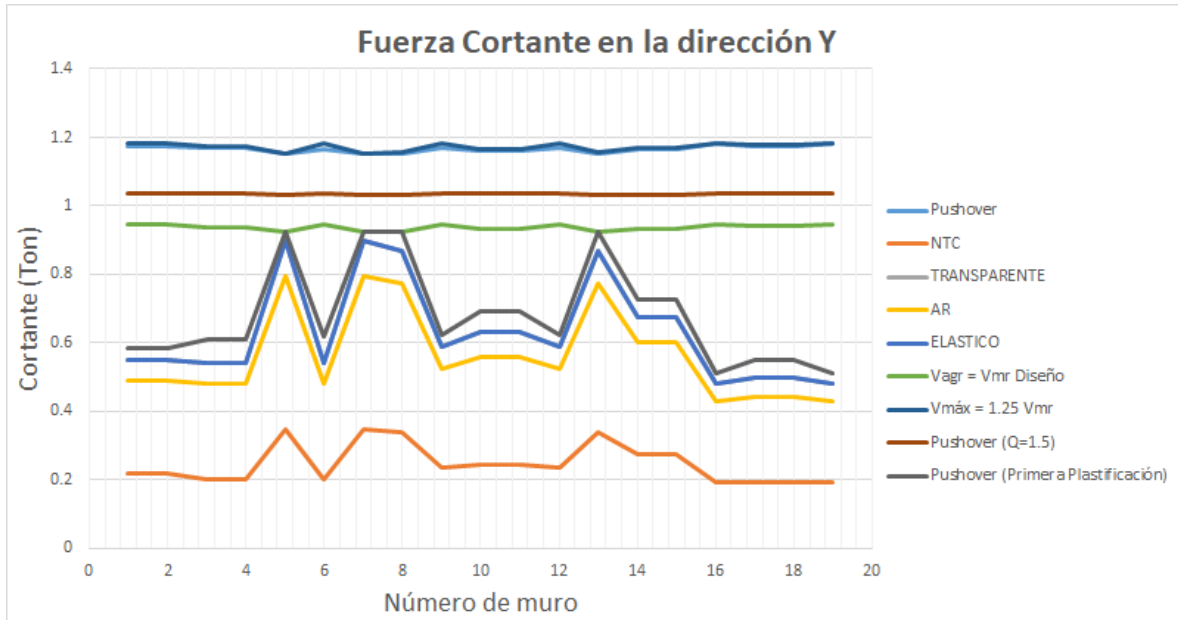


Figura 7.18 Resultados normalizados de fuerza cortante en la dirección Y del modelo de base rígida (modelo sin interacción suelo estructura).

7.3. Resultados del edificio de base flexible (con interacción suelo estructura)

En las figuras se presentan los resultados de las acciones de diseño para cada elemento mecánico de planta baja en las dos direcciones de análisis.

