



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – ESTRUCTURAS

**EFFECTOS DE TORSIÓN INDUCIDOS POR EL VIENTO EN EDIFICIOS ALTOS
CON DIFERENTE DISTRIBUCIÓN DE RIGIDEZ EN PLANTA**

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:

VLADIMIRI GUZMÁN SOLÍS

TUTORES:

DR. ADRIÁN POZOS ESTRADA
DR. ROBERTO GÓMEZ MARTÍNEZ

INSTITUTO DE INGENIERÍA
INSTITUTO DE INGENIERÍA

Ciudad Universitaria, CD. MX.

Octubre, 2016



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. José Alberto Escobar Sánchez

Secretario: Dr. Oscar Alberto López Bátiz

Vocal: Dr. Roberto Gómez Martínez

1^{er.} Suplente: Dr. Adrián Pozos Estrada

2^{d o.} Suplente: Dr. Orlando Javier Díaz López

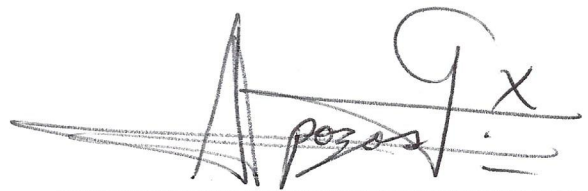
Lugar donde se realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.
UNIDAD DE POSGRADO, FACULTAD DE INGENIERÍA, UNAM

TUTORES DE TESIS:



Dr. Roberto Gómez Martínez



Dr. Adrián Pozos Estrada

Dedicatoria

A mis padres Alfredo y Maribel.
Por todo el apoyo, consejos y orientación.
Por brindarme la herencia más valiosa, la educación.
Gracias por estar conmigo en todo momento.

A mi hermana Melisa.
Por todo el apoyo, amor y amistad.
Por tantos y tantos momentos de ausencia.
Por estar ahí cuando más te necesité.

A mi esposa Marisol.
Por su apoyo incondicional, paciencia y amor.
Por darme la fuerza necesaria para afrontar este reto.
Gracias por creer en mí.

A la pequeña María Fernanda, mi hija.
Por transmitirme un poco de fuerza
con la que te aferraste a la vida.
Porque aún sin haber nacido, me diste
la motivación para concluir esta etapa,
y te convertiste en la persona más
importante de mi vida.

A Concepción[†], Genara[†] y Fidela, mis abuelitas.
Por todos sus consejos y muestras de cariño.

Agradecimientos

A mis asesores, el Dr. Roberto Gómez Martínez y el Dr. Adrián Pozos Estrada, por dedicar parte de su tiempo, por la confianza, orientación y enseñanza, durante mis estudios de posgrado y el desarrollo de este trabajo.

A la Unidad Académica de Ingeniería (UAI) de la Universidad Autónoma de Guerrero (UAGro), por la preparación académica durante la licenciatura, que me permitieron salir adelante durante la etapa del posgrado. En especial a los profesores que me motivaron a seguir por el campo de las estructuras, el Dr. Sulpicio Sánchez Tizapa, al M. en I. Hugo Acevedo Morales, el Dr. Roberto Arroyo Matus y sobre todo al M. en C. Alfredo Guzmán Salmerón.

A los sinodales de tesis que con sus comentarios enriquecieron este trabajo.

Al Instituto de Ingeniería de la UNAM, por las facilidades otorgadas para desarrollar parte de la investigación haciendo uso de sus instalaciones.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT), por el apoyo económico durante mis estudios de maestría.

Contenido

Índice de tablas

Índice de figuras

Resumen

Abstract

1. Marco teórico	1
1.1. Introducción.....	1
1.2. Antecedentes.....	2
1.3. Objetivos.....	2
1.4. Metodología.....	3
1.5. Justificación.....	4
1.6. Alcances.....	5
2. Descripción del edificio	6
2.1. Localización.....	6
2.2. Clasificación de la Estructura.....	7
2.3. Geometría de la Estructura.....	7
2.4. Sistema Estructural.....	11
2.5. Características del Concreto.....	14
3. Prototipos de estudio	15
3.1. Lugares de Evaluación.....	15
3.2. Procedimiento Para Evaluar las Acciones Generadas por el Viento Usando el MOCDV. 16	
3.2.1. Análisis Dinámico.....	16
3.3. Consideraciones Generales de los Lugares de Evaluación.....	27
3.4. Determinación de las Fuerzas Dinámicas Equivalentes en los Modelos de Análisis.....	27
3.4.1. Hipótesis de Modelación.....	27
3.4.2. Modelos de Estudio.....	28
3.4.3. Propiedades Dinámicas de los Modelos.....	30
3.4.4. Fuerzas Dinámicas Equivalentes.....	31
3.5. Evaluación de la Excentricidad.....	31
3.5.1. Centro de Masa.....	32
3.5.2. Centro de Torsión.....	32
3.5.3. Centro de Cortante.....	33

3.5.4. Centro de Rigidez.....	33
3.5.5. Excentricidad de Piso.....	34
3.5.6. Excentricidad de Entrepiso.....	34
3.6. Excentricidad de los Prototipos.....	35
3.7. Clasificación de los Modelos con Base a su Excentricidad.....	36
4. Estudio analítico de los modelos.....	38
4.1. Análisis Estático.....	39
4.1.1. Condiciones de Servicio.....	39
4.2. Análisis Dinámico.....	41
4.2.1. Consideraciones del Análisis.....	42
4.2.2. Procedimiento de Análisis.....	43
5. Comparación y análisis de resultados.....	45
5.1. Resultados Empleando el MOCDV (2008).....	45
5.1.1. Velocidad Básica de Diseño.....	45
5.1.2. Presión de Diseño.....	46
5.1.3. Factor de Amplificación Dinámica.....	48
5.1.4. Fuerzas Dinámicas Equivalentes.....	48
5.1.5. Centro de Masa, Rigidez y Cortante.....	49
5.1.6. Momentos de Torsión.....	51
5.1.7. Desplazamientos.....	53
5.1.8. Aceleraciones.....	55
5.2. Resultados Empleando el Método de Simulación.....	59
5.2.1. Desplazamientos.....	60
5.2.2. Aceleraciones.....	62
5.3. Comparación de Resultados.....	63
5.3.1. Desplazamientos.....	63
5.3.2. Aceleraciones.....	65
6. Conclusiones y recomendaciones.....	69
Referencias.....	71
Apéndice A.....	73
A.1 Geometría complementaria del EDO.....	73
Apéndice B.....	77

B.1 Regresión por mínimos cuadrados.....	77
B.2 Corrección de la forma modal de vibración para la componente longitudinal.....	78
B.3 Corrección de la forma modal de vibración para la componente transversal.....	79
Apéndice C.....	80
C.1 Fuerzas dinámicas equivalentes.....	80
C.2 Momento de torsión.....	82
Apéndice D.....	84
D.1 Aceleraciones utilizando el método de simulación para la ciudad de Acapulco.....	84
D.2 Aceleraciones utilizando el método de simulación para la ciudad de La Paz.....	85
Apéndice E.....	86
E.1. Comparación de desplazamientos máximos para la ciudad de Cancún.....	86
E.2 Comparación de desplazamientos máximos para la ciudad de La Paz.....	87

Índice de tablas

Tabla 2.1 Altura de entrepiso del EDO.....	8
Tabla 2.2 Secciones y armados de columnas.....	12
Tabla 2.3 Secciones y armados de columnas.....	12
Tabla 2.4 Secciones y armados de columnas.....	13
Tabla 2.5 Dimensiones de la columna C6.....	13
Tabla 2.6 Resistencia a la compresión del concreto.....	14
Tabla 2.7 Modulo de elasticidad del concreto.....	14
Tabla 3.1 Registro de huracanes históricos.....	15
Tabla 3.2 Categoría del terreno según su rugosidad.....	18
Tabla 3.3 Valores del factor de topografía local, FT.....	19
Tabla 3.4 Valores de α , δ y c	20
Tabla 3.5 Relación entre la altitud y la presión barométrica.....	21
Tabla 3.6 Valores de \bar{b} y α'	22
Tabla 3.7 Categoría del terreno y factor de topografía.....	27
Tabla 3.8 Análisis de carga muerta de entrepiso.....	30
Tabla 3.9 Periodos de vibrar para los de modelos de estudio.....	30
Tabla 5.1 Datos de análisis.....	45
Tabla 5.2 Coeficientes de presión.....	46
Tabla 5.3 Factor de amplificación dinámica.....	48
Tabla 5.4 Fuerzas dinámicas equivalentes para el modelo, M1.....	49
Tabla 5.5 Centro de masa y rigidez.....	50
Tabla 5.6 Centro de cortante.....	51
Tabla 5.7 Momento de torsión y fuerza cortante basal.....	52
Tabla 5.8 Desplazamientos relativos para el modelo M1.....	54

Tabla 5.9 Desplazamientos relativos para el modelo M3.....	61
Tabla B.1 Factor de corrección de la forma modal para la componente longitudinal.....	78
Tabla B.2 Factor de corrección de la forma modal para la componente transversal.....	79
Tabla C.1 Fuerzas dinámicas equivalentes para el modelo M2.....	80
Tabla C.2 Fuerzas dinámicas equivalentes para el modelo M3.....	81
Tabla C.3 Momento de torsión para el modelo M2.....	82
Tabla C.4 Momento de torsión para el modelo M3.....	83

Índice de figuras

Figura 2.1 Localización del edificio EDO.....	6
Figura 2.2. Planta baja (PB).....	9
Figura 2.3. Fachadas norte y sur.....	10
Figura 3.1 Formas generales de las estructuras contempladas en el análisis dinámico.....	23
Figura 3.2a Diagrama de flujo para determinar las fuerzas dinámicas equivalentes.....	25
Figura 3.2b Diagrama de flujo para determinar las fuerzas dinámicas equivalentes.....	26
Figura 3.3 Modelo M1.....	29
Figura 3.4 Modelo M2.....	29
Figura 3.5 Modelo M3.....	29
Figura 3.6 Direcciones de análisis del flujo de viento.....	31
Figura 3.7 Excentricidad de piso y entrepiso de un edificio de varios niveles.....	35
Figura 4.1 Definición de los efectos del viento sobre un edificio.....	38
Figura 4.2 Fuerza turbulenta del viento en alturas de 4.40 y 70.40 m, respectivamente, para las ciudades de Acapulco (azul), Cancún (rojo) y La Paz (Verde).....	44
Figura 5.1 Perfil de la velocidad básica de diseño.....	46
Figura 5.2 Presiones de diseño para la cara de barlovento para la ciudad de Acapulco en M2....	47
Figura 5.3 Presión de diseño en la cara de sotavento para la ciudad de Cancún en M1 y M3.....	47
Figura 5.4 Excentricidad equivalente de los modelos.....	53
Figura 5.5 Coeficientes de torsión.....	53
Figura 5.6 Desplazamientos totales para columnas evaluados en Cancún.....	54
Figura 5.7 Desplazamientos relativos longitudinales en el modelo M1.....	55
Figura 5.8 Variación de la aceleración en dirección X para M1.....	56
Figura 5.9 Variación de la aceleración en dirección Y para M1.....	57
Figura 5.10 Variación de la aceleración en dirección X para M2.....	57

Figura 5.11 Variación de la aceleración en dirección Y para M2.....	58
Figura 5.12 Variación de la aceleración en dirección X para M3.....	58
Figura 5.13 Variación de la aceleración en dirección Y para M3.....	59
Figura 5.14 Desplazamientos máximos para la ciudad de La Paz.....	60
Figura 5.15 Desplazamientos relativos transversales en el modelo M3.....	61
Figura 5.16 Aceleración longitudinal para la ciudad de Cancún.....	62
Figura 5.17 Aceleración transversal para la ciudad de Cancún.....	63
Figura 5.18 Desplazamientos máximos en la componente longitudinal para Acapulco.....	64
Figura 5.19 Desplazamientos máximos en la componente transversal para Acapulco.....	64
Figura 5.20 Aceleraciones máximas en la componente longitudinal para La Paz.....	66
Figura 5.21 Aceleraciones máximas en la componente transversal para La Paz.....	66
Figura 5.22 Registro de aceleraciones.....	67
Figura 5.23 Variación de la aceleración longitudinal.....	67
Figura 5.24 Variación de la aceleración transversal.....	68
Figura A.1 Planta losa de cimentación.....	73
Figura A.2 Planta niveles N1 y N2.....	74
Figura A.3 Planta nivel N3.....	75
Figura A.4 Planta niveles N4 a N16.....	76
Figura B.1 Ajuste de la forma modal de vibrar para la componente longitudinal.....	78
Figura B.2 Ajuste de la forma modal de vibrar para la componente transversal.....	79
Figura D.1 Aceleración longitudinal para la ciudad de Acapulco.....	84
Figura D.2 Aceleración transversal para la ciudad de Acapulco.....	84
Figura D.3 Aceleración longitudinal para la ciudad de La Paz.....	85
Figura D.4 Aceleración transversal para la ciudad de La Paz.....	85
Figura E.1 Desplazamientos máximos en la componente longitudinal para Cancún.....	86
Figura E.2 Desplazamientos máximos en la componente transversal para Cancún.....	87

Figura E.3 Desplazamientos máximos en la componente longitudinal para La Paz.....	87
Figura E.4 Desplazamientos máximos en la componente transversal para La Paz.....	88

RESUMEN

Este trabajo de investigación muestra la respuesta estructural de tres edificios de concreto sometidos a fuerzas inducidas por el viento; los prototipos de estudio se realizaron tomando como base un edificio típico de oficinas de 18 niveles ubicado en la ciudad de México, cuya estructura originalmente fue diseñada por efectos sísmicos. Cada modelo cuenta con diferente distribución de los elementos que aportan rigidez al sistema estructural, con la finalidad de generar diversos grados de excentricidad equivalente para cada prototipo.

Cada modelo de estudio se supone desplantado en tres ciudades diferentes del país donde los registros de las velocidades de viento son elevados. Las fuerzas del viento son evaluadas de forma estática tomando como guía el Manual de Obras Civiles Para Diseño por Viento de la Comisión Federal de Electricidad (MOCDV, 2008); y de forma dinámica, mediante simulación de historias en el tiempo generadas por un software basado en técnicas de auto regresión y media móvil (ARMA, por sus siglas en inglés).

Se pretende conocer la variación de la respuesta estructural cuando los prototipos presentan diferentes grados de excentricidad equivalente. Los desplazamientos que presentan los edificios producto de la evaluación por viento cumplen con los límites permisibles establecidos por el MOCDV; sin embargo, la mayoría de modelos presentan vibraciones que exceden lo permitido por el manual, y la aceleración de 15 mili-g que han propuesto diversos autores; los resultados indican que las aceleraciones máximas que se presentan en los modelos, no son proporcionales al grado de irregularidad de los edificios.

ABSTRACT

This research shows the structural response of three building of concrete subjected to forces produced by the wind; the structures analyzed were make based on a typical office building of 18 floors localized in the Mexico city, whose structure was originally designed for seismic effects. Each model has a different distribution of the elements that provide structural rigidity to the system, in order to generate several degrees of eccentricity equivalent for each prototype.

Each model is supposed build in three different cities where records wind speeds are high. Wind forces are evaluated statically Guided by the Manual of Civil Works for Wind Design by the Federal Electricity Commission (MOCDV, 2008); and dynamically, through simulation of stories over time generated by a software-based techniques auto regression and moving average (ARMA).

It is intended to know the variation of the structural response when prototypes have different degrees of eccentricity equivalent. The displacement product exhibiting buildings wind assessment meet the permissible limits set by the MOCDV; however, most models have vibrations that exceed permitted by the manual, and acceleration of 15 mili-g have proposed various authors; the results indicate that the maximum accelerations that occur on models, are not proportional to the degree of irregularity of the buildings.

CAPÍTULO 1

MARCO TEÓRICO

1.1. INTRODUCCIÓN

Tomando como base la estructura existente de un edificio típico de oficinas (EDO) ubicado en la ciudad de México cuyo diseño original es por efectos sísmicos, se realizaron tres modelos cuya variable es la distribución de rigidez en planta, generando diversos grados de excentricidad torsional en cada estructura. Cada uno de los prototipos se supuso desplantado en diferentes lugares del país, donde la velocidad regional de ráfaga de viento es considerable. Otras variables a la que se sometieron los edificios son las condiciones topográficas y de rugosidad. Cada estructura se analizó bajo las condiciones descritas mediante un estudio analítico utilizando como herramienta un programa comercial de análisis estructural (*ETABS, versión 13.1.1*).

El principal objetivo de este trabajo de investigación es conocer, mediante un estudio analítico, la respuesta estructural que presentan 3 edificios con diferente grado de excentricidad equivalente cuando éstos se someten a diferentes velocidades de ráfaga de viento, considerando las variables mencionadas en el párrafo anterior. También, proporcionar una serie de recomendaciones para la revisión de las condiciones de servicio en edificios que se asemejen a las características geométricas y dinámicas contenidos en este trabajo.

La investigación se compone de seis capítulos. El primero de ellos contiene una breve introducción, justificación, metodología y objetivos del trabajo. El capítulo dos describe las características geométricas, de ubicación y estructurales, del EDO que fue tomado como guía para la elaboración de los modelos estudiados. Posteriormente, el capítulo tres muestra los tres prototipos de análisis considerando que cada uno exhibe diferente distribución en planta de los elementos que aportan rigidez al sistema estructural, con la finalidad de generar diversas excentricidades. El capítulo cuatro muestra los métodos de análisis y las hipótesis utilizadas. La capítulo cinco contiene los resultados numéricos obtenidos del estudio analítico, tal es el caso de la respuesta de la estructura (desplazamientos y aceleraciones), momentos de torsión, cortante basal y la excentricidad equivalente de los modelos. Finalmente, se presentan las conclusiones del trabajo y un conjunto de recomendaciones para aquellas edificaciones que se asemejen a los prototipos estudiados en este trabajo de investigación.