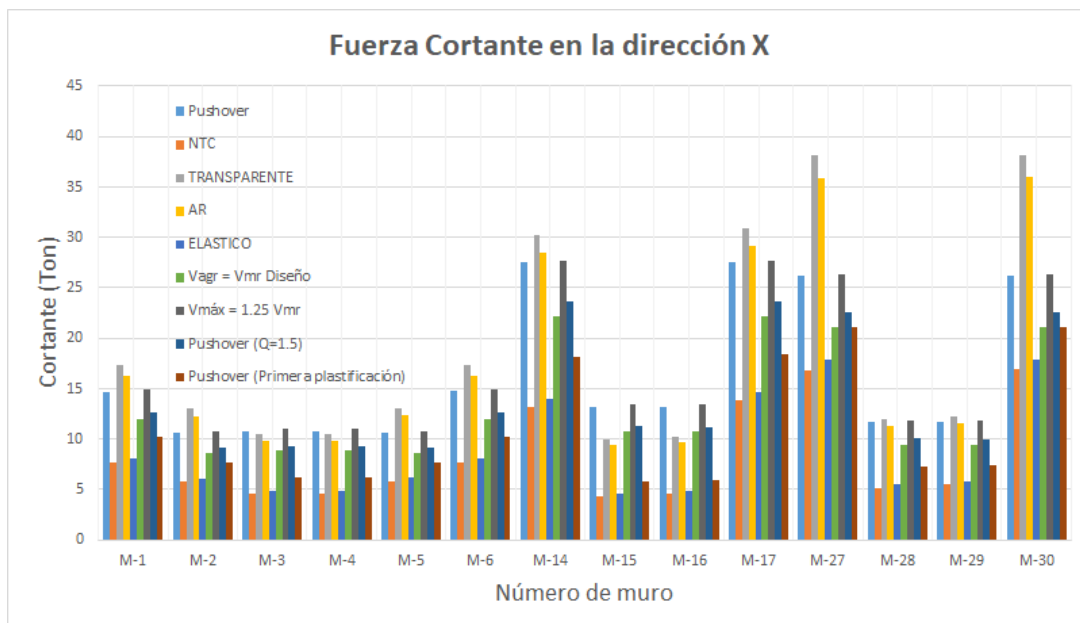


Figura 7.19 Resultados de fuerza cortante en la dirección X del modelo de base flexible (modelo con interacción suelo estructura).

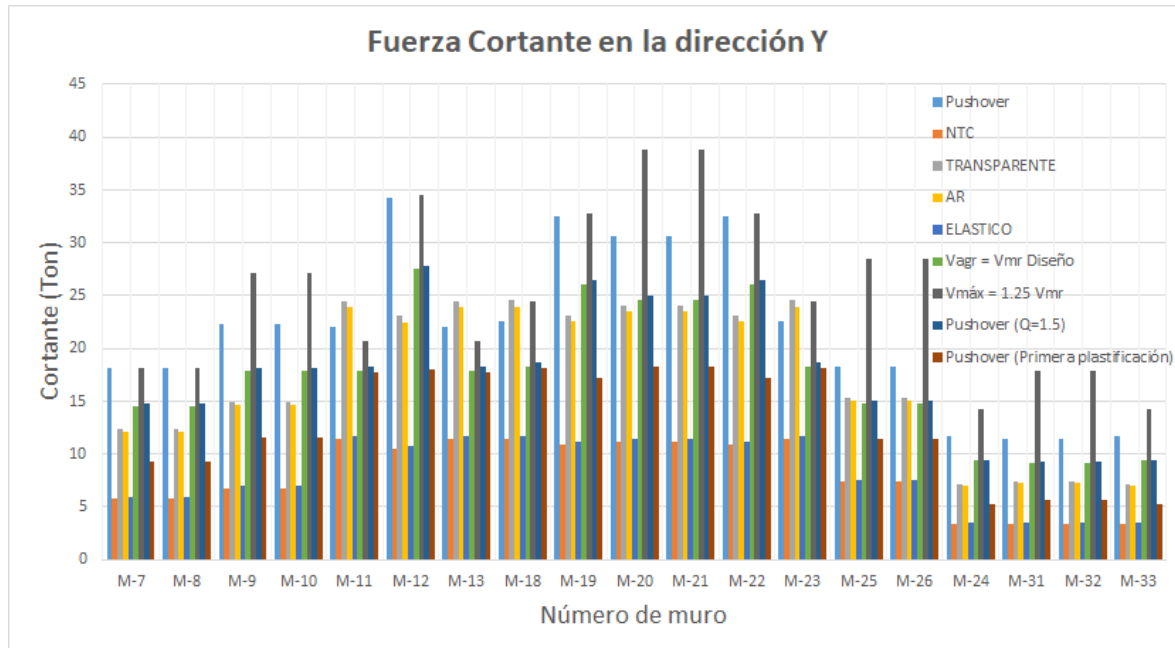


Figura 7.20 Resultados de fuerza cortante en la dirección Y del modelo de base flexible (modelo con interacción suelo estructura).

En este tipo de graficas también se puede apreciar como la fuerza cortante ejercida por las normas mexicanas (NTC, 2004) se encuentra muy por debajo de lo esperado de un análisis estático no lineal. Por otra parte, buscando un criterio en la gráfica que se aproxime a los resultados del análisis estático no lineal se puede apreciar que otra vez el criterio “ $V_{máx}$ ” da resultados iguales o mayores respecto al análisis estático no lineal en las dos direcciones, por lo cual este criterio sería adecuado.

Como se puede apreciar el criterio del espectro transparente y el espectro AR tienen un comportamiento similar, también se puede observar que estos dos criterios en la mayoría de los resultados de los muros llegan a estar por debajo del análisis estático no lineal en la dirección Y, en cambio, en la dirección X estos tipos de criterio sobrepasan los resultados del análisis estático no lineal, por lo tanto, estos tipos de criterios llevaría a diseñar cimentaciones insuficientes por una parte o sobradas por la otra, quedando estos criterios descartados para ser una evaluación por sus índices muy bajos y muy elevados a la vez en comparación de otros criterios.

En el espectro elástico se puede apreciar como la fuerza cortante propuesta por este tipo de criterio es un poco superior a las propuestas por la norma mexicana (NTC, 2004) sin embargo en la mayoría de los resultados está por debajo que el análisis estático no lineal, en la mayoría de estos resultados se puede apreciar como el análisis estático no lineal supera al doble a estos dos tipos de criterio, dando un diseño de la cimentación también insuficiente.

Un comportamiento similar son los criterios “ V_{agr} ” y “Pushover ($Q = 1.5$)” estos resultados se podrían multiplicar por un factor de 1.2 para poder obtener resultados iguales o mayores a los propuestos por el análisis estático no lineal, por lo cual estos dos tipos de criterios podrían también ser una propuesta interesante para su evaluación.

En las siguientes figuras se hace una mejor representación de los resultados de la magnitud de las acciones de diseño sobre la cimentación (fuerza cortante del edificio) en las dos direcciones normalizado con respecto al análisis estático no lineal ($Q = 1.5$) y se puede observar lo que se mencionó anteriormente, la normativa mexicana (NTC, 2004) no alcanza el valor respecto al análisis estático no lineal (AENL). Como se observa otra vez el análisis “ $V_{m\acute{a}x}$ ” da resultados congruentes respecto al AENL, así como también los análisis “ V_{agr} ” y “Pushover ($Q = 1.5$)” aplicándoles un factor de comportamiento de 1.2.

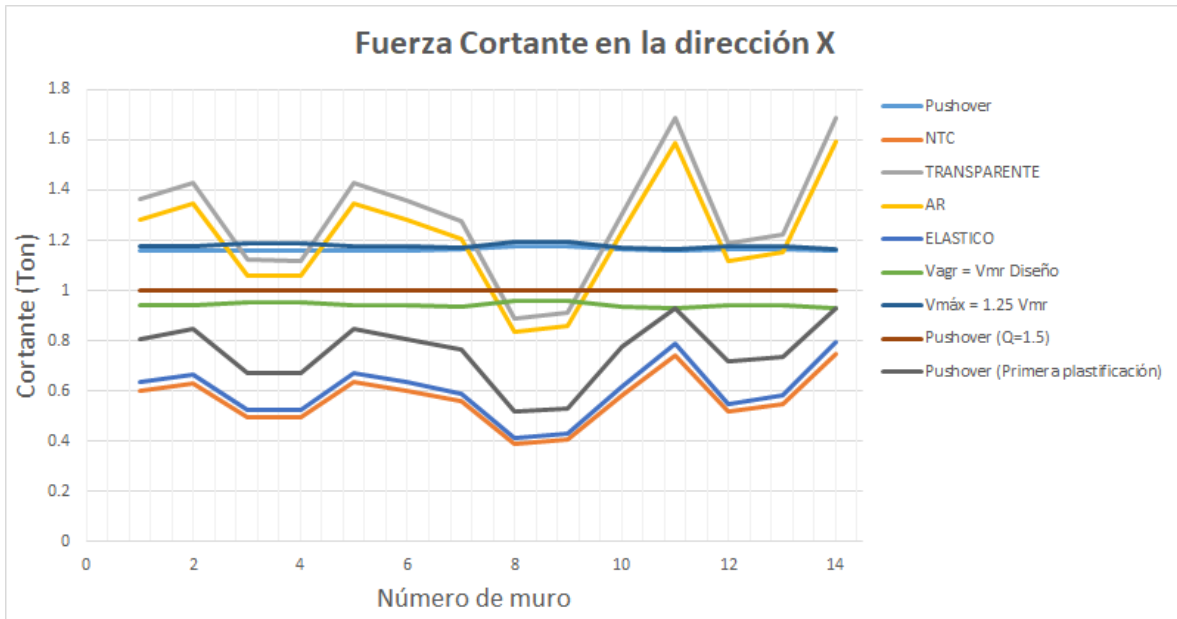


Figura 7.21 Resultados normalizados de fuerza cortante en la dirección X del modelo de base flexible (modelo con interacción suelo estructura).