1.2. ANTECEDENTES

En los últimos años se han generado diversos huracanes y tormentas que han tocado tierra en diferentes ciudades de México, y debido a las velocidades de viento fuertes que se han incrementado los daños materiales, principalmente en edificios altos, torres de transmisión, chimeneas, puentes, etc.

En 1997 la ciudad de Acapulco, Guerrero fue devastada por el huracán “Paulina”, dejando a su paso pérdidas económicas por casi 10 mil millones de dólares, además se registraron velocidades de viento cercanas a 215 km/h; recientemente en 2013, la tormenta tropical “Manuel” nuevamente afectó la costa de Pacífico, siendo Acapulco la ciudad más dañada por este fenómeno. De forma similar, Cancún registró las velocidades de viento más elevadas de los últimos años, con los fenómenos “Gilbert” y “Wilma”, en 1988 y 2005, respectivamente, con velocidades de viento superiores a 290 km/h; éstos siniestros han sido los más destructivos en la historia de Quintana Roo. Por último, La Paz, Baja California Sur, fue desbastada por el huracán “Liza” en 1976 y por “Odile” en 2014, con registros de velocidades de viento de 220 km/h.

El Manual de Obras Civiles Para Diseño por Viento de la Comisión Federal de Electricidad (MOCDV, 2008) considera la acción dinámica generada por la turbulencia del viento al interactuar con la estructura. Para ello, propone el uso de un Factor de Amplificación Dinámica (FAD) que proporciona la fuerza máxima producida por los efectos de la turbulencia del viento y las características dinámicas de la estructura.

Por último, se ha tenido registro que existen diversos edificios dentro y fuera de la Ciudad de México donde las aceleraciones debido a la demanda eólica supera los estados límites permisibles por las NTCDV, MOCDV y otros autores (*Hernández B., 2014*).

1.3. OBJETIVOS

El objetivo de esta investigación es conocer la respuesta estructural inducida por el viento turbulento en tres edificios altos de concreto reforzado con diferente distribución de rigidez en planta mediante un estudio analítico, estático y dinámico utilizando un programa comercial de análisis estructural. Se evaluarán las estructuras considerando que están ubicadas en tres ciudades diferentes del territorio nacional, con distintas condiciones de topografía y rugosidad. Finalmente, se pretende establecer la relación entre el momento de torsión y la fuerza cortante actuante en la base de cada estructura.

De forma particular para cada edificio:

- Determinar las fuerzas turbulentas del viento de forma estática tomando como base en el MOCDV, 2008.
- Simular las fuerzas turbulentas del viento de forma dinámica mediante historias en el tiempo, utilizando un software basado en un método de auto regresión y media móvil (ARMA por sus siglas en inglés).
- Aplicar a los prototipos analizados las cargas de forma estática y de manera dinámica mediante simulación en historias de tiempo.
- Obtener la respuesta estructural y verificar si las condiciones de servicio establecidas dentro del MOCDV de aceleraciones y desplazamientos, cumplen con los límites permisibles de seguridad y habitabilidad ante los efectos eólicos.
- Comparar la respuesta estructural inducida por el viento turbulento en los edificios que presentan diferente distribución de rigidez en planta, y conocer de qué manera se comporta la variación de las condiciones de servicio de cada prototipo.

1.4. METODOLOGÍA

El presente trabajo se realizará bajo la siguiente metodología de investigación:

- Seleccionar un edificio de altura considerable que por sus características geométricas o dinámicas pueda ser susceptible ante los efectos de viento. Se deberá conocer las dimensiones de los elementos estructurales, propiedades de los materiales y cualquier otro dato que permita obtener resultados lo más cercano posible a la realidad.
- Establecer con base en la estructura original, tres modelos con diferente distribución de rigidez en planta que proporcionen al sistema distintos grados de torsión, desde ligero, moderado y severo.

- Representar los modelos en el software comercial de análisis estructural y obtener los periodos de vibrar para cada estructura.
- Definir la localización geográfica de los modelos para conocer la velocidad regional de ráfaga de viento a la que serán expuestos, así como las condiciones de topografía y rugosidad.
- Evaluar los modelos ante un diseño por viento, considerando las velocidades regionales según la ubicación geográfica de los edificios.
- Determinar las fuerzas dinámicas equivalentes que impactan a cada estructura en diferentes direcciones de análisis utilizando como guía el MOCDV, 2008.
- Calcular de forma analítica las fuerzas que impactan a la estructura en cada dirección de análisis.
- Simular mediante historias en el tiempo la fuerza turbulenta del viento que impactan a la estructura en dos direcciones de análisis.
- Aplicar las fuerzas generadas por el viento a los prototipos ya modelados, y conocer la respuesta de desplazamientos y aceleraciones para los tres edificios analizados.
- Analizar los resultados y verificar de qué forma varía la respuesta estructural cuando los modelos presentan diferentes grados de excentricidad equivalente.
- Comparar los resultados obtenidos por los métodos utilizados.
- Elaboración de conclusiones y recomendaciones.

1.5. JUSTIFICACIÓN

Es bien conocido que en nuestro país la principal atención que reciben las estructuras es debido a los efectos de sismo. Sin embargo, en los últimos años y por la gran cantidad de huracanes, ciclones y diversos fenómenos hidrometeorológicos que ocasionan velocidades de viento de moderadas a fuertes, principalmente en la zona costera del territorio nacional, se ha puesto mayor atención al diseño de los

edificios por el efecto eólico, sobre todo cuando éstos presentan características geométricas o dinámicas que incrementan la susceptibilidad ante las ráfagas de viento.

Debido al crecimiento desmedido de la población, a la concentración de habitantes en las principales ciudades de México, entre otros aspectos, ocasiona que la superficie de los predios en venta cada vez sea más pequeños. Por lo antes mencionado, la tendencia de construcción en los próximos años serán estructuras esbeltas que según las necesidades se destinarán principalmente a departamentos, oficinas, hoteles, etc. Habitualmente, gran porcentaje de los edificios altos son construidos de concreto.

Como consecuencia de la escasa investigación en las que se analizan los edificios de gran altura expuestos a corrientes de aire, se tomó la decisión de estudiar de forma analítica una estructura de concreto de altura considerable bajo diversas variables de investigación.

1.6. ALCANCES

Este trabajo de investigación se limita al estudio analítico en el intervalo elástico de tres estructuras de concreto, desarrollado a partir de un prototipo real destinado al uso de oficinas localizado en la ciudad de México. Cada modelo presenta diferentes grados de excentricidad equivalente, y se suponen desplantados en las ciudades de Acapulco, Cancún y La Paz.

Se analizará la respuesta estructural de desplazamientos y aceleraciones para cada modelo producto del flujo del viento turbulento para la componente longitudinal y transversal. Los efectos eólicos serán evaluados de forma estática siguiendo las recomendaciones del MOCDV; y de forma dinámica, mediante simulación analítica utilizando un software basado en un método de auto regresión y media móvil (ARMA).

Los análisis realizados son lineales, por lo que se emplea el programa ETABS versión 13.1.1 para representar los modelos de estudio.

CAPÍTULO 2

DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO

2.1. LOCALIZACIÓN

El Distrito Federal se localiza en la zona central de la República Mexicana, se divide en dieciséis delegaciones, ocupa apenas el 0.1 % de la superficie total del país, lo que le posiciona como la entidad más pequeña. Por su posición geográfica, colinda al norte, este y oeste con el Estado de México y al sur con el Estado de Morelos.

El edificio de oficinas (EDO) guía para esta investigación, se localiza en la colonia Narvarte Poniente, delegación Benito Juárez según el programa delegacional de desarrollo urbano, cuyos límites son: al Norte con la Calle 11 de abril y el Viaducto Miguel Alemán; al Sur la Av. Barranca del Muerto y Río Churubusco; al Oriente la Av. Plutarco Elías Calles y la Calle Atzayácatl; al Poniente el Periférico Adolfo López Mateos. La figura 2.1 muestra la ubicación exacta del inmueble mediante la zona encerrada.

Es importante mencionar que se eligió estudiar esta estructura ya que por el entrante que presenta en la fachada principal, teóricamente las presiones actuantes tienen un comportamiento diferente a las estructuras que no cuentan con caras permeables en su perímetro.

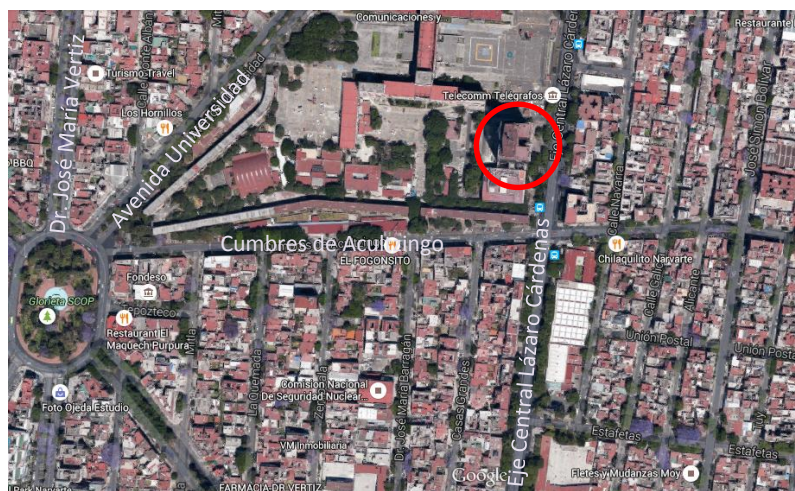


Figura 2.1 Localización del edificio EDO

2.2. CLASIFICACIÓN DE LA ESTRUCTURA

El EDO tiene como función alojar oficinas gubernamentales. Por el tipo de uso, la estructura está clasificada como tipo “B”, según el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF, 2004) y el Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad para Diseño por Viento (MOCDV, 2008).

2.3. GEOMETRÍA DE LA ESTRUCTURA

Se compone de una losa de cimentación, sótano, planta baja y diecinueve niveles, acumulando una altura total de 93.60 metros hasta el lecho superior de la última losa. El nivel de sótano (S) y la planta baja (PB) presentan dimensiones vista en planta de 46.55 y 35.00 metros, en dirección longitudinal y transversal, respectivamente. Los niveles 1 al 2 (N1 – N2) la geometría en planta es similar, 42.85 m en el sentido más largo y 30 m en la componente opuesta; exhibe un entrante en la fachada este de 11.00 por 12.00 m con longitud mayor de forma paralela al lado corto del edificio. En el nivel 3 (N3) no existe el vacío de los pisos inferiores y cuenta con características geométricas idénticas a los niveles uno y dos. Del piso 4 al 16 (N4 – N16) las medidas perimetrales son iguales, tiene 36.30 m a lo largo de las fachadas este – oeste y 30.00 m las caras norte – sur. Por último los entrepisos 16', 17 y 18 presentan dimensiones de 32 m en sentido longitudinal y 12 m en dirección contraria. La figura 2.2 representa la planta baja del edificio, los demás niveles se pueden consultar en el apéndice A.

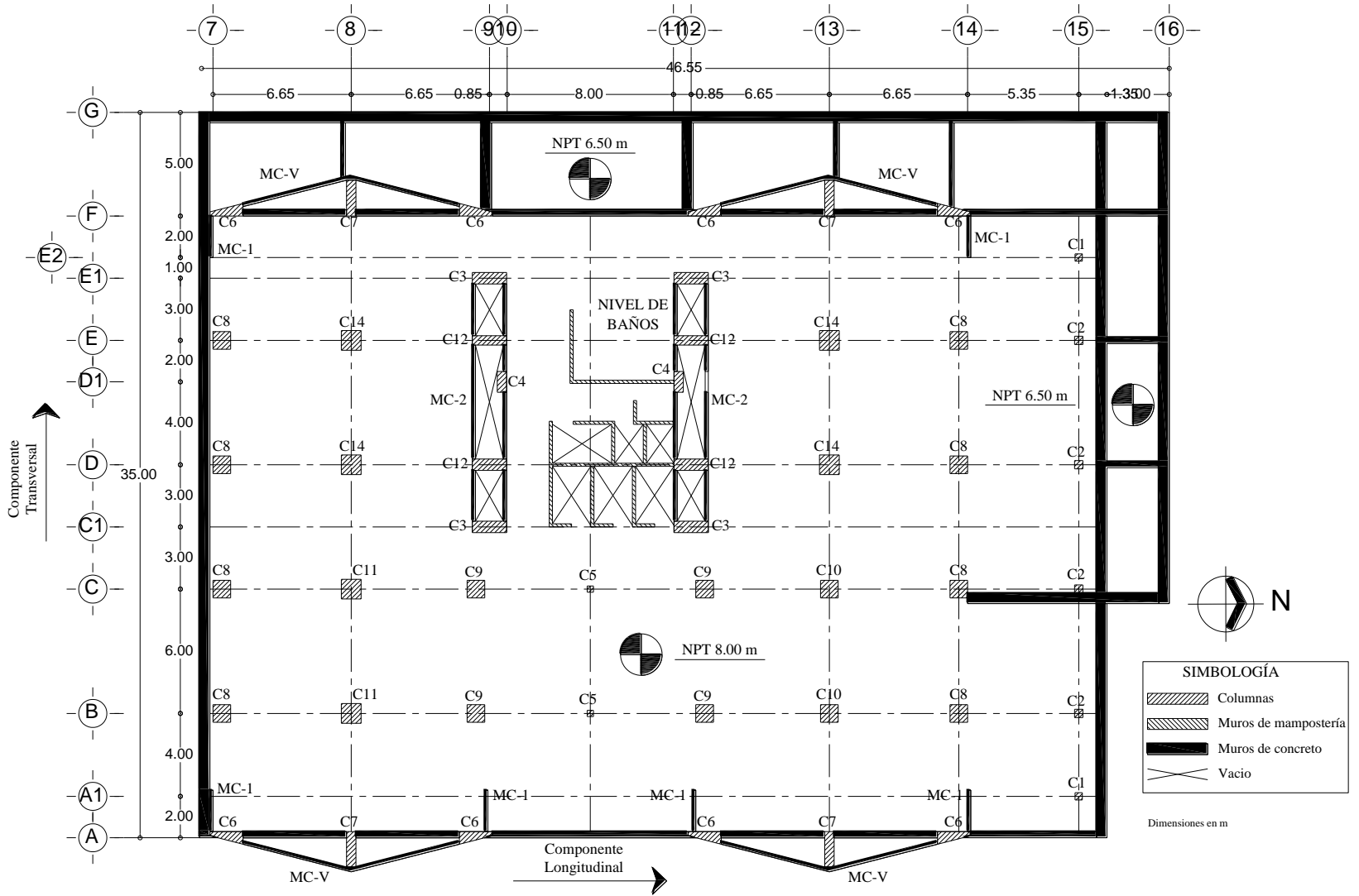
En la componente longitudinal a partir del nivel S hasta el nivel N3 el edificio presenta seis crujiás, las columnas se desplantan en los ejes 7, 8, 9, 12, 13, 14 y 15. A partir del nivel N4 hasta N16 el número de marcos se reducen a cinco, donde el eje 15 desaparece. Los niveles N16', N17 y N18 únicamente exhiben tres crujiás, ubicando las columnas en los ejes 8, 9, 12 y 13. En la componente transversal a partir del nivel de sótano hasta el N16 existen cinco marcos, formados por los ejes A, B, C, D y F. Los tres últimos pisos N16', N17 y N18 solo presentan dos ejes de columnas E y D.

Las alturas de entrepiso son variables en los primeros y últimos niveles. A partir del entrepiso N1 al N16 las diferencias de elevación es de 4.40 m. La tabla 2.1 muestra las alturas de entrepiso y acumuladas del EDO.

Tabla 2.1 Alturas de entrepiso del EDO

Nivel	Altura (m)	Altura acumulada (m)
N18	9.20	93.60
N17	4.30	84.40
N16´	1.70	80.10
N16	4.40	78.40
N15	4.40	74.00
N14	4.40	69.60
N13	4.40	65.20
N12	4.40	60.80
N11	4.40	56.40
N10	4.40	52.00
N9	4.40	47.60
N8	4.40	43.20
N7	4.40	38.80
N6	4.40	34.40
N5	4.40	30.00
N4	4.40	25.60
N3	4.40	21.20
N2	4.40	16.80
N1	4.40	12.40
PB	5.50	8.00
S	2.50	2.50
Losa cimentación	0.00	0.00

Figura 2.2 Planta baja (PB)



El EDO está formado por cuatro fachadas, las caras norte y sur están orientadas de forma paralela a la componente transversal del edificio, mientras que las fachadas este y oeste se ubican en sentido perpendicular a las ya mencionadas. La figura 2.3 muestra los alzados de las caras norte y sur con las alturas acumuladas en cada entrepiso.