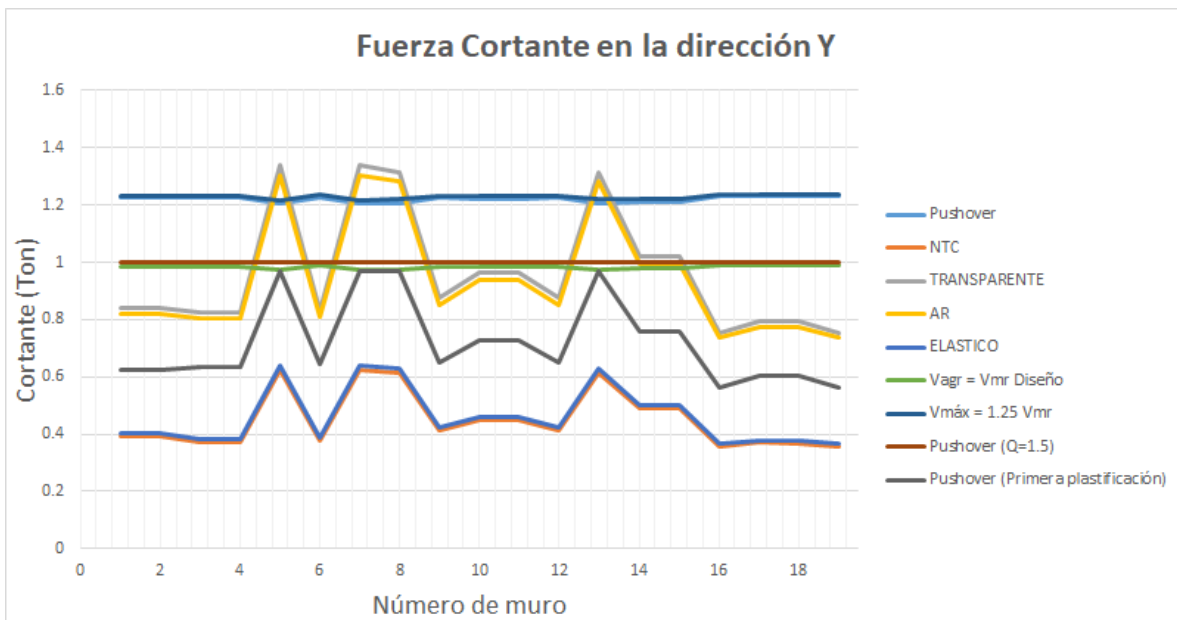


Figura 7.22 Resultados normalizados de fuerza cortante en la dirección Y del modelo de base flexible (modelo con interacción suelo estructura).

Capítulo

8. CONCLUSIONES

En este capítulo se resumen las principales contribuciones y resultados de esta tesis y se exponen las conclusiones más relevantes.

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones (NTCDCC, 2004) estipulan que para el diseño de la cimentación se utilice el cortante de diseño de la estructura (V_d). Sin embargo, es posible que esta acción no corresponda a las fuerzas máximas que pueda experimentar la cimentación. Debido a la sobrerresistencia de los sistemas estructurales, podría suceder que la estructura desarrollara un cortante basal (V_b) mayor que el cortante de diseño (V_d). Esto implicaría una posible falla de todo el sistema.

En este trabajo se determinaron las acciones de diseño sobre la cimentación, para ello se consideraron las acciones de diseño obtenidas en el empotramiento de los muros de planta baja mediante el análisis estático no lineal. Mediante este análisis se obtiene la curva de capacidad para determinar las acciones últimas y también aporta información relevante sobre el comportamiento y nivel de daño de la estructura.