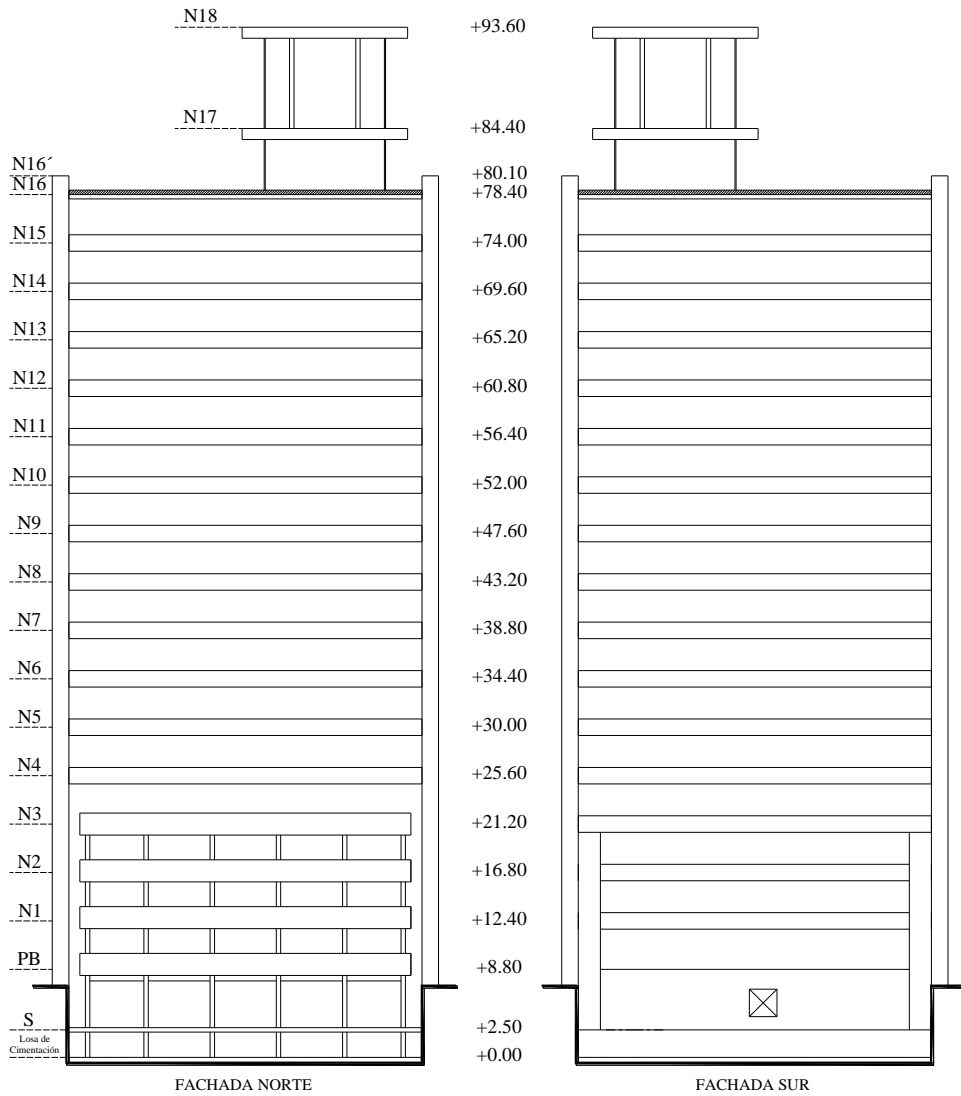


Figura 2.3 Fachadas norte y sur

2.4. SISTEMA ESTRUCTURAL

La estructura principal del EDO está compuesta por columnas y muros de concreto, muros de mampostería y un sistema de piso con base en traveses y losa maciza de concreto. El sistema de cimentación de la torre está compuesto por una losa en forma de bóveda invertida formada por cascarones semicilíndricos, contratrabes, tímpanos y muros perimetrales de concreto; tiene forma rectangular con dimensiones de 36.30 m en la componente longitudinal y 30.00 m en el sentido opuesto. La losa de cimentación se apoya sobre 323 pilotes de fricción con punta que de forma distribuida transmiten las cargas a un suelo firme; cada elemento está compuesto por una sección de hormigón cuadrada de 40 cm por lado y de 21.50 m de largo, en el extremo inferior presenta una punta de acero de cuatro pulgadas de diámetro y 5 m de distancia, formando penetración total de 22.00 m.

Los muros de concreto en la zona perimetral del edificio únicamente predominan en la planta baja; a partir del nivel N1 hasta N16 del EDO muestra cuatro diafragmas que visto en planta forman una letra V, estos elementos se localizan sobre los ejes A y F, y tramos 7-9 y 12-14; también, se exhiben dos muros en forma de cajón al adherirse a las columnas, estos muros se desplantan a lo largo de los ejes 9 y 12, y tramo C1 – E1; al igual que las columnas los armados de los muros varían en los niveles superiores. Por otra parte, existen muros de mampostería de barro recocido en la zona de sanitarios y elevadores, en el área comprendida por los tramos C1-E y 10-11, dichos elementos se presentan en los mismos pisos que los diafragmas construidos con concreto.

La mayor parte de las columnas son de sección cuadrada, disminuyendo sus dimensiones y cantidad de acero longitudinal y transversal en los pisos de mayor elevación; estos elementos se desplantan principalmente en los nodos formados por los ejes 7, 8, 13, 14 y 15 en dirección longitudinal, y en los ejes B, C, D y E de la componente transversal. Así mismo, existen elementos de soporte vertical de sección transversal trapezoidal y rectangular, los primeros mencionados se ubican a lo largo de los ejes A y F, y estos últimos son desplantados de forma perpendicular a los ejes 9 y 12. Los armados de las columnas se exhiben en las tablas 2.2 a 2.5.

Las traveses principales exhiben dimensiones de 90 y 50 centímetros, de peralte y base, respectivamente; las cuales disminuyen la sección transversal en los niveles superiores. Además, para reducir los tableros de losa se emplearon vigas secundarias de características geométricas menores a las traveses principales. El sistema de piso está compuesto por losa maciza de concreto armado de 12 centímetros de espesor, colada de forma monolítica con el sistema de traveses.

Tabla 2.2 Secciones y armados de columnas

ID	CONCRETO $f_c' 350 \text{ kg/cm}^2$											
	Sótano - N1				N1 - N3				N3 - N5			
	Sección		Refuerzo		Sección		Refuerzo		Sección		Refuerzo	
	a	b	Long.	Estribos	a	b	Long.	Estribos	a	b	Long.	Estribos
C1	35	35	4 # 8	E#2.5@30	35	35	4 # 6	E#2.5@30				
C2	40	40	4 # 10	E#3@30	40	40	4 # 8	E#2.5@30				
C3	165	55	20 # 12	3E#4@30	165	50	8 # 12 12 # 10	3E#4@30	165	40	8 # 12 8 # 10	E#4@30 2E#3@30
C4	45	100	12 # 10	E#4@30 E#3@30	40	100	8 # 10 4 # 8	E#4@30 E#2.5@30	40	90	8 # 10	E#4@30
C5	30	30	4 # 8	E#2.5@30								
C6	Ver sección		16 # 12	2E#4@30	Ver sección		8 # 12 8 # 10	2E#4@30	Ver sección		16 # 10	2E#4@30
C7	160	45	16 # 12	2E#4@30	160	40	8 # 12 8 # 10	2E#4@30	160	35	16 # 10	2E#4@30
C8	85	85	12 # 12	E#4@30 E#3@30	80	80	12 # 12	E#4@30 E#3@30	75	75	8 # 12 4 # 10	E#4@30 E#3@30
C9	85	85	12 # 12 4 # 8	2E#4@30	80	80	12 # 12	E#4@30 E#3@30	75	75	12 # 12	E#4@30 E#3@30
C10	85	85	12 # 12 4 # 10	E#4@30 E#3@30	80	80	12 # 12	E#4@30 E#3@30	75	75	12 # 12	E#4@30 E#3@30
C11	95	95	12 # 12 4 # 10	2E#4@30	90	90	12 # 12 4 # 8	2E#4@30	85	85	12 # 12	E#4@30 E#3@30
C12	165	45	8 # 12 8 # 10	E#4@30 2E#3@30	165	40	8 # 12 8 # 10	E#4@30 E#3@30	165	35	8 # 12 4 # 10	E#4@30 E#3@30
C13	165	55	20 # 12	3E#4@30	165	50	8 # 12 10 # 10	3E#4@30	165	40	8 # 12 8 # 10	E#4@30 2E#3@30
C14	95	95	16 # 12	2E#4@30	90	90	12 # 12 4 # 10	2E#4@30	85	85	12 # 12	E#4@30 E#3@30

Tabla 2.3 Secciones y armados de columnas

ID	CONCRETO $f_c' 350 \text{ kg/cm}^2$				CONCRETO $f_c' 280 \text{ kg/cm}^2$							
	N5 - N7				N7 - N9				N9 - N11			
	Sección		Refuerzo		Sección		Refuerzo		Sección		Refuerzo	
	a	b	Long.	Estribos	a	b	Long.	Estribos	a	b	Long.	Estribos
C3	165	35	8 # 12 4 # 10	3E#3@30	165	30	12 # 10	3E#3@30	165	25	8 # 10 4 # 8	3E#3@30
C4	40	75	4 # 10 4 # 8	E#4@30	40	75	4 # 10 4 # 8	E#4@30	40	60	4 # 10 4 # 8	E#4@30
C5												
C6	Ver sección		12 # 10 4 # 8	2E#4@30	Ver sección		12 # 10	E#4@30 E#3@30	Ver sección		8 # 10 4 # 8	E#4@30 E#2.5@30
C7	160	30	8 # 10 8 # 8	E#4@30 E#3@30	160	30	8 # 10 8 # 8	E#4@30 E#3@30	160	20	8 # 10 4 # 8	E#4@30 E#2.5@30
C8	70	70	8 # 10 4 # 12	E#4@30 E#3@30	65	65	12 # 10	E#4@30 E#3@30	60	60	12 # 10	E#4@30 E#3@30
C9	70	70	12 # 12	E#4@30 E#3@30	70	70	8 # 12 4 # 10	E#4@30 E#3@30	65	65	4 # 12 8 # 10	E#4@30 E#3@30
C10	70	70	8 # 12 4 # 10	E#4@30 E#3@30	70	70	8 # 12 4 # 10	E#4@30 E#3@30	65	65	12 # 10	E#4@30 E#3@30
C11	75	75	12 # 12	E#4@30 E#3@30	70	70	8 # 12 4 # 10	E#4@30 E#3@30	70	70	12 # 10	E#4@30 E#3@30
C12	165	30	12 # 10	3E#3@30	165	30	12 # 10	3E#3@30	165	25	8 # 10 4 # 8	3E#3@30
C13	165	35	8 # 12 4 # 10	E#4@30 2E#3@30	165	35	8 # 12 4 # 10	E#4@30 2E#3@30	165	30	12 # 10	3E#3@30
C14	80	80	8 # 12 4 # 10	E#4@30 E#3@30	80	80	8 # 12 4 # 10	E#4@30 E#3@30	75	75	8 # 12	E#4@30

Tabla 2.4 Secciones y armados de columnas

ID	CONCRETO $f_c' 280 \text{ kg/cm}^2$											
	N11 - N13				N13 - N16				N16 - N18			
	Sección		Refuerzo		Sección		Refuerzo		Sección		Refuerzo	
	a	b	Long.	Estribos	a	b	Long.	Estribos	a	b	Long.	Estribos
C3	165	20	8 # 10	E#4@30	165	20	4 # 10 4 # 8	E#4@30	165	20	8 # 8	E#3@30
C4	40	50	4 # 10	E#3@30	40	40	4 # 10	E#3@30	165	20	8 # 8	E#3@30
C5												
C6	Ver sección		8 # 10	E#4@30	Ver sección		4 # 10 4 # 8	E#4@30				
C7	160	20	8 # 10	E#4@30	160	20	4 # 10 4 # 8	E#4@30				
C8	55	55	8 # 10	E#4@30 E#3@30	45	45	4 # 10 4 # 6	E#3@30				
C9	60	60	12 # 10	E#4@30 E#2.5@30	50	50	4 # 10 4 # 6	E#3@30				
C10	55	55	8 # 10 4 # 8	E#4@30	50	50	4 # 10 4 # 8	E#4@30				
C11	60	60	8 # 10		50	50	4 # 10 4 # 8	E#4@30				
C12	165	25	8 # 10 4 # 8	3E#3@30	165	20	8 # 10	E#4@30	55	55	8 # 8	E#3@30
C13	165	25	8 # 10 4 # 8	3E#3@30	165	20	8 # 10	E#4@30	55	55	8 # 8	E#3@30
C14	65	65	8 # 12	E#4@30	60	60	4 # 12 4 # 8	E#4@30 E#3@30	55	55	8 # 8	E#3@30

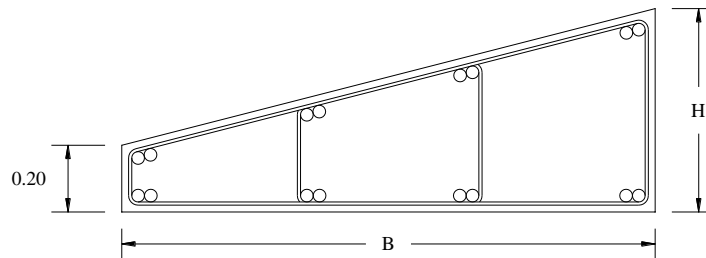


Tabla 2.5 Dimensiones de la columna C6

Nivel	B (m)	H (m)
S - N3	1.6	0.61
N3 - N5	1.5	0.58
N5 - N7	1.4	0.56
N7 - N9	1.35	0.55
N9 - N11	1.25	0.52
N11 - N13	1.1	0.48
N13 - N16	0.95	0.44

2.5. CARACTERÍSTICAS DEL CONCRETO

Los planos estructurales del EDO indican diferentes resistencias a la compresión del concreto, incrementando el $f'c$ a través de los niveles superiores del edificio (Ferretiz, 2007). La tabla 2.6 muestra de forma sintetizada los valores ya mencionados.

Tabla 2.6 Resistencia a la compresión del concreto

Niveles	Elementos estructurales	$f'c$ (kg/cm ²)
Cimentación	Cascarones semicilíndricos, contratrabes, tímpanos, muros de contención y losa de cimentación	210
Sótano - N7	Columnas y muros de concreto reforzado	350
N7 - N18	Columnas, muros de concreto reforzado y sistema de piso	280

Según la información recopilada de los planos estructurales, el EDO presenta diferentes resistencias a la compresión del concreto a partir del nivel N7 en adelante. Debido a que el módulo de elasticidad del concreto es directamente proporcional a la resistencia del concreto, los valores de éste parámetros se muestran en la tabla 2.7 (NTC-Concreto, 2004).

Tabla 2.7 Módulo de elasticidad del concreto

Niveles	$f'c$ (kg/cm ²)	E (kg/cm ²)
PB - N7	350	261,916
N7 - N18	280	234,265

CAPÍTULO 3

PROTOTIPOS DE ESTUDIO

3.1. LUGARES DE EVALUACIÓN

Los fenómenos meteorológicos de los últimos años han azotado principalmente a la zona costera del país, como consecuencia se generan velocidades de viento de moderadas a fuertes que impactan directamente a las edificaciones aledañas a la zona del evento. Es por eso, que se ha presentado un importante avance en metodologías para una mejor estimación de las acciones inducidas por el viento y sus efectos sobre las construcciones.

El manual de obras civiles para diseño por viento de la comisión federal de electricidad (MOCDV, 2008) cuenta con una base de datos amplia de velocidades de viento de las principales regiones del territorio nacional, la cual proporciona una idea clara de los lugares o ciudades que presentan mayor susceptibilidad antes las ráfagas de viento.

Históricamente las ciudades de Acapulco, Cancún y recientemente La Paz, han sido víctimas de huracanes que, además, de ocasionar daños materiales y pérdidas humanas, el registro de las velocidades de viento generadas por este fenómeno que impactan a sus construcciones han sido altas. En la tabla 3.1 se muestra de forma resumida los eventos meteorológicos históricos más destacados en las regiones mencionadas, y las velocidades de viento que han alcanzado.

Tabla 3.1 Registro de huracanes históricos

Ciudad	Nombre Huracán	Año	Escala Saffir-Simpson	Velocidad de viento máx. (km/h)
Acapulco	Paulina	1997	4	215
Cancún	Gilbert	1988	5	295
	Wilma	2005	5	295
La Paz	Liza	1976	4	220
	Odile	2014	4	220

3.2. PROCEDIMIENTO PARA EVALUAR LAS ACCIONES GENERADAS POR EL VIENTO

Para evaluar las fuerzas inducidas sobre las estructuras al paso del flujo del viento, se proponen principalmente dos procedimientos analíticos en modelos representativos propuestos por el MOCDV: el análisis estático y el análisis dinámico. El primero se aplica a estructuras poco sensibles ante las ráfagas de viento. Para las estructuras restantes, debe utilizarse el análisis dinámico. Si la altura total de la estructura es mayor que 200 m o si un claro es mayor que 100 m, es necesario recurrir a realizar pruebas experimentales de modelos en túnel de viento que deben realizarse cuando no exista información disponible en reglamentos o en literatura técnica.

3.2.1. Análisis Dinámico

El análisis dinámico que propone el MOCDV, se emplea para evaluar la acción resultante de la interacción dinámica entre el flujo del viento y las estructuras. El procedimiento de análisis dinámico, se aplicará para calcular las cargas equivalentes por viento que actúan sobre las estructuras sensibles a los efectos dinámicos producidos por la turbulencia del viento; considerando que las estructuras tienen un comportamiento elástico lineal.

El método de análisis dinámico únicamente podrá emplearse para estructuras que cumplan con alguna de las siguientes condiciones:

La relación $H/D > 5$, en donde H es la altura de la construcción y D la dimensión mínima de la base.

El periodo fundamental de la estructura es mayor que un segundo y menor o igual que cinco segundos.

3.2.1.1. Clasificación de las Estructuras Según su Importancia

GRUPO A: Estructuras con un grado de seguridad elevado. Se incluyen en este grupo aquellas cuya falla cause la pérdida de un número importante de vidas, o perjuicios económicos o culturales excepcionalmente altos; las construcciones y depósitos cuya falla implique un peligro significativo por almacenar o contener sustancias tóxicas o inflamables; las construcciones cuyo funcionamiento es imprescindible y debe continuar después de la ocurrencia de vientos fuertes y las construcciones cuya falla impida la operación de plantas termoeléctricas, hidroeléctricas y nucleares. Ejemplos de estas estructuras son: áreas de reunión con capacidad mayor que doscientas personas (salas de espectáculos, auditorios y centros de convenciones), locales y cubiertas que alojen equipo especialmente costoso, museos, templos, estadios, terminales de distribución de hidrocarburos,

centrales telefónicas e inmuebles de telecomunicaciones principales, estaciones terminales de transporte, estaciones de bomberos, de rescate y de policía, hospitales e inmuebles médicos con áreas de urgencias, centros de operación en situaciones de desastre, escuelas, chimeneas, subestaciones eléctricas.

GRUPO B: Estructuras para las que se recomienda un grado de seguridad moderado. Se clasifican en este grupo aquéllas que, al fallar, generan baja pérdida de vidas humanas y que ocasionan daños materiales de magnitud intermedia; aquéllas cuya falla por viento pueda poner en peligro a otras de este grupo o del anterior; las construcciones que forman parte de plantas generadoras de energía y que, al fallar, no paralizarían el funcionamiento de la planta. Ejemplos de estructuras en este grupo son: plantas industriales, subestaciones eléctricas de menor importancia que las del Grupo A, bodegas ordinarias, gasolineras, comercios, restaurantes, casas para habitación, viviendas, edificios de apartamentos u oficinas, hoteles, bardas cuya altura sea mayor que 2.5 metros.

GRUPO C: Estructuras para las que se recomienda un grado de seguridad bajo. Son aquéllas cuya falla no implica graves consecuencias, ni causa daños a construcciones de los Grupos A y B. Abarca estructuras o elementos temporales con vida útil menor que tres meses, bodegas provisionales, cimbras, carteles, muros aislado y bardas con altura menor o igual que 2.5 metros. Las provisiones necesarias para la seguridad durante la construcción de estructuras, se evaluarán para la importancia de este grupo.

3.2.1.2. Clasificación de las Estructuras Según su Respuesta Ante la Acción del Viento

Por las características del comportamiento de la estructura a los efectos dinámicos del viento, las construcciones se clasifican en cuatro tipos.

TIPO 1: Estructuras poco sensibles a las ráfagas y a los efectos dinámicos del viento. Se agrupan en este tipo aquéllas en las que la relación de esbeltez, λ , (definida como la relación entre la altura y la menor dimensión en planta), es menor o igual que cinco y con periodo natural de vibración del primer modo, menor o igual que un segundo.

TIPO 2: Estructuras que, por su alta relación de esbeltez o las dimensiones reducidas de su sección transversal, son sensibles a la turbulencia del viento y tienen periodos naturales que favorecen la ocurrencia de oscilaciones importantes por la acción del viento. En este tipo se incluyen los edificios con relación de esbeltez, λ , mayor que cinco o con periodo fundamental mayor que un segundo.

TIPO 3: Estas estructuras, presentan todas las características de las del Tipo 2 y, además, presentan oscilaciones importantes transversales al flujo del viento al aparecer vórtices o remolinos periódicos que interactúan con la estructura. Se incluyen las construcciones y elementos aproximadamente cilíndricos o prismáticos esbeltos, tales como chimeneas, tuberías exteriores o elevadas, arbotantes para iluminación y postes de distribución.

TIPO 4: Estructuras que por su forma y dimensiones o por la magnitud de sus periodos de vibración (periodos naturales mayores que un segundo), presentan problemas aerodinámicos inestables. Entre ellas se hallan las formas aerodinámicamente inestables como los cables de las líneas de transmisión, cuya sección transversal se ve modificada de manera desfavorable en zonas sometidas a heladas, las tuberías colgantes y las antenas parabólicas.

El MOCDV proporciona una tabla donde consigna cuatro categorías de terreno atendiendo al grado de rugosidad que se presenta alrededor de la zona de desplante. En la dirección del viento que se esté analizando, el terreno inmediato a la estructura deberá presentar la misma rugosidad (categoría), cuando menos en una distancia denominada “longitud mínima de desarrollo”, la cual se exhibe en la tabla 3.2 para cada categoría del terreno.

Tabla 3.2 Categoría del terreno según su rugosidad

Categoría	Descripción	Ejemplos	Limitaciones
1	Terreno abierto, prácticamente plano, sin obstrucciones y superficies de agua	Franjas costeras planas, zonas de pantanos o de lagos, campos aéreos, pastizales y tierras de cultivos sin setos o bardas alrededor, superficies nevadas planas.	Longitud mínima de este tipo de terreno en la dirección del viento debe ser 2000 m o 10 veces la altura de la construcción por diseñar, la que sea mayor.
2	Terreno plano u ondulado con pocas obstrucciones	Campos de cultivos o granjas con pocas obstrucciones tales como setos o bardas alrededor, árboles y construcciones dispersas.	Las obstrucciones existen, tienen alturas de 1.5 a 10 m, la longitud mínima debe de ser la mayor entre 1500 m o 10 veces la altura de la construcción por diseñar.
3	Terreno cubierto por numerosas obstrucciones estrechamente espaciadas	Áreas urbanas, suburbanas y de bosques, o cualquier terreno con numerosas obstrucciones estrechamente espaciadas. El tamaño de las construcciones corresponde al de las casas y viviendas.	Las obstrucciones existentes presentan alturas de 3 a 5 m. La longitud mínima de este tipo de terreno en la dirección del viento debe ser de 500 m o 10 veces la altura de la nueva construcción, la que sea mayor.

4	Terreno con numerosas obstrucciones largas, altas estrechamente espaciadas y	Centros de grandes ciudades y complejos industriales bien desarrollados.	Por lo menos el 50% de los edificios tiene una altura mayor que 20 m. Las obstrucciones miden de 10 a 30 m de altura. La longitud mínima de este tipo de terreno en la dirección del viento debe ser la mayor entre 400 m y 10 veces la altura de la nueva construcción.
---	--	--	--

El factor de topografía toma en cuenta el efecto topográfico local del sitio en donde se desplantará la estructura. Así, por ejemplo, si la construcción se localiza en las laderas o cimas de colinas o montañas de altura importante con respecto al nivel general del terreno de los alrededores, es muy probable que se generen aceleraciones del flujo del viento y, por consiguiente, deberá incrementarse la velocidad regional.

De acuerdo con las características topográficas del sitio, en la tabla 3.3 se presentan los valores o expresiones para determinar el valor del factor de topografía.

Tabla 3.3 Valores del factor de topografía local, F_T

Sitios	Ejemplos de topografía local	F_T
Protegidos	Valles cerrados	0.9
Normales	Terreno prácticamente plano: Campo abierto, ausencia de cambios topográficos importantes, con pendientes menores de 5%	1.0

3.2.1.3. Velocidad Regional Para un Periodo Fijo

La velocidad regional de ráfaga del viento, V_R , es la velocidad máxima que puede ser excedida en un cierto periodo de retorno, T , en años, en una zona o región determinada del país.

La velocidad regional de ráfaga, V_R , se determina tomando en consideración tanto la importancia de la estructura como la localización geográfica de su sitio de desplante.

Como la estructura a estudiar es del tipo B, se tomará el mapa de isotacas regional para un periodo de retorno de 50 años. Ver anexo X.

3.2.1.4. Factor de Exposición, F_{rz}

El factor de exposición local, F_{rz} , establece la variación de la velocidad del viento con la altura, en función de la categoría del terreno. Este factor se obtiene de acuerdo con las expresiones siguientes:

$$F_{rz} = c \quad \text{si} \quad z \leq 10 \quad (3.1)$$

$$F_{rz} = c \left(\frac{z}{10} \right)^\alpha \quad \text{si} \quad 10 < z < \delta \quad (3.2)$$

$$F_{rz} = c \left(\frac{\delta}{10} \right)^\alpha \quad \text{si} \quad z \geq \delta \quad (3.3)$$

en donde:

z : es la altura por encima del terreno natural, a la cual se desea conocer la velocidad de diseño.

α : el exponente que determina la forma de la variación de la velocidad del viento con la altura, adimensional.

δ : la altura media a partir del terreno de desplante, por encima de la cual la variación de la velocidad del viento no es importante y puede suponerse constante; a esta altura se le conoce como altura gradiente.

c : el coeficiente de escala de rugosidad, adimensional.

Las variables α , δ y c están en función de la rugosidad del terreno, los valores recomendados se presentan en la tabla 3.4.

Tabla 3.4 Valores de α , δ y c

Categoría del terreno	α	δ	c
1	0.099	245	1.137
2	0.128	315	1.000
3	0.156	390	0.881
4	0.17	455	0.815

3.2.1.5. Presión Dinámica de Base, q_z

Cuando el viento actúa sobre una construcción, genera presiones sobre sus superficies, que varían según la intensidad de la velocidad y la dirección del viento. La presión que ejerce el flujo del viento sobre una superficie plana perpendicular a él, se denomina presión dinámica de base q_z , y se determina con la siguiente expresión:

$$q_z = 0.0048 G V_D^2 \text{ (kg/m}^2\text{)} \quad (3.4)$$

en donde:

V_D : es la velocidad básica de diseño, en km/h.

q_z : la presión dinámica de base a una altura z sobre el nivel del terreno.

G : el factor de corrección por temperatura y por altura con respecto al nivel del mar, adimensional.

El valor de G se obtiene con la siguiente expresión:

$$G = \frac{0.392 \Omega}{273 + \tau} \quad (3.5)$$

en donde:

Ω : es la presión barométrica, en mm de Hg.

τ : la temperatura ambiental, en °C.

En la tabla 3.5 se presenta la relación entre los valores de altitud en metros sobre el nivel del mar (msnm), y la presión barométrica, en mm de Hg.

Tabla 3.5 Relación entre la altitud y la presión barométrica

Altitud (msnm)	Presión barométrica (mm de Hg)
0	760
500	720
1000	675
1500	635
2000	600
2500	565
3000	530
3500	495

3.2.1.6. Factor de Exposición Para la Velocidad Media, F_{rz}'

El factor de exposición, F_{rz}' , considera el efecto combinado de las características de rugosidad local y de la variación de la velocidad con la altura; se define como:

$$F_{rz}' = 0.702 \bar{b} \quad \text{si} \quad z \leq 10 \quad (3.6)$$

$$F_{rz}' = 0.702 \bar{b} \left(\frac{z}{10}\right)^{\alpha'} \quad \text{si} \quad 10 < z \leq 200 \quad (3.7)$$

en donde:

z : es la altura medida a partir del nivel medio del terreno, en la cual se desea calcular la velocidad media del viento.

\bar{b} : un coeficiente, adimensional.

α' : el exponente, adimensional, de la variación de la velocidad con la altura, para cada categoría de rugosidad del terreno; corresponde a un intervalo de promediación de diez minutos.

Los valores de \bar{b} y α' se indican en la tabla 3.6, para cada categoría del terreno.

Tabla 3.6 Valores de \bar{b} y α'

Categoría del terreno	\bar{b}	α'
1	1.17	0.12
2	1.00	0.16
3	0.77	0.21
4	0.55	0.29

3.2.1.7. Factor de Amplificación Dinámica, F_{AD}

Este procedimiento solo podrá emplearse si se cumplen las siguientes condiciones:

La estructura corresponde a una de las formas generales mostradas en la figura 3.1

La respuesta máxima en la dirección del viento está dada principalmente por la contribución del modo fundamental de vibrar, el cual tendrá signo constante. Por tanto, la contribución de los modos de vibrar superiores se considera despreciable.

El factor de amplificación dinámica para estructuras, F_{AD} , se calcula con la expresión siguiente:

$$F_{AD} = \frac{1 + 2K_p I_v(Z_s)\sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7I_v(Z_s)} \quad (3.8)$$

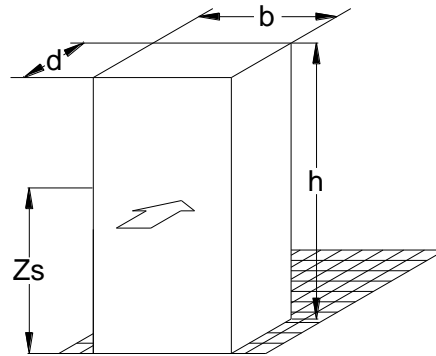
Z_s : es la altura de referencia.

$I_v(Z_s)$: Índice de turbulencia.

B^2 : el factor de respuesta de fondo.

R^2 : el factor de respuesta en resonancia.

K_p : es el factor pico



a) Estructuras verticales
tales como edificios

Las flechas indican la dirección del viento

$$Z_s = 0.6 h = Z_{\min}$$

Figura 3.1 Forma general de la estructura contemplada en el análisis dinámico; en ella se define la altura de referencia Z_s

3.2.1.8. Fuerza dinámica equivalente, F_{eq}

La fuerza dinámica equivalente, F_{eq} , se obtiene, para una altura sobre el nivel del terreno, z , con la expresión siguiente:

$$F_{eq}(z) = P_z A_{exp} F_{AD} \quad (3.9)$$

$$P_z = (q_{z,h} C_{pe} K_A K_L) - (q_z C_{pi}) \quad (3.10)$$

en donde:

P_z : es la presión actuante.

C_{pe} : el coeficiente de presión exterior.

C_{pi} : el coeficiente de presión interior.

$q_{z,h}$: la presión dinámica de base a la altura h .

K_A : el factor de reducción de presión por tamaño de área, adimensional.

K_L : el factor de presión local, adimensional.

A_{exp} : el área expuesta proyectada en un plano perpendicular a la dirección del viento.

F_{AD} : es el factor de amplificación dinámica.

De forma sintetizada la figura 3.2a y 3.2b muestran el procedimiento para calcular las fuerzas dinámicas equivalentes generadas por los efectos de viento.