El modelo en estudio, es una estructura de 5 niveles de muros de mampostería confinada basándose en el método de la columna ancha, en el cual el método se basa en transformar cada muro de mampostería de la estructura en una columna ancha. El modelo se ubicó en dos tipos de estratos, un suelo puramente cohesivo y un suelo puramente friccionante, en los cuales uno de ellos es representativo de la zona de lago de la Ciudad de México y consistentes con el espectro de diseño utilizado. La interacción suelo-estructura toma relevancia para el estrato que es un suelo blando (suelo cohesivo), debido a que este efecto provoca un alargamiento en el periodo de vibración de la estructura, la modificación del amortiguamiento, la reducción de la ductilidad en la estructura y los factores de comportamiento sísmico, ya que las rigideces equivalentes, masas, momentos de inercia y coeficiente de amortiguamiento cambian debido a que el suelo es flexible. Por lo dicho anteriormente tenemos una estructura de base rígida y una estructura de base flexible. El factor de comportamiento sísmico (Q) que se utilizó para los modelos en cuestión fue de $Q = 1.5$ ya que todos sus entrepisos son de muros de mampostería y la resistencia a fuerzas laterales es suministrada por estos. Para el cálculo del espectro de diseño utilizado se obtuvieron de los criterios del Apéndice A de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS, 2004) tomando en consideración los conceptos que establecen en estas mismas normas. Los modelos se revisaron bajo los distintos estados límites que establecen las Normas Técnicas Complementarias (NTC, 2004), los cuales son estado límite de falla y estado límite de servicio.

De los resultados obtenidos en el análisis lineal, el modelo estructural cumple con los requerimientos solicitados por la normativa mexicana.

En la presente investigación se realizaron estudios analíticos que permiten evaluar la importancia de los efectos inerciales de interacción suelo-estructura, debido a la flexibilidad del suelo para estructuras ubicadas en la zona de lago de la Ciudad de México. Se estableció un modelo matemático de un oscilador simple que considera los movimientos de traslación y rotación en la base generados por la flexibilidad del suelo ante cualquier tipo de movimiento. Se puede apreciar la importancia de los efectos ISE en términos del periodo de la estructura apoyada en suelo rígido. Se observó que la estructura con base flexible en sus parámetros modales como lo son los periodos naturales de la estructura y el amortiguamiento en comparación de la estructura con base rígida cambian significativamente en la estructura, esto es debido a la flexibilidad del sistema suelo-cimentación.

De acuerdo con lo antes expuesto se puede decir que el factor de interacción se incrementa en las regiones espectrales donde existen periodos cortos y en base a investigaciones pasadas se reduce en las regiones estructurales de periodos medios. También se puede constatar que la influencia de la ductilidad es significativa para estructuras con periodos cortos.

Con los resultados obtenidos se puede determinar que los efectos ISE, pueden ser o no favorables dependiendo de las propiedades dinámicas del sistema. Tomando en cuenta los efectos de la interacción suelo-estructura pueden ocasionar aumentos o reducciones en las aceleraciones espectrales, los cuales modificarán el cortante basal y obviamente modificando la cimentación. En esta investigación se pudo apreciar aumentos en las aceleraciones espectrales, siendo este último un efecto desfavorable en el diseño de la estructura.

Las estructuras deben ser revisadas para demandas sísmicas mayores a las utilizadas en su diseño original, debido a que algunas estructuras se basan en criterios simplificados que se incluyen en los códigos de diseño, sin embargo, por medio de estos procedimientos no es posible estimar adecuadamente el comportamiento de la estructura frente a las demandas sísmicas de hoy en día. Por ello mediante un procedimiento basado en diseño por desempeño, es posible estimar de manera más realista las demandas sísmicas locales y globales en una estructura.

Con los datos obtenidos del análisis estático no lineal (Pushover) se obtuvo la curva de capacidad del modelo tanto en base rígida como en base flexible y se puede apreciar que la capacidad dúctil de los dos modelos fue mayor que las demandas propuestas para los que fueron diseñados. En la mayoría de los criterios mencionados en el capítulo 7, los resultados están por debajo o muy elevados del análisis estático no lineal, estos tipos de criterios llevarían a diseñar cimentaciones insuficientes o sobradas, dando un diseño de la cimentación insuficiente para una evaluación.

Los resultados de las acciones de diseño sobre la cimentación (fuerza cortante), propuestas en las normas (NTC, 2004) se encuentran muy por debajo de lo esperado respecto a un análisis estático no lineal.