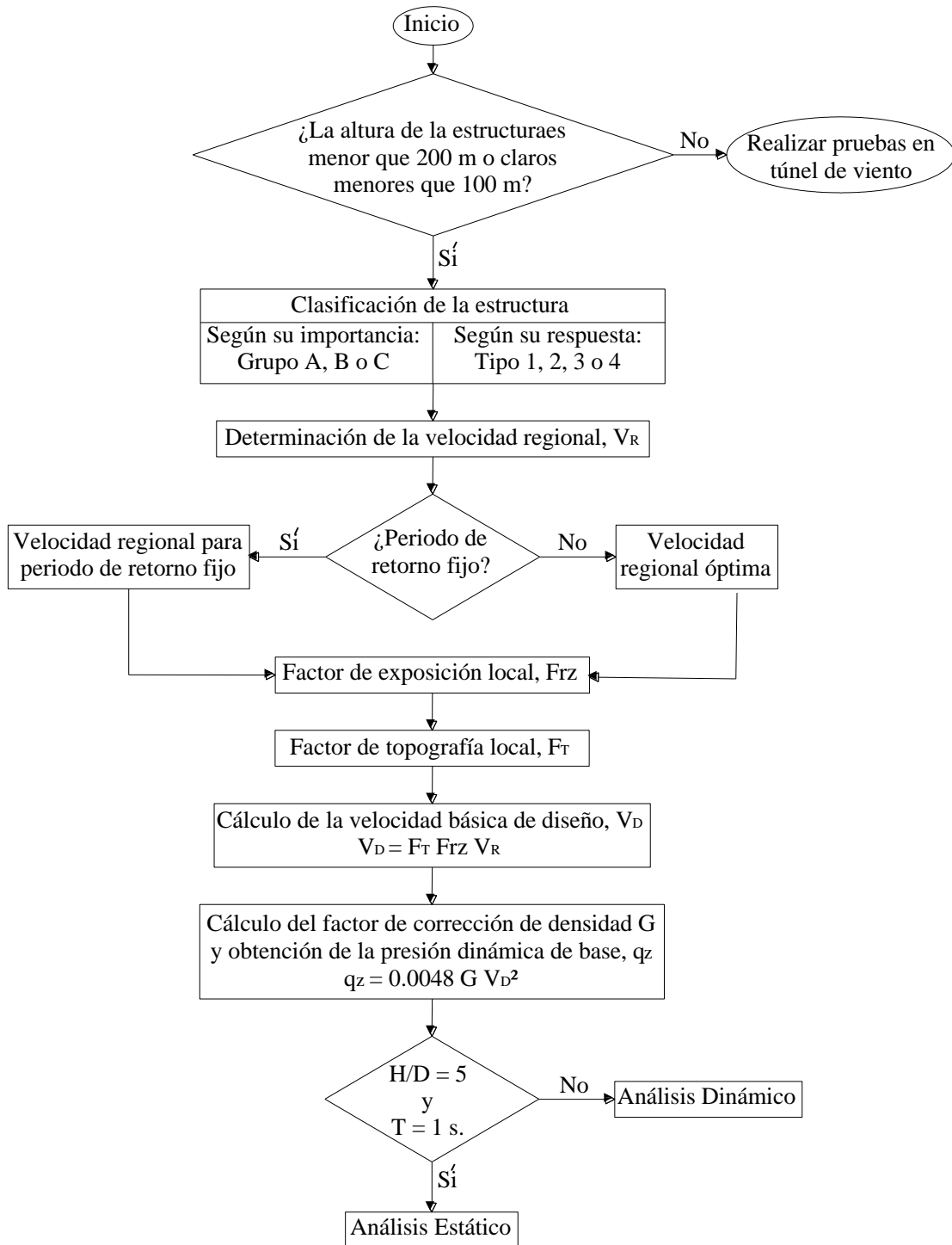


Figura 3.2a Diagrama de flujo para determinar las fuerzas dinámicas equivalentes

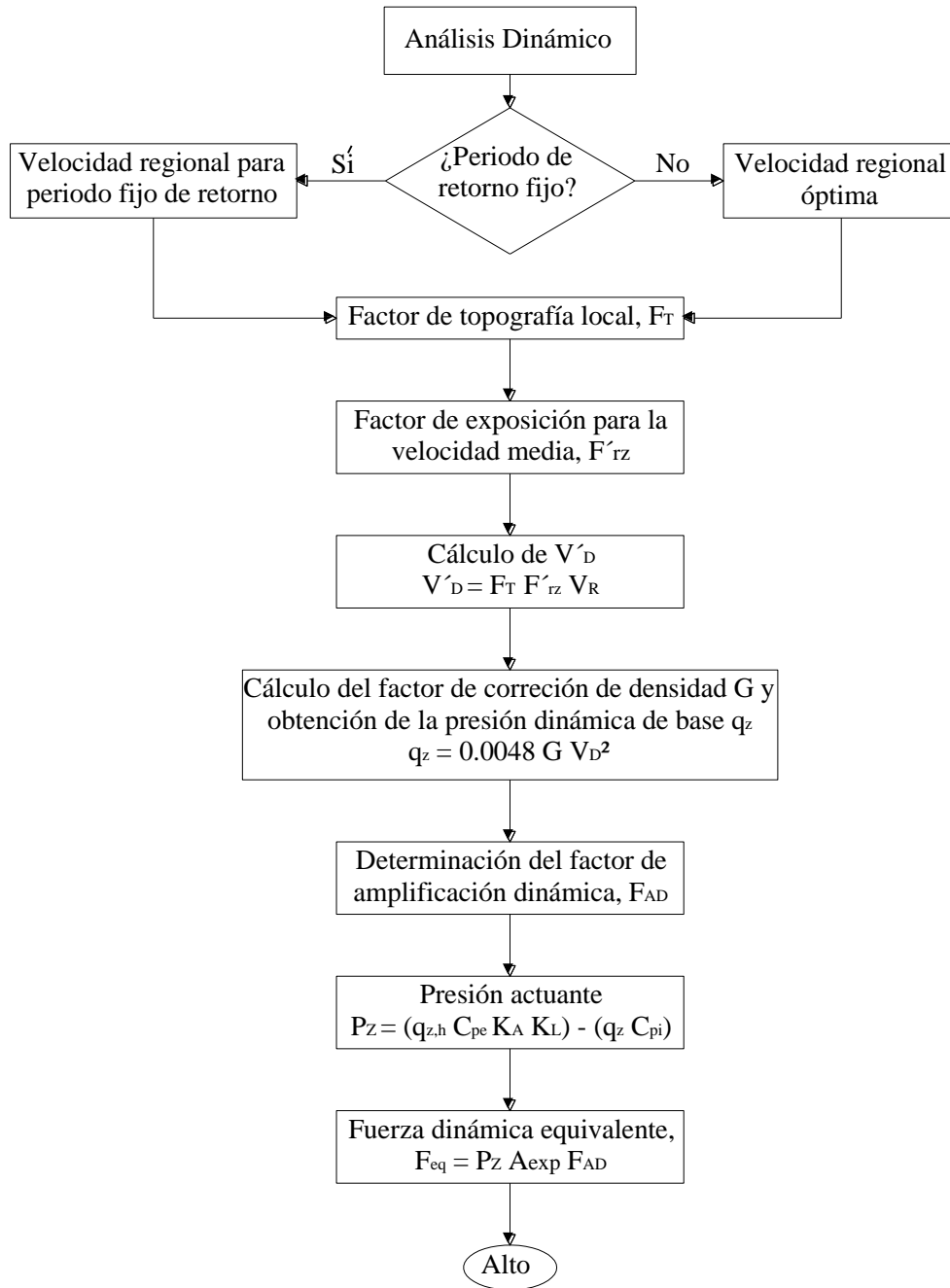


Figura 3.2b Diagrama de flujo para determinar las fuerzas dinámicas equivalentes

3.3. CONSIDERACIONES GENERALES DE LOS LUGARES DE EVALUACIÓN

Para este trabajo se consideran las condiciones de topografía y rugosidad indicadas en la tabla 3.7. Estos parámetros son supuestos con base a las características del lugar donde se supondrá desplantada la estructura de los diferentes modelos con base en el EDO.

A diferencia de las regiones de Cancún y La Paz, la ciudad de Acapulco presenta una configuración topográfica ligeramente accidental en la zona inmediata a la franja costera, por tal motivo, se considera un factor de topografía inferior a los utilizados en las dos ciudades adicionales.

3.7 Categoría del terreno y factor de topografía

Localización	Categoría del terreno por rugosidad	Factor de topografía local , F_T
Acapulco, Gro.	1.0	0.90
Cancún, Q. Roo	1.0	1.0
La Paz, B.C.S.	1.0	1.0

3.4.DETERMINACIÓN DE LAS FUERZAS DINÁMICAS EQUIVALENTES EN LOS MODELOS DE ANÁLISIS

Uno de los objetivos principales de este trabajo de investigación es estudiar tres estructuras con diferentes grados de excentricidad en planta. Para determinar la excentricidad de un modelo, previamente es necesario conocer las fuerzas dinámicas equivalentes que impactan a la estructura, generadas por efectos del viento.

Para calcular las acciones por efectos eólicos, el periodo fundamental de vibrar de un edificio en ambas direcciones ortogonales debe de ser conocido. Para ello, se optó por representar los modelos en el programa de análisis Etabs, y que éste proporcione las propiedades dinámicas de los edificios.

3.4.1. Hipótesis de Modelación

El análisis para cargas estáticas y dinámicas se realizó utilizando el software ETABS versión 13.1.1. Las estructuras se modelaron mediante elementos tipo barra (frame). Se asignaron diafragmas rígidos sobre todos los nodos de un mismo nivel de piso, las losa y muros se modelaron mediante elementos tipo cascarón (Shell), las cargas fueron colocadas sobre la losa de entrepiso y el peso muerto correspondiente a la fachadas de cristal se colocó directamente sobre las traveses perimetrales en cada nivel de los edificios.

Como se desconoce la interacción suelo – estructura se asume que los prototipos están desplantados sobre un suelo rígido por lo cual se propone que los apoyos en la base son empotrados. Se asume que los modelos serán destinados al uso de oficinas, y éstos estarán localizados en las ciudades de Acapulco, Cancún y La Paz.

3.4.2. Modelos de Estudio

Se pretende que los tres modelos de análisis presenten excentricidades en planta diferente; por lo tanto, de forma aproximada partiendo del edificio EDO se elaboraron dos modelos más, cambiando ligeramente el sistema estructural original. Las características de cada prototipo se mencionan a continuación:

- Modelo 1 (M1): El M1 considera simetría en los elementos estructurales en ambas direcciones, de tal forma que la excentricidad que se genere en los entrepisos del edificio sea mínima. Para lograrlo, únicamente se consideró el edificio hasta el nivel 16 (ver figura 2.3) y visto en planta solo se representó hasta los ejes 7-14 y A-F, en dirección longitudinal y transversal, respectivamente (ver figura 2.2).
- Modelo 2 (M2): En el prototipo M2 se considera la geometría y distribución de los elementos estructurales que tiene originalmente el edificio real. Por el cambio brusco de rigidez de un nivel a otro, se contempla que el M2 cuente con una excentricidad equivalente superior que M1.
- Modelo 3 (M3): Finalmente, en el modelo M3 se busca que la estructura cuenta con mayor irregularidad por torsión que los prototipos anteriores, es decir, que sea el edificio que mayor porcentaje de excentricidad equivalente resulte. Para ello, partiendo de M1 se consideró en todos los niveles incrementar la longitud en los muros de concreto ubicados a lo largo del eje 7.

Las perspectivas y plantas de los modelos se aprecian en las figuras 3.3 a 3.5.

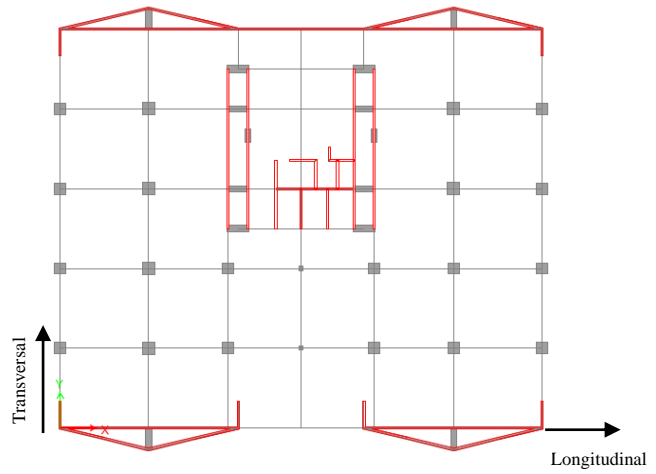
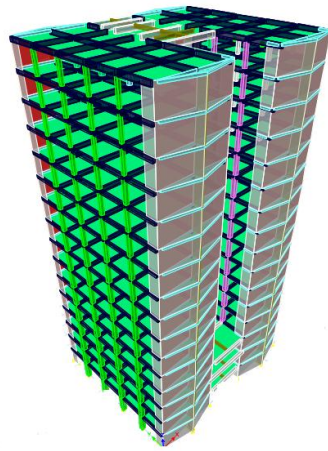


Figura 3.3 Modelo M1

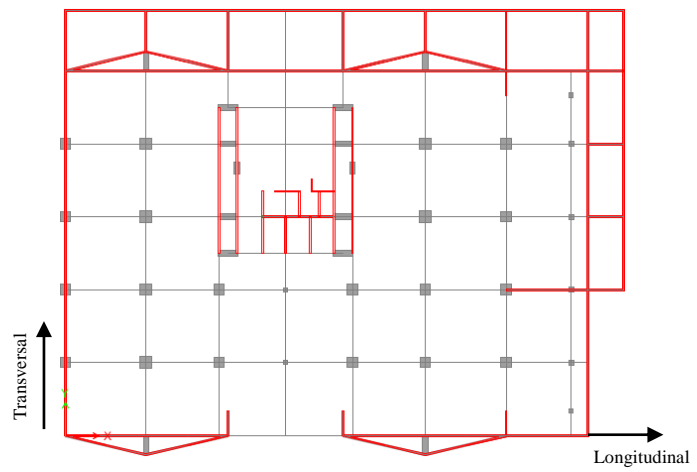
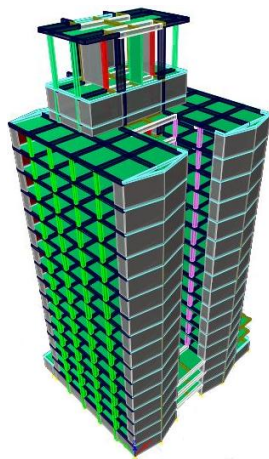


Figura 3.4 Modelo M2

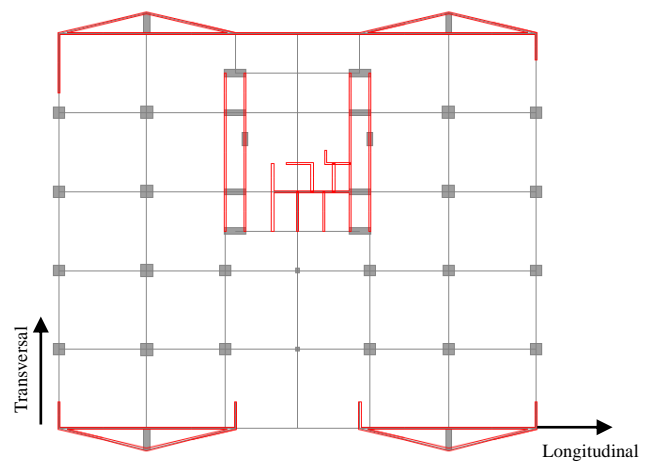
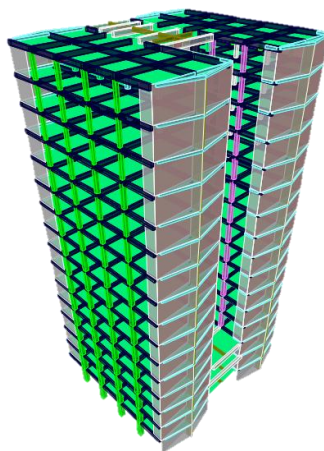


Figura 3.5 Modelo M3

3.4.3. Propiedades Dinámicas de los Modelos

Con el objetivo de conocer el periodo de vibrar que presentan el edificio en ambas direcciones ortogonales, es necesario representar la geometría y propiedades de los materiales de la estructura. También, de forma detallada se determinan las cargas muertas por metro cuadrado que presenta la construcción, y el peso por metro lineal correspondiente al peso de la cristalería en las traveses perimetrales del edificio. La tabla 3.8 muestra de forma detallada el análisis de carga muerta.

Se consideró para las losas de entrepiso 180 y 250 kg/m² de carga viva instantánea y máxima, respectivamente. En la losa de azotea se consideraron cargas vivas de 70 y 100 kg/m² de tipo instantánea y máxima.

Tomando como guía el MOCDV se consideró un amortiguamiento de la estructura de 1.5%. Las secciones y propiedades de los materiales de columnas, muros, traveses y losa se describen en las secciones 2.4 y 2.5.

Tabla 3.8 Análisis de carga muerta de entrepiso

Losa de concreto de 12 cm de espesor	288	kg/m ²
Firme de nivelación de 2 m de espesor	32	kg/m ²
Acabado (Loseta)	15	kg/m ²
Plafón de 1.5 cm de espesor	24	kg/m ²
Instalaciones	50	kg/m ²
Densidad de muros	50	kg/m ²
Carga por reglamento	40	kg/m ²
Carga muerta total	499	kg/m²
Vidrio fachada 7 cm de espesor	100	kg/ml

Al analizar los tres prototipos de estudio, los periodos de vibrar en ambas direcciones de cada modelo se muestran en la tabla 3.9. El periodo de vibrar mayor y menor, corresponden al primer y segundo modo de vibrar, respectivamente.

Tabla 3.9 Periodos de vibrar para los modelos de estudio

Modelo	Periodo de vibrar, T (s)	
	Componente longitudinal (x)	Componente transversal (y)
M1	1.299	1.558
M2	1.390	1.690
M3	1.294	1.546

3.4.4. Fuerzas Dinámicas Equivalentes

Las construcciones se analizarán de manera que el viento pueda actuar por lo menos en dos direcciones horizontales perpendiculares e independientes entre sí. Se elegirán aquellas que representen las condiciones más desfavorables para la estabilidad de la estructura (o parte de la misma) en estudio, tomando en cuenta la rugosidad del terreno según la dirección del viento.

Para fines de esta investigación se analizará la estructura considerando tres diferentes direcciones de viento. Se evaluarán los modelos cuando el flujo del viento fluya de forma paralela a la componente longitudinal de los modelos (dirección X); por la abertura con la que cuenta el edificio en una de sus fachadas, se realizará un par de análisis contemplando que el viento impacta al edificio en las fachadas este y oeste (dirección Y1 y Y2). La figura 3.6 muestra las direcciones de análisis.

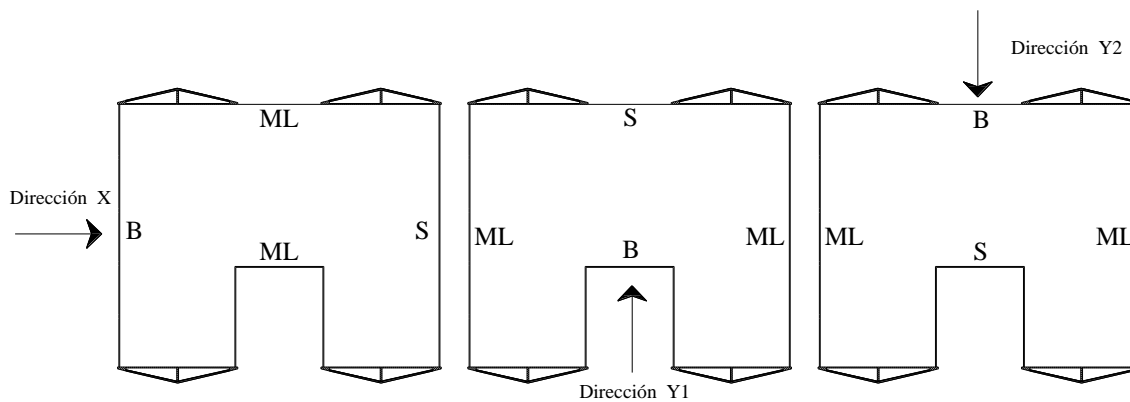


Figura 3.6 Direcciones de análisis del flujo de viento

Las acciones generadas en los modelos por efectos del viento se calcularon con las ecuaciones 3.1 a 3.10. También, se utilizó el programa Sistema Viento donde los resultados proporcionados por el mismo, fueron similares a los calculados manualmente.

Las fuerzas dinámicas equivalentes para cada modelo, dirección de análisis y lugar de evaluación se muestran en el capítulo 5.

3.5. EVALUACIÓN DE LA EXCENTRICIDAD

Por las características geométricas de las construcciones modernas los proyectos arquitectónicos restringen, y en algunos casos, impiden al ingeniero proponer un sistema estructural regular. Algunas razones por las que una estructura presenta excentricidades que producen torsión son las siguientes:

- Las características geométricas del terreno de desplante es irregular.
- Proyectos arquitectónicos que impiden proponer un sistema estructural simétrico.
- Los ejes de los elementos estructurales no son ortogonales.
- Concentración excesiva de masas en cierto punto de una estructura.
- Distribución asimétrica de los elementos estructurales que aportan rigidez al edificio.

3.5.1. Centro de Masa

El centro de masa de un piso, CM , se define como el centro de gravedad de las cargas verticales del mismo. En caso de que las cargas verticales presenten una distribución uniforme, el CM coincidirá con el centro geométrico de la planta del piso. Es el punto donde se considera aplicada la fuerza cortante producida por el viento que actúa en el piso de la estructura.

Las coordenadas x_{CM} , y_{CM} del CM del j -ésimo piso se calcula como (*Escobar et al., 2004*):

$$x_{CM} = \frac{\sum P_i Y_i}{\sum P_i} \quad (3.11)$$

$$y_{CM} = \frac{\sum P_i X_i}{\sum P_i} \quad (3.12)$$

donde P_i son las cargas verticales en el piso, y x_i , y_i sus coordenadas respecto a un punto de referencia.

3.5.2. Centro de Torsión

El centro de torsión de piso, CT , es el punto que permanece fijo cuando la estructura está sujeta a torsión. También se le conoce como centro de resistencia.

Para calcular las coordenadas x_{CT} y y_{CT} del CT del piso, se puede utilizar los cortantes directos de los elementos resistentes. Estos corresponden a la distribución de la fuerza cortante total V_j del entrepiso de acuerdo a la rigidez lateral k_i , de cada elemento. Se puede obtener al aplicar las fuerzas laterales generadas por el viento F_{xj} y F_{yj} , en los CM correspondientes, permitiendo únicamente la translación puro de los pisos (*Pérez G. E., 2015*).

Las coordenadas del CT , se calculan con las ecuaciones siguientes:

$$x_{CT} = \frac{\sum(V_{dy\ i,j} - V_{dy\ i,j-1})x_i}{F_{yj}} \quad (3.13)$$

$$y_{CT} = \frac{\sum(V_{dx\ i,j} - V_{dx\ i,j-1})y_i}{F_{xj}} \quad (3.14)$$

donde $V_{dx\ i,j}$ y $V_{dy\ i,j}$ son los cortantes directos del i -ésimo elemento resistente; y x_i , y_i son sus coordenadas respecto a un punto de referencia en las direcciones x e y en el entrepiso j , respectivamente.

3.5.3. Centro de Cortante

El centro de cortante de un entrepiso, CC , es el punto de aplicación de la fuerza cortante. Las coordenadas x_{CC} y y_{CC} del CC del j -ésimo entrepiso se calculan como:

$$x_{CC} = \frac{\sum F_{yj} x_{CM}}{V_{yj}} \quad (3.15)$$

$$y_{CC} = \frac{\sum F_{xj} y_{CM}}{V_{xj}} \quad (3.16)$$

donde F_{xj} y F_{yj} , son las fuerzas laterales aplicadas en el CM ; V_{xj} y V_{yj} son los cortantes del entrepiso j en las direcciones X y Y , respectivamente.

3.5.4. Centro de Rigidez

El centro de rigidez, CR , es el punto a través del cual la resultante de las fuerzas laterales actúa sin producir rotación del piso alrededor de un eje vertical. Las coordenadas x_{CR} y y_{CR} se pueden calcular utilizando los cortantes directos como:

$$x_{CR} = \frac{\sum(V_{dyi} x_i)}{V_{yj}} \quad (3.17)$$

$$y_{CR} = \frac{\sum(V_{dxi} y_i)}{V_{xj}} \quad (3.18)$$

o mediante la rigidez de los elementos resistentes como:

$$x_{CR} = \frac{\sum(k_{yi} x_i)}{\sum k_{yi}} \quad (3.19)$$

$$y_{CR} = \frac{\sum(k_{xi} y_i)}{\sum k_{xi}} \quad (3.20)$$

3.5.5. Excentricidad de Piso

La excentricidad de piso es definida como la distancia entre el centro de masas, CM , y el centro de torsión, CT , correspondiente para cada una de las direcciones X y Y de la estructura, esto es:

$$e_s = x_{CM} - x_{CT} \quad \text{ó} \quad e_s = y_{CM} - y_{CT} \quad (3.21)$$

El momento de torsión del j -ésimo piso para cada una de las direcciones X y Y de la estructura será:

$$T_j = Fx_j e_s \quad (3.22)$$

$$T_j = Fy_j e_s \quad (3.23)$$

El momento de torsión de entrepiso se obtiene sumando los momentos torsionantes de todos los pisos que se encuentran sobre éste. Así, el momento torsionante del j -ésimo entrepiso, para cada una de las direcciones X y Y está dado por:

$$M_j = \sum_{m=j}^n T_m \quad (3.24)$$

donde n es el número de entrepisos.

3.5.6. Excentricidad de Entrepiso

La excentricidad de entrepiso es definida como la distancia entre el centro de cortante, CC , y el centro de rigideces, CR , de cada una de las direcciones X y Y de los entrepisos. Esto es:

$$e_s = x_{CC} - x_{CR} \quad \text{ó} \quad e_s = y_{CC} - y_{CR} \quad (3.25)$$

Con esta definición, el momento de torsión de entrepiso se obtiene directamente como el producto de la fuerza cortante y la excentricidad de piso. Así, el momento de torsionante del i -ésimo entrepiso para cada una de las direcciones ortogonales X y Y será:

$$M_j = V_j e_s \quad (3.26)$$

La diferencia entre la excentricidad de piso y la de entrepiso se ilustra en la figura 3.7.

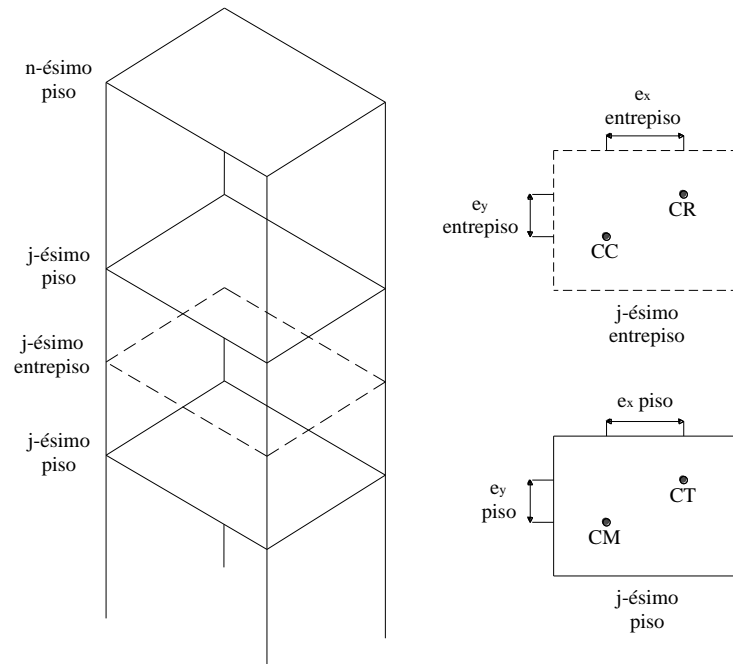


Figura 3.7 Excentricidad de piso y entrepiso de un edificio de varios niveles

3.6. EXCENRICIDAD DE LOS PROTOTIPOS

La ambivalencia de la excentricidad de piso y entrepiso fue estudiada por (*Escobar et al, 2004*), donde se demuestra que los valores del momento de torsión calculados con las dos definiciones de excentricidad estática son prácticamente iguales entre sí. En este trabajo de investigación se utilizará la definición de excentricidad de entrepiso.

Para determinar la excentricidad de entrepiso es necesario conocer previamente los centros de masa, cortante y rigidez. Por lo tanto, para poder estimar las coordenadas de los puntos mencionados, primero se deben calcular las fuerzas laterales que se generan en la estructura por efectos del viento. Posterior a la obtención de las fuerzas laterales, para conocer la excentricidad de entrepiso se asume que para cada modelo es necesario hacer lo siguiente:

- Conocer las coordenadas del centro de masa y de rigidez en cada nivel, estos valores son proporcionados por el programa de análisis estructural.
- Conocidas las fuerzas laterales, estimar la fuerza cortante en cada entrepiso para la componente longitudinal y transversal.

- Con las ecuaciones 3.5 y 3.6 obtener las coordenadas del centro de cortante para cada entrepiso.
- Con la ecuación 3.21 determinar los valores de la excentricidad de entrepiso para cada nivel, y ambas componentes.
- Obtener el momento de torsión que se genera en cada entrepiso con la ecuación 3.26
- Calcular el momento de torsión acumulado en la base de los modelos, el cual se asimila como la sumatoria de la torsión que se genera en los entrepisos superiores a dicho punto.
- Conocido el momento de torsión y fuerza cortante en la base de los prototipos, es posible determinar la excentricidad equivalente del modelo. Este parámetro es definido como la relación entre el momento de torsión acumulado en la base del edificio y el producto de multiplicar la fuerza cortante y la dimensión del edificio en planta transversal a dicha fuerza (ecuación 3.27); además, se logra obtener coeficiente de torsión con la expresión 3.28 (*M. Elsharawy et al, 2014*).

$$e_{equivalente} = \frac{\text{Momento de torsión basal}}{\text{Cortante basal} * \text{Longitud transversal al flujo del viento}} \quad (3.27)$$

$$C_{Torsión} = \frac{\text{Momento de torsión basal}}{\text{Altura} * \text{Área de la base} * \text{presión dinámica del viento al nivel del techo}} \quad (3.28)$$

3.7. CLASIFICACIÓN DE LOS MODELOS CON BASE EN SU EXCENTRICIDAD EQUIVALENTE

La asimetría de los elementos estructurales resistentes de un edificio genera que los centros de cortante y de rigidez en planta no coincidan, provocando que la estructura se tuerza; la diferencia de localización de estos puntos se conoce como excentricidad estática. Las fuerzas laterales que produce el viento se aplican en el centro de cortante, generando un giro con respecto al centro de rigidez; por lo

tanto, a mayor excentricidad el momento de torsión que se genera en un edificio será mayor, y viceversa.

Las normas técnicas complementarias para diseño por sismo involucran la excentricidad estática de una estructura para clasificarla como regular, irregular o fuertemente irregular. Estas condiciones se describen a continuación:

- La estructura se considera regular si la excentricidad torsional calculada estáticamente, e_s , es menor o igual del 10 por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.
- La estructura se considera fuertemente irregular si la excentricidad torsional calculada estáticamente, e_s , excede en algún entrepiso del edificio de 20 por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso, medida paralelamente a la excentricidad mencionada.
- Por lo tanto, una estructura irregular es aquella donde la excentricidad torsional calculada estáticamente, e_s , en algún entrepiso del edificio es mayor del 10 por ciento pero menor que el 20 por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso, medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

Con base en lo anterior y conociendo las excentricidades equivalentes para los tres prototipos de análisis se propone la siguiente clasificación de los prototipos de estudio:

Modelo Regular: Se asume que presenta una excentricidad equivalente máxima es menor o igual al 10%.

Modelo Irregular: Se asume que presenta excentricidades equivalentes máximas mayor al 10 %, pero menor o igual al 20 %.

Modelo Fuertemente Irregular: Aquellas estructuras que presentan excentricidades equivalentes en cualquier dirección mayor al 20 %.

CAPÍTULO 4

ESTUDIO ANALÍTICO DE LOS MODELOS

Los edificios sensibles a la turbulencia del viento, deben verificarse ante los efectos longitudinales, transversales y de torsión, producidos por el viento. En la figura 4.1, se muestra la definición de los tres efectos anteriores.

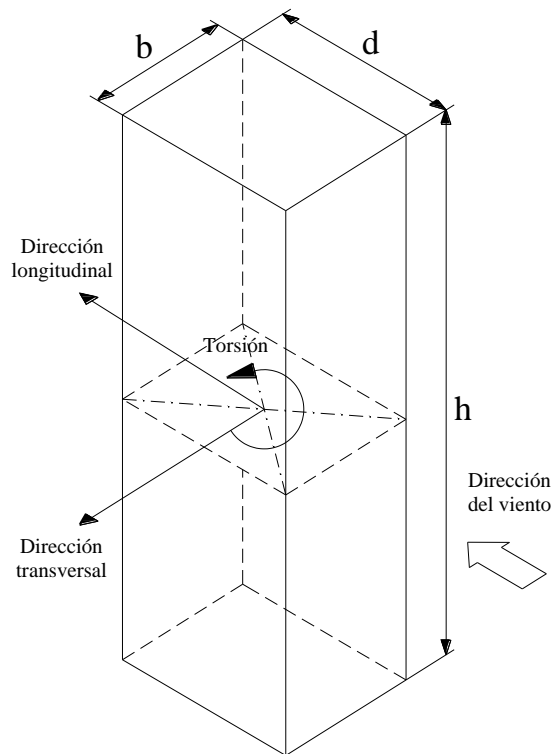


Figura 4.1 Definición de los efectos del viento sobre un edificio

Las vibraciones transversales al flujo del viento como las debidas a torsión, son producidas principalmente por los vórtices en sotavento; esas vibraciones son pequeñas para edificios con poca altura, sin embargo, conforme se incrementa la relación de esbeltez, se generan vórtices con la altura, incrementando las fuerzas del viento por torsión y transversales a la dirección del viento. En general, la respuesta en la dirección transversal y en torsión, dependen del incremento de la velocidad más que de la respuesta longitudinal, por lo que, para altas velocidades de viento, la respuesta transversal puede ser mayor que la longitudinal. Es deseable estimar la respuesta transversal y por torsión en edificios con bajo amortiguamiento y poco peso. Además, en edificios bajos con poca rigidez torsional o edificios

con grandes excentricidades cuyas frecuencias naturales en traslación y torsión, están próximas una de otra, también es deseable estimar las cargas del viento que producen torsión.

4.1. ANÁLISIS ESTÁTICO

En términos generales el análisis estático consiste en determinar las fuerzas generadas por el viento utilizando como guía el MOCDV, inducir tales cargas a los modelos generados en el software de análisis y conocer la respuesta estructural que los prototipos presentan para cada ciudad de estudio.

Para considerar los efectos dinámicos del viento turbulento, el manual propone la intervención de un factor de amplificación dinámica (FAD), que proporciona la fuerza máxima producida por los efectos de la turbulencia del viento y las características dinámicas de la estructura; este parámetro considera dos contribuciones en la respuesta estructural, la parte cuasi – estática o de fondo y la de resonancia. Para la implementación de este valor, la estructura debe de cumplir con alguno de los siguientes requisitos: la relación de esbeltez debe ser mayor a 5 (altura total entre la dimensión mínima de la base); o bien, estructuras que presentan un periodo de vibrar mayor a 1 segundo, pero menor o igual que 5 segundos. Este último punto se presenta en las estructuras analizadas.

El capítulo anterior describe detalladamente las expresiones para obtener las cargas producidas por el viento, la excentricidad equivalente y estática por entrepiso y, el momento de torsión que sufre la estructura en la base.

Las acciones que fueron obtenidas por las fuerzas de viento, se aplicaron de manera analítica a los modelos representados en el programa Etabs, aplicando la acción correspondiente de cada altura y dirección de estudio, al diafragma asociado a dicho nivel, en el punto donde fue determinado el centro de cortante, donde se asume actúan las fuerzas accidentales.

4.1.1. Condiciones de Servicio

Las condiciones de servicio a las que hace mención este trabajo de investigación, son únicamente los desplazamientos y las aceleraciones que son producidas por las fuerzas de viento. Los estados límite de servicio se determinan con el fin de que en la estructura no se presenten condiciones de desempeño inadecuado de las funciones para las que fue proyectada, o la incomodidad de los habitantes de la misma.

4.1.1.1. Desplazamientos

El apéndice 4B.2 del MOCDV, proporciona una tabla de los desplazamientos límite permitidos para elementos estructurales como columnas y muros. Los desplazamientos evaluados serán producto únicamente de las cargas ocasionadas por el viento para un periodo de retorno de 50 años.

4.1.1.2. Aceleración máxima

También el MOCDV, proporciona una expresión para calcular la aceleración máxima para estructuras prismáticas, en la dirección longitudinal de las fuerzas de viento.

$$\ddot{X}_{max} = K_p \sigma_x \quad (4.1)$$

en donde:

\ddot{X}_{max} : es la aceleración máxima de la estructura

K_p : es el factor pico, adimensional

σ_x : es la desviación estándar de la aceleración de la estructura

El factor pico está dado por la siguiente expresión:

$$K_p = \sqrt{2 \ln(v T)} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \ln(v T)}} \quad (4.2)$$

donde $T = 600$ segundos, que es el tiempo en que se promedia la velocidad del viento y v es la frecuencia de cruces por cero la cual, en este caso, se toma igual a la frecuencia natural del primer modo de vibrar de la estructura en dirección longitudinal del viento.

La desviación estándar de la aceleración de la estructura se obtiene con:

$$\sigma_x = \frac{1}{m_e} \rho b C_a [V_D(Z_s)]^2 I_v(Z_s) R K_b \phi_{1,x}(z) \quad (4.3)$$

en donde:

m_e : es la masa equivalente de la estructura por unidad de longitud

ρ : la densidad del aire

b : la dimensión de la estructura en la dirección transversal al flujo del viento

C_a : coeficiente de fuerza o de arrastre

$V'_D(Z_s)$ la velocidad media de diseño

$I_v(Z_s)$ índice de turbulencia

R : raíz cuadrada del factor de respuesta en resonancia

K_b : factor de corrección de la forma modal de vibración por la aceleración

$\Phi_{1,x}(z)$ forma modal del primer modo de vibración de la estructura en dirección del flujo del viento

De manera similar a los desplazamientos, el MOCDV proporciona ciertos límites máximos de servicio para la aceleración, estos parámetros dependen directamente del periodo fundamental de vibrar y de la función o uso que desempeña la estructura estudiada. Así mismo, existen otros autores que con base en pruebas experimentales han propuesto algunos parámetros de vibraciones, donde dichas acciones comienzan a incomodar a las personas (*Simiu & Scanlan, 1996*).