Se observó que el criterio “ $1.25 V_{mr}$ ” para el modelo de base rígida y base flexible da resultados iguales o mayores respecto al análisis estático no lineal en las dos direcciones por lo cual este criterio sería adecuado. Otros criterios que también podrían ser adecuados son los “ V_{mr} Diseño” y “Pushover ($Q=1.5$)”, estos criterios se podrían multiplicar por un factor de 1.2 para poder obtener resultados iguales o mayores a los propuestos por el análisis estático no lineal, por lo cual podrían ser una propuesta interesante para su evaluación.

Realizando una comparación con el trabajo de Hernández (2016), se aprecia una diferencia en los criterios que él toma ya que en los resultados que él obtuvo del análisis A*R y E. Elástico presentan el mismo comportamiento y se obtienen resultados iguales o mayores respecto al análisis estático no lineal respecto al edificio diseñado con una $Q = 2$. Para el edificio diseñado con $Q = 4$ el criterio adecuado que presenta los resultados mayores o menores respecto al análisis estático no lineal es el A*R. Con lo dicho anteriormente se puede apreciar que los criterios de este trabajo son diferentes debido a que las estructuras en ambos trabajos se comportan de manera diferente.

Con esta información obtenida de este trabajo se llega a la conclusión que no es suficiente con estos análisis realizados y se deben realizar más trabajos que abarquen otro tipo de situaciones para conocer mejor el comportamiento de edificaciones de mampostería.

REFERENCIAS

ACI Committee, American Concrete Institute, & International Organization for Standardization. (2008). *Building code requirements for structural concrete (ACI 318-08) and commentary*. American Concrete Institute.

Alcocer, Hernández Y Sandoval (2013). *Envolvente de Resistencia Lateral de Piso para Estructuras de Mampostería Confinada*, Revista de Ingeniería Sísmica, SMIS, No. 89.

Alvarez Sereno, J. D. (2000). *Estudio analítico sobre el comportamiento no lineal de muros de mampostería confinada con y sin abertura*. Tesis de Maestría, UNAM, División de Estudios de Posgrado Facultad de Ingeniería.

ATC-40, (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*, Volume 1, ATC-40 Report, Applied Technology Council, Redwood City, California.

Avilés J. y Pérez Rocha (2004). *Bases para las Nuevas Disposiciones Reglamentarias sobre Interacción Dinámica Suelo-Estructura*, Revista de Ingeniería Sísmica, SMIS, No. 71.

Bazán, E. (1980). “*Muros de mampostería ante cargas laterales; estudios analíticos*”, Tesis Doctoral, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.

Bazán, E. y Meli, R, (1998). *Diseño Sísmico de edificios*, LIMUSA, México, D.F.

Bento R, Bhatt C. y Pinho R. (2010). *Using Nonlinear Static Procedures for Seismic Assessment of the 3D irregular SPEAR building. Earthquake and Structures*.

Borzi, B, Phino R. y Crowley H. (2008) *Simplified Pushover Analysis for Large-Scale Assessment of RC Buildings*, *Engineering Structures*.

Bowles, J.E. (1997). *Foundation Analysis and Design*, 5ª ed., McGraw-Hill, Nueva York.

CSA A23. (2004). *Desing of concrete structures. A23.3-04 Canadian Standars Association*.

CSCR (2002). *Código Sísmico de Costa Rica. Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos de Costa Rica 2002*.

Comisión Federal de Electricidad, CFE. (2007), *Manual de Obras Civiles, Diseño por Sismo*.

Chopra, A. (2014). *Dinámica de Estructuras*. Ed. Prentice Hall, Nueva Jersey.

Deierlein, Reinhorn & Willford, 2010. *Nonlinear Structural Analysis for Seismic Design, A guide for Practicing Engineers*.

Das, B.M. (2014). *Principles of Foundation Engineering*, 8ª ed., CENGAGE, Massachusetts.

ETABS C.S.I. (1995). *Three-Dimensional Analysis of Building Systems*, Computers and Structures Inc. Berkeley, CA, USA.

FEMA, (1997). *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, Developed by the Building Seismic Safety Council for the Federal Emergency Management Agency (Report No. FEMA 273), Washington, D.C.; Federal Emergency Management Agency, 1997.

FEMA, (2000). *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*. (Report No. FEMA 356), Washington, D.C.; Federal Emergency Management Agency, 2000.

Fernández Sola & Huerta (2017), "*Inelastic Behavior of RC building considering dynamic soil-structure interaction*" 16th World Conference on Earthquake, Paper N° 2314.