La masa equivalente m_e , es considerado como el peso de la estructura en cada entrepiso multiplicada por la forma modal del primer modo de vibración de la estructura en dirección del flujo del viento a la altura requerida, la forma modal es normalizada a la unidad en el piso superior de la estructura, calculando sus valores correspondientes para los niveles inferiores. En términos generales, la masa equivalente para esta investigación resultó ser aproximadamente el 40 % del peso total de los modelos.

Por otra parte, el factor de corrección de la forma modal de vibración k_b para cada entrepiso de los modelos, se obtuvo de realizar un ajuste con el método de mínimos cuadrados (*Hernández B., 2010*). El procedimiento para obtener estos valores se muestran en el apéndice B.

4.2. ANÁLISIS DINÁMICO

La parte dinámica de esta investigación se realizó haciendo uso de un programa que permite simular mediante historias en el tiempo la componente longitudinal de las velocidades y fuerzas del viento a diferentes alturas, utilizando como datos principales la variación de la velocidad media del viento con la altura y una función de densidad de potencia espectral (*Orozco B., 2015*).

El software utiliza un método de simulación basado en técnicas de auto regresión y media móvil (ARMA), en el cual se considera la variación espacio – temporal del viento turbulento. El modelo

ARMA considera la combinación de un vector de ruido blanco Gaussiano, con los coeficientes de autoregresión y media móvil. Esto con la finalidad de simular una muestra del proceso estocástico estacionario en el tiempo, con varianza unitaria y media cero.

4.2.1. Consideraciones del Análisis

Para realizar la simulación las historias en el tiempo de las fuerzas del viento se realizaron las siguientes suposiciones:

- Se consideró una densidad del aire de 1.23 kg/m^3 .
- Por la geometría rectangular en corte que presentan los modelos, se utilizó un coeficiente de arrastre de 1.3 para ambos sentidos de análisis.
- La velocidad media del viento corresponde a un tiempo de promediación de diez minutos (600 segundos), con un paso de integración de 0.1 segundos. Se utiliza un amortiguamiento de 1.5 %.
- Se asume que para cada entrepiso en ambas direcciones ortogonales, actúa una historia en el tiempo de fuerza turbulenta generada por el viento en cada unión viga – columna. El área de exposición es contemplada como la altura de entrepiso multiplicada por la dimensión en planta perpendicular a la dirección del flujo del viento.

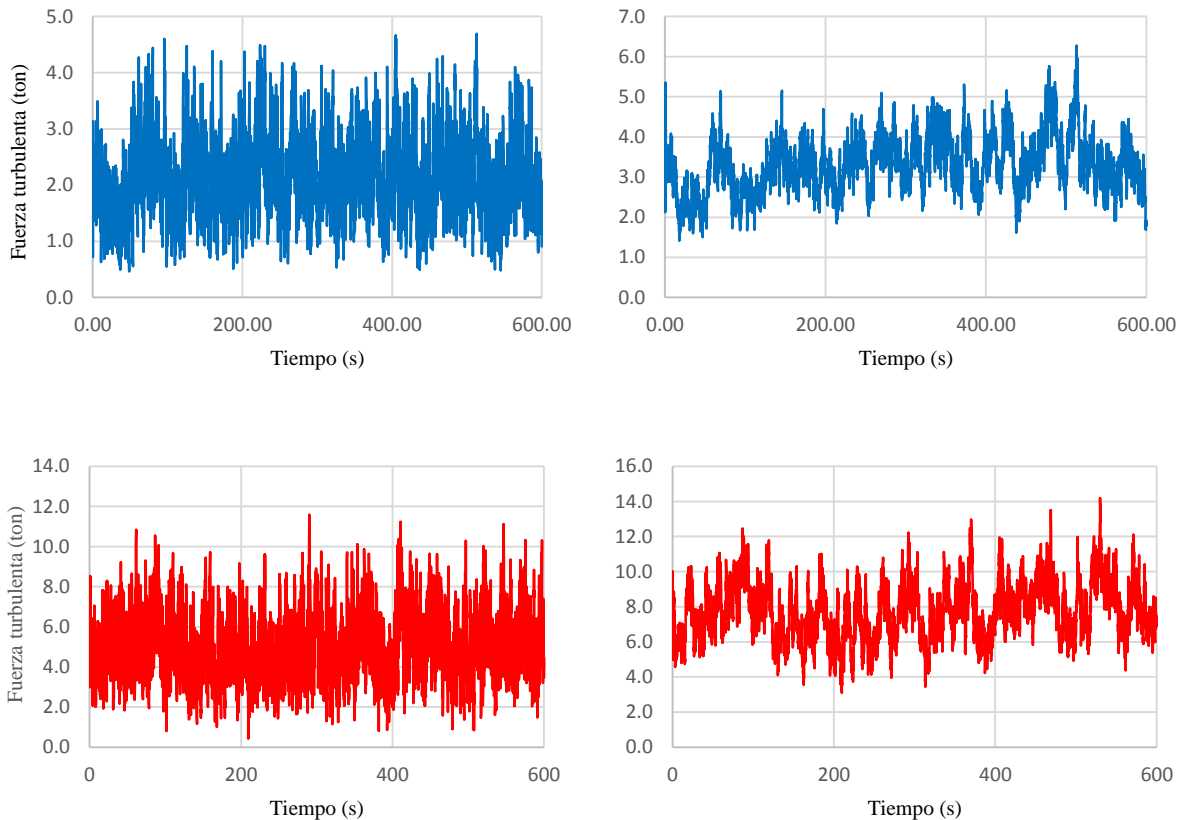
Las fuerzas generadas por el flujo del viento longitudinal a la estructura se aplican a cada nodo de todos los entrepisos del edificio mediante historias en el tiempo. Para cada estado de carga es necesario establecer en el software de análisis una función historia en el tiempo, y posteriormente un caso de carga donde actúan de forma simultánea las fuerzas del viento en cada dirección de estudio; se especifica el número total de iteraciones de tiempo (6000), paso de integración (0.1 segundos) y amortiguamiento de la estructura (1.5%). Con la finalidad de obtener la respuesta estructural en historias en el tiempo, se utiliza el caso de carga de tipo doble integración en el rango elástico, usando el método de Newmark.

4.2.2. Procedimiento de Análisis

Para alimentar el programa y crear las historias en el tiempo, los datos de entrada se plasman en un archivo de Excel en cinco columnas, los cuales son: el número de nodos o historias en el tiempo que se desean generar para cada dirección de análisis; la localización de éstos puntos por medio de coordenadas, en longitud y altura; el perfil de velocidades medias del viento en función a través de la altura; y, el área de exposición para cada punto en específico, que es definido como la altura del entrespacio por la longitud perpendicular al flujo del viento que presenta cada nodo.

El software proporciona la fuerza y la velocidad que genera el viento turbulento mediante archivos de texto, los cuales plasma las acciones en función del tiempo para diez minutos, con un intervalo constante de 0.1 segundos.

La figura 4.2 muestra la variación que presentan las fuerzas turbulentas del viento en función del tiempo a diferentes alturas, simuladas mediante el modelo ARMA, cuando se evalúa el edificio en la dirección longitudinal del prototipo M1, para las ciudades de Acapulco, Cancún y La Paz, respectivamente.



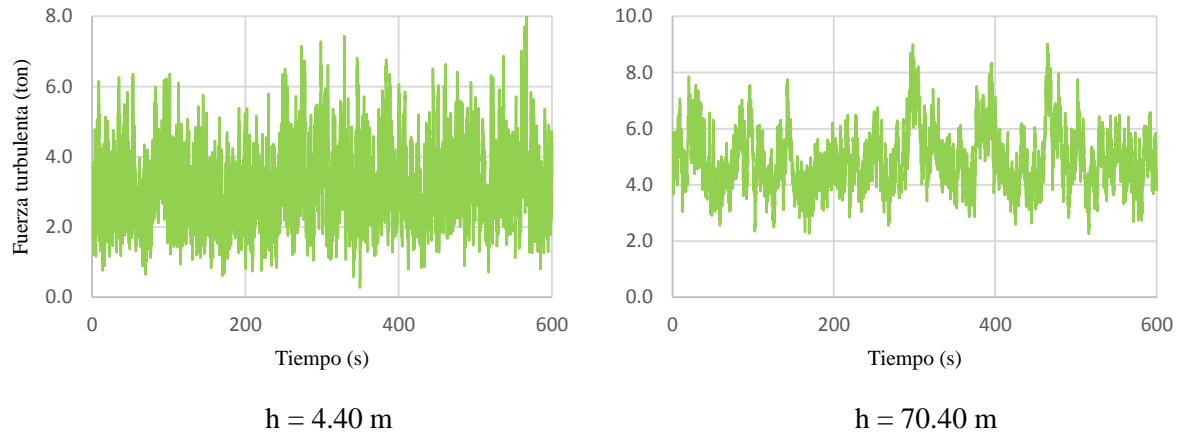


Figura 4.2 Fuerza turbulenta del viento en alturas de 4.40 y 70.40 m, respectivamente, para las ciudades de Acapulco (azul), Cancún (rojo) y La Paz (verde).

En la figura 4.2 se observa cómo varía la fuerza ocasionada por el flujo del viento a la altura del primer entresuelo (4.40 m) y el nivel de azotea (70.40 m) del EDO en dirección longitudinal. Las historias en el tiempo se muestran con mayor intensidad cuando los registros se evalúan en alturas pequeñas, esto debido a que la turbulencia del viento se incrementa cuando las acciones se generan a menor altura. Como consecuencia que las velocidades regionales varían en cada ciudad, las fuerzas turbulentas del viento mayores se presentaron en la ciudad de Cancún, posteriormente en La Paz, y, finalmente en Acapulco.

CAPÍTULO 5

COMPARACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

En este capítulo se estudian los resultados obtenidos del análisis estático (MOCDV) y dinámico (simulación, ARMA). Se compara la respuesta estructural obtenida para cada prototipo de estudio en función de la ciudad en que se suponen desplantadas las estructuras. Finalmente, se muestran y comparan los resultados derivados por ambos métodos.

5.1. RESULTADOS EMPLEANDO EL MOCDV (2008)

5.1.1. Velocidad Básica de Diseño

La tabla 5.1 muestra los datos empleados para cada prototipo de estudio, considerando las características del terreno de las ciudades donde se idealizaron desplantadas las estructuras.

Tabla 5.1 Datos de análisis

Ciudad	Vel. Regional (m/s)	Factor de Topografía	Clasificación Rugosidad	Clasificación Estructura	
				Importancia	Respuesta
Acapulco	41.67	0.90	1	B	2
Cancún	54.44	1.00	1	B	2
La Paz	45.56	1.00	1	B	2

La velocidad básica de diseño es directamente proporcional a la velocidad regional, la cual depende de la ciudad de estudio; el factor de topografía, que, como su nombre lo dice corresponde a las condiciones topográficas del sitio; y, el factor de exposición local, que depende del exponente que define la variación del viento con la altura (α), de la altura medida a partir del nivel del terreno de desplante (δ), y de un coeficiente de escala de rugosidad (c). Estos factores se obtienen en función de la altura a la que se pretende obtener la velocidad básica de diseño.

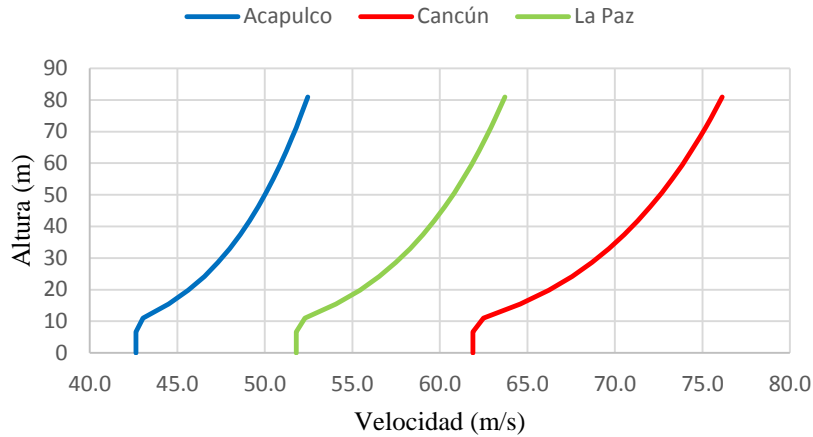


Figura 5.1 Perfil de la velocidad básica de diseño

La figura 5.1 representa los perfiles de velocidad básica de diseño para las tres ciudades donde se analizaron los modelos a estudiar. Como es de esperarse el perfil de velocidad mayor se presenta cuando los prototipos se desplantan en la ciudad de Cancún, La Paz y Acapulco, respectivamente.

5.1.2. Presión de Diseño

Se determinó la presión de diseño considerando los modelos como construcciones cerradas. El MOCDV menciona que una estructura de planta regular en la que uno de sus lados está completamente abierto se considera como cerrada con una abertura dominante en ese lado.

Los coeficientes de presión exterior, interior, los factores de reducción de presión por tamaño de área y presión local, se obtuvieron de la sección 4.3 del MOCDV. La tabla 5.2 muestra los coeficientes de presión utilizados para poder determinar la presión de diseño.

Tabla 5.2 Coeficientes de presión

Dirección de Análisis	X	Y1	Y2	
Barlovento	0.80	0.80	0.80	
Cpe	Sotavento	-0.46	-0.50	-0.50
	M. Lateral	-0.65	-0.65	-0.65
	Cpi	-0.61	0.75	-0.47

La figura 5.2 muestra el perfil de las presiones de diseño que se generan en la cara de barlovento cuando la estructura M2 es analizada en la ciudad de Acapulco. Las presiones máximas se presentaron cuando el flujo del viento corre en la dirección X (ver figura 3.6); el comportamiento es similar cuando el flujo del viento impacta la cara de barlovento en Y2; y, cuando el análisis se realiza en el sentido Y1

debido al entrante que exhibe el edificio se generan succiones hasta el nivel 14, y a partir del piso 15 presiones. El comportamiento de las presiones para la cara de barlovento evaluadas en las ciudades de Cancún y La Paz es similar a la de Acapulco, esto ocurre de manera similar cuando se evalúan los modelos M1 y M3.

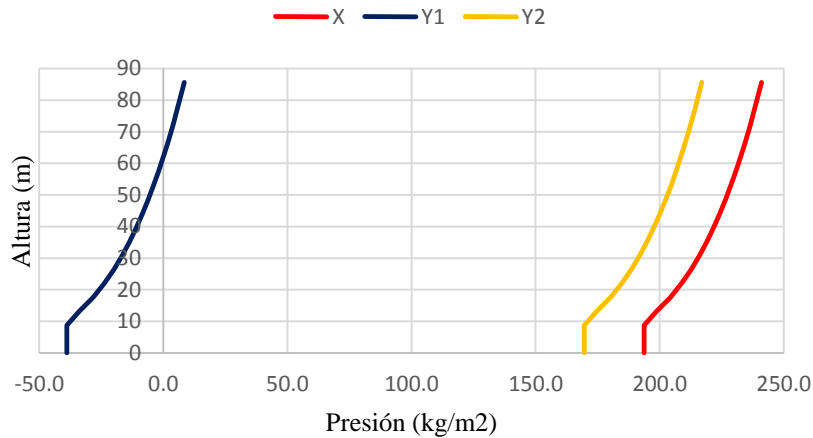


Figura 5.2 Presiones de diseño para la cara de barlovento para la ciudad de Acapulco en M2

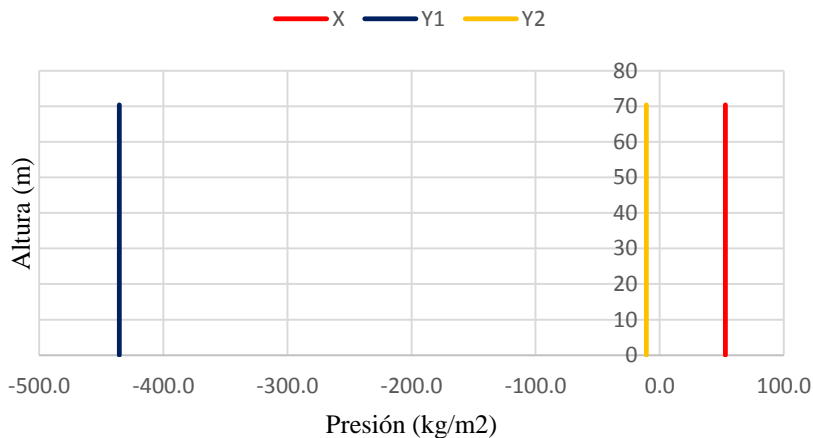


Figura 5.3 Presión de diseño en la cara de sotavento para la ciudad de Cancún en M1 y M3

Las presiones de diseño generadas en la cara de sotavento resultan ser mayores cuando el viento impacta a la cara permeable de la estructura (dirección Y1). La figura 5.3 indica que las presiones para cada dirección de impacto del viento son constantes a lo largo de la altura, tal como lo establece el MOCDV; sucediendo lo inverso cuando las presiones actúan en la cara de barlovento, donde el comportamiento de las presiones sí cambia con la altura. Los resultados positivos representan presiones, mientras que los valores negativos indican succiones.