Figuroa, A. (2016). *Diseño de una Cimentación Bajo Distintas Condiciones de Carga*, Proyecto de Investigación, Universidad Autónoma Metropolitana.

Flores, L y S M Alcocer (2001), *Estudio analítico de estructuras de mampostería confinada*, Informe Técnico, Coordinación de Investigación, área de Ingeniería Estructural y Geotecnia, Cenapred.

Guerra, M. y Chacón, D. (2010). *Manual para el Diseño Sismorresistente de Edificios utilizando el programa ETABS*.

Hernández, L. (2016). *Acciones de Diseño Sobre la Cimentación para Garantizar un Adecuado Comportamiento por Capacidad en Edificios de Concreto Reforzado*, Tesis de Maestría, Universidad Autónoma Metropolitana.

Hibbeler, R C (1998), *Mecánica de materiales*, tercera edición, Prentice Hall, México, pp 85-99.

Meli, R, (1975). "*Comportamiento sísmico de muros de mampostería*", Instituto de Ingeniería, UNAM, México, D.F.

Meli, R, (1998). *Diseño Estructural*, LIMUSA, México, D.F.

Meli, R, y Salgado G., *Comportamiento de muros de mampostería sujetos a carga lateral*. Informe no. 237, Instituto de Ingeniería, UNAM, septiembre, (1969).

Moroni, M O, M Astroza y S Tavonatti (1994), "*Nonlinear models for shear failure in confined masonry wall*", The Masonry Society Journal, Vol. 12, No. 2, pp 72-77, febrero.

NSR-10 (2010) *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente*. Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial.

NTCDS-RCDF, (2004). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo*, Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, Gaceta Oficial del Distrito Federal, Tomo II.

NTCDCC-RCDF, (2004). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones*, Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, Gaceta Oficial del Distrito Federal, Tomo II.

NTCDCEM-RCDF, (2004). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcciones de Estructuras de Mampostería*, Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, Gaceta Oficial del Distrito Federal, Tomo I.

NTCCADEE-RCDF, (2004). *Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones*, (2004), Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, Gaceta Oficial del Distrito Federal, Tomo II.

SAP2000 C.S.I. (1995). *Detailed Tutorial Including Pushover Analysis*, Computers and Structures Inc. Berkeley, CA, USA.

SMIE, (2005). *Proyecto para la Elaboración de Recomendaciones para el Análisis de Estructuras de Mampostería*. Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, Comité de Mampostería, México.

SMIE, (2015). *Análisis de estructuras de mampostería*, Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, Editor: Juan José Pérez-Gavilán E.

Orduña, A. y Ayala, G., (2001), “*Análisis no lineal de muros de mampostería confinada sujetos a cargas laterales*”, Revista Ingeniería Civil.

Paulay, T. y M. J. N. Priestley (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, John Wiley and Sons, Inc.

Pérez-Rocha & Avilés (2003), “*Evaluación de efectos de interacción en resistencias inelásticas*”, Revista de Ingeniería No. 69 45-71 (2003).

Pinzón, M. (2015). *Análisis No Lineal de Edificaciones Conceptos Básicos e Implicaciones*.

Tomazevic, M. y Klemenc, I. (1997), “*Seismic Behaviour of confined masonry walls*”, Earthquake Engineering and Structural Dynamic, Vol. 26.

Tena, A. (2003). *Diseño de Estructuras de Mampostería*. Notas de curso, UNAM, Dirección de Estudio de Posgrado.

UNE-EN8 (1998). *Eurocódigo 8: Disposiciones para el proyecto de estructuras sismorresistentes. Parte 1-1: Reglas generales. Acciones sísmicas y requisitos generales de las estructuras. ENV 1998-1-1, Edición de la Asociación Española de Normalización y Certificación*.

Velázquez, L. (2017). *Evaluación del Efecto de los Muros en Tensión en la Respuesta Sísmica de Edificios de Mampostería Modelados con Columnas Anchas*, Tesis de Maestría, Universidad Autónoma Metropolitana.

Wolf, J. P. (1985). *Dynamic Soil-Structure Interaction*, Prentice-Hall, Nueva Jersey.

Zuñiga, O y Terán A. (2008). *Evaluación basada en desplazamientos de edificaciones de mampostería confinada*, Revista de Ingeniería Sísmica, SMIS.