5.1.3. Factor de Amplificación Dinámica

Para considerar los efectos dinámicos producidos por la turbulencia del viento, el MOCDV sugiere la implementación del FAD. Este parámetro depende directamente de las características geométricas y dinámicas de la estructura; la tabla 5.3 resume el valor de los datos necesarios para determinar el FAD. Cuando se realiza el análisis en la dirección transversal del edificio, los FAD obtenidos son menores a la unidad, con excepción de los modelos representados en Cancún. El valor mínimo que se asigna a este número adimensional es igual a uno.

Cuando los modelos se analizan en sentido longitudinal de los edificios, los FAD son ligeramente menores a la unidad.

Figura 5.3 Factor de amplificación dinámica

Factor de amplificación dinámica								
Modelo	Ciudad	f (Hz)	Iv (Zs)	B ²	R ²	K _p	F _{ADY}	F _{ADX}
M1	Acapulco	0.642	0.13	0.59	0.43	3.50	0.19	3.43
	Cancún						0.971	0.923
	La Paz						1.004	0.948
M2	Acapulco	0.592	0.12	0.58	0.43	3.48	0.30	3.47
	Cancún						0.989	0.936
	La Paz						0.973	0.916
M3	Acapulco	0.647	0.13	0.59	0.43	3.51	0.19	3.43
	Cancún						1.006	0.939
	La Paz						0.990	1.00

El FAD prácticamente se considera unitario para todos los modelos en todas las ciudades de análisis, por tal motivo los efectos dinámicos generados por la turbulencia del viento no tienen impacto alguno en los casos de estudio de esta investigación.

5.1.4. Fuerzas Dinámicas Equivalentes

Para obtener las fuerzas dinámicas equivalentes que se generan por el flujo de viento se determinan como el producto de la presión de diseño, el factor de amplificación dinámica y, un área expuesta que se supone como la altura de entrepiso por la dimensión del edificio en planta transversal al flujo del viento, como lo indica la sección 4.4.4 del MOCDV. La tabla 5.4 contiene las acciones para cada entrepiso para el prototipo de análisis del modelo M1 y M3. Es necesario mencionar que las acciones son similares para los modelos M1 y M3 debido a que presentan periodos de vibrar con gran similitud, pues de este parámetro depende directamente el factor de amplificación dinámica.

La fuerza dinámica equivalente para cada dirección de análisis se asume como la suma de fuerzas que actúan en la cara de barlovento y sotavento.

Tabla 5.4 Fuerzas dinámicas equivalentes para el modelo, M1 y M3

Fuerzas dinámicas equivalentes para M1 (Ton)									
Nivel	Acapulco, Gro.			Cancún, Q. Roo			La Paz, B.C.S.		
	X	Y1	Y2	X	Y1	Y2	X	Y1	Y2
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	25.04	-5.44	26.60	53.02	-11.52	56.32	37.55	-8.16	39.89
2	25.04	-5.44	26.60	53.02	-11.52	56.32	37.55	-8.16	39.89
3	25.27	-5.17	26.88	53.49	-10.94	56.90	37.88	-7.75	40.30
4	26.10	-4.17	27.88	55.25	-8.82	59.02	39.13	-6.25	41.80
5	26.75	-3.37	28.67	56.63	-7.14	60.70	40.11	-5.06	42.99
6	27.30	-2.71	29.33	57.79	-5.74	62.10	40.93	-4.06	43.98
7	27.77	-2.14	29.91	58.79	-4.52	63.31	41.64	-3.20	44.84
8	28.19	-1.63	30.41	59.68	-3.45	64.38	42.27	-2.45	45.60
9	28.56	-1.18	30.87	60.47	-2.49	65.34	42.83	-1.77	46.28
10	28.91	-0.76	31.28	61.19	-1.62	66.22	43.34	-1.15	46.90
11	29.22	-0.39	31.66	61.86	-0.82	67.02	43.81	-0.58	47.47
12	29.51	-0.03	32.01	62.47	-0.07	67.77	44.25	-0.05	47.99
13	29.78	0.29	32.34	63.05	0.62	68.46	44.65	0.44	48.49
14	30.03	0.60	32.64	63.58	1.27	69.11	45.03	0.90	48.95
15	30.27	0.89	32.93	64.09	1.88	69.72	45.39	1.33	49.38
16	30.50	1.16	33.21	64.57	2.46	70.30	45.73	1.75	49.79
Sotavento	3.30	-32.85	-0.81	6.98	-69.55	-1.71	4.95	-49.26	-1.21
M. Lateral	2.36	-27.59	-1.10	5.00	-58.40	-2.34	3.54	-41.36	-1.65

Los resultados obtenidos indican que las fuerzas máximas se presentan en la cara de barlovento cuando el flujo del viento impacta a los prototipos en la fachada oeste (Y2), y como era de esperarse la ciudad de Cancún es la que presenta las acciones mayores. Al estudiar los efectos en la cara de sotavento y muros laterales, los resultados críticos se presentan cuando el viento fluye en la dirección Y1, es decir, las caras expuesta son las fachadas oeste (sotavento) y norte y sur (muros laterales). Los valores positivos indican presiones y los negativos succiones.

Los resultados de las fuerzas dinámicas equivalentes correspondientes al modelo M2 se muestran en el apéndice C.1.

5.1.5. Centro de Masa, Rigidez y Cortante

Mediante la representación geométrica de los modelos de estudio en el programa de análisis Etabs, se logró conocer las coordenadas del centro de masa y de rigidez en cada entrepiso de los prototipos, los resultados se sintetizan en la tabla 5.5. Se tomó como punto de origen el nodo ubicado entre los ejes A y 7 (ver figura 1.2).

El modelo M2 presenta una variación notable en las coordenadas del centro de masa y rigidez en la dirección transversal de los modelos, debido a que en los pisos superiores al nivel N16 el área de construcción en planta se reduce notablemente.

Tabla 5.5 Centro de masa y rigidez

Nivel	Modelo, M1				Modelo, M2				Modelo, M3			
	Centro de masa (m)		Centro de rigidez (m)		Centro de masa (m)		Centro de rigidez (m)		Centro de masa (m)		Centro de rigidez (m)	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
1	18.11	16.12	18.15	16.51	20.59	17.57	23.75	20.55	18.08	16.16	17.38	16.56
2	18.11	16.01	18.15	15.92	18.80	15.98	18.93	16.53	18.04	16.08	17.10	16.69
3	18.15	16.05	18.16	15.72	18.66	16.02	18.52	16.01	18.08	16.12	16.99	16.62
4	18.15	16.32	18.16	15.72	18.15	16.32	18.37	15.92	18.07	16.40	16.94	16.62
5	18.16	16.35	18.16	15.80	18.17	16.38	18.24	16.09	18.08	16.42	16.93	16.71
6	18.17	16.38	18.16	15.94	18.16	16.35	18.29	15.97	18.09	16.46	16.94	16.84
7	18.17	16.37	18.16	16.10	18.17	16.37	18.21	16.23	18.09	16.46	16.96	16.99
8	18.18	16.36	18.15	16.27	18.18	16.36	18.19	16.39	18.09	16.45	17.00	17.16
9	18.18	16.37	18.15	16.45	18.18	16.37	18.18	16.57	18.09	16.46	17.05	17.33
10	18.18	16.38	18.15	16.64	18.18	16.38	18.17	16.75	18.09	16.47	17.09	17.51
11	18.18	16.38	18.15	16.82	18.18	16.38	18.16	16.93	18.10	16.47	17.14	17.68
12	18.18	16.40	18.15	17.01	18.18	16.40	18.15	17.12	18.10	16.49	17.19	17.85
13	18.20	16.44	18.14	17.18	18.20	16.44	18.15	17.29	18.11	16.54	17.23	18.01
14	18.21	16.48	18.14	17.33	18.21	16.48	18.14	17.45	18.12	16.58	17.27	18.15
15	18.21	16.48	18.14	17.46	18.21	16.48	18.14	17.59	18.12	16.58	17.31	18.26
16	18.21	16.47	18.14	17.57	18.20	17.03	18.14	17.72	18.15	16.54	17.33	18.35
16'					18.09	21.11	18.14	17.76				
17					18.03	21.52	18.14	17.91				
18					18.04	21.47	18.12	23.89				

Con los puntos de localización de los centros de masa en cada entrepiso y las fuerzas dinámicas equivalentes, aplicando las ecuaciones 3.15 y 3.16 es posible determinar las coordenadas del centro de cortante en dirección longitudinal y transversal de los entrepisos de cada modelo. La tabla 5.6 muestra las coordenadas del centro de cortante para cada entrepiso de los modelo.

A pesar que las fuerzas laterales se calcularon en diferentes regiones del país, y por ende hay diferencia en los resultados, la ubicación del centro de cortante es similar si se calcula utilizando las fuerzas obtenidas de cada lugar de estudio. El centro de cortante para la dirección longitudinal depende de las fuerzas dinámicas equivalentes en dirección perpendicular a ésta; como existen dos direcciones de análisis en sentido transversal del edificio se obtuvieron dos coordenadas para la componente x.

Es importante mencionar que aunque los prototipos M1 y M3 presentan periodos de vibrar similares, los centros de rigidez varían en gran medida debido a la incursión asimétrica de muros de concreto en el prototipo M3.

Tabla 5.6 Centro de cortante

Nivel	Centro de cortante (m)								
	Modelo, M1			Modelo, M2			Modelo, M3		
	X1	X2	Y	X1	X2	Y	X1	X2	Y
1	18.17	18.17	16.35	18.32	18.37	16.91	18.09	18.09	16.43
2	18.18	18.18	16.36	18.22	18.23	16.86	18.10	18.10	16.44
3	18.18	18.18	16.38	18.19	18.19	16.91	18.10	18.10	16.46
4	18.18	18.18	16.40	18.16	18.16	16.97	18.10	18.10	16.49
5	18.19	18.19	16.41	18.16	18.16	17.01	18.10	18.10	16.49
6	18.19	18.19	16.41	18.16	18.16	17.06	18.10	18.10	16.50
7	18.19	18.19	16.42	18.16	18.16	17.11	18.11	18.11	16.50
8	18.19	18.19	16.42	18.16	18.16	17.18	18.11	18.11	16.51
9	18.19	18.19	16.43	18.16	18.16	17.26	18.11	18.11	16.52
10	18.20	18.20	16.44	18.16	18.16	17.36	18.11	18.11	16.52
11	18.20	18.20	16.45	18.16	18.16	17.49	18.11	18.11	16.53
12	18.20	18.20	16.46	18.15	18.15	17.65	18.12	18.12	16.54
13	18.21	18.21	16.47	18.15	18.15	17.88	18.12	18.12	16.56
14	18.21	18.21	16.48	18.14	18.14	18.20	18.13	18.13	16.56
15	18.21	18.21	16.48	18.12	18.12	18.70	18.13	18.13	16.56
16	18.21	18.21	16.47	18.09	18.09	19.61	18.15	18.15	16.54
16'				18.04	18.04	21.44			
17				18.04	18.04	21.48			
18				18.04	18.04	21.47			

5.1.6. Momentos de Torsión

Una vez obtenidas las fuerzas dinámicas que actúan en los modelos en ambas direcciones ortogonales y acumulándolas, se determinó la fuerza cortante que actúan en los entrepisos de los edificios. El momento de torsión de entrepiso se obtiene de multiplicar la diferencia de coordenadas entre el centro de cortante y el de rigidez por la fuerza cortante actuante en dirección perpendicular a la excentricidad de dicho entrepiso; se considera que el momento es positivo si al aplicar la fuerza lateral el entrepiso sufre torsión en sentido de las manecillas del reloj, de forma contraria se considera que el momento es negativo.

De forma similar a la fuerza cortante, el momento de torsión de los entrepisos inferiores se calculó con la expresión 3.26, multiplicando el cortante que actúa en el nivel de interés por su correspondiente excentricidad estática. La tabla 5.7 muestra la excentricidad estática, fuerza cortante y momento de torsión por entrepiso que se genera en el prototipo M1 evaluado en Acapulco. Los resultados obtenidos al evaluar los prototipos M2 y M3 se muestran en el apéndice C.2.

La excentricidad de entrepiso varía en cada modelo, pero no así cuando cada uno se evalúa en diferentes regiones. Por la distribución de los elementos estructurales en los modelos, las excentricidades equivalente mayores de los prototipos se generaron de forma paralela a la componente longitudinal del edificio en M2 y M3, y en dirección opuesta para M1. Los porcentajes se muestran en la figura 5.4.

Tabla 5.7 Momento de torsión para el modelo M1

Nivel	Modelo M1, Acapulco								
	Fuerza cortante (Ton)			Excentricidad de entrepiso (m)			Momento de torsión (ton-m)		
	X	Y1	Y2	X1	X2	Y	X	Y1	Y2
1	395	496	496	0.02	0.02	0.16	-64	-10	10
2	374	469	469	0.02	0.02	0.44	165	-11	11
3	352	441	441	0.03	0.03	0.66	232	-11	11
4	330	414	414	0.03	0.03	0.69	227	-11	11
5	307	385	385	0.03	0.03	0.60	186	-12	12
6	284	355	355	0.03	0.03	0.48	135	-12	12
7	260	325	325	0.03	0.03	0.32	84	-11	11
8	235	295	295	0.04	0.04	0.15	36	-11	11
9	210	263	263	0.04	0.04	0.02	-5	-11	11
10	185	232	232	0.05	0.05	0.20	-37	-11	11
11	160	200	200	0.05	0.05	0.38	-60	-10	10
12	134	167	167	0.06	0.06	0.55	-74	-9	9
13	107	134	134	0.06	0.06	0.71	-76	-8	8
14	81	101	101	0.07	0.07	0.85	-69	-7	7
15	54	68	68	0.07	0.07	0.98	-53	-5	5
16	27	34	34	0.07	0.07	1.09	-30	-2	2

La figura 5.4 exhibe la excentricidad equivalente para cada modelo analizado en cada dirección, la cual se determinó con la ecuación 3.27. El M1 por la distribución simétrica de los elementos estructurales presenta porcentajes menores al 10 % en ambos sentidos; el prototipo M2 debido al cambio brusco de rigidez a partir del piso 16, ocasionó excentricidad mayor en la dirección longitudinal del edificio; y, el modelo M3 por los muros de concretos anexados a lo largo del eje 7, generó una fuerte asimetría en planta en el sentido X donde la excentricidad equivalente superó el 20%. Con base en la clasificación propuesta de los modelos por su excentricidad equivalente (capítulo 3.7), los prototipos de estudio M1, M2 y M3 se consideran como regular, irregular y fuertemente irregular, respectivamente.

Los modelos pueden presentarse en términos del coeficiente de torsión, estos valores se obtienen a partir de la ecuación 3.28, figura 5.5. Los resultados respaldan los parámetros de la excentricidad equivalente, pues su comportamiento es similar.

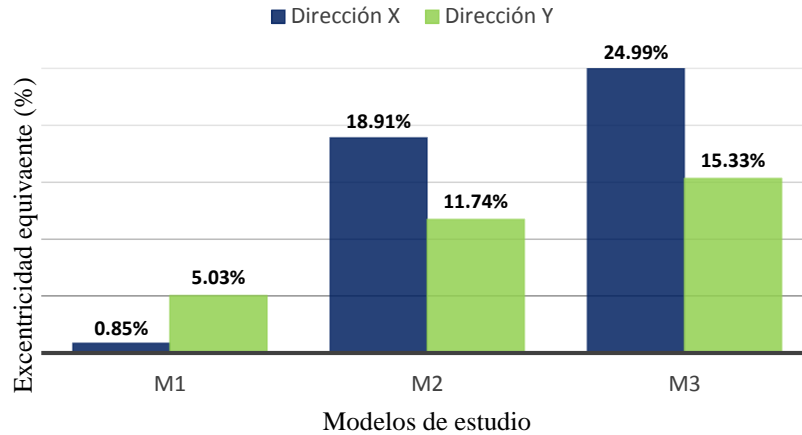


Figura 5.4 Excentricidad equivalente de los modelos

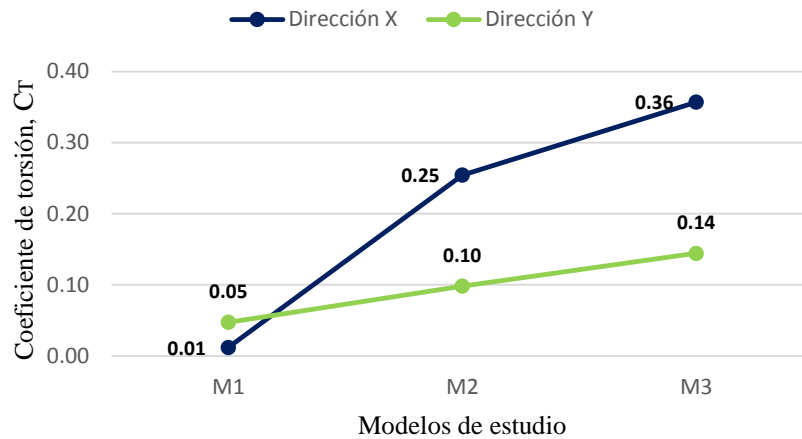


Figura 5.5 Coeficientes de torsión

5.1.7. Desplazamientos

Los desplazamientos máximos en columnas generados por el viento ocurren cuando el flujo impacta al edificio en dirección transversal (Y2). Los desplazamientos transversales máximos se presentaron en el último nivel de la estructura, cuyos valores para M1, M2 y M3 son de 3.53, 6.13 y 3.55 cm, respectivamente. Para la dirección opuesta los desplazamientos se reducen a 2.06, 2.58 y 2.08 cm, para los prototipos M1, M2 y M3. Los modelos M1 y M3 muestran desplazamientos similares para ambas direcciones de estudio. La figura 5.6 representa de forma gráfica los desplazamientos transversales (T) y longitudinales (L) a través de los niveles para cada prototipo de estudio evaluados en la ciudad de Cancún.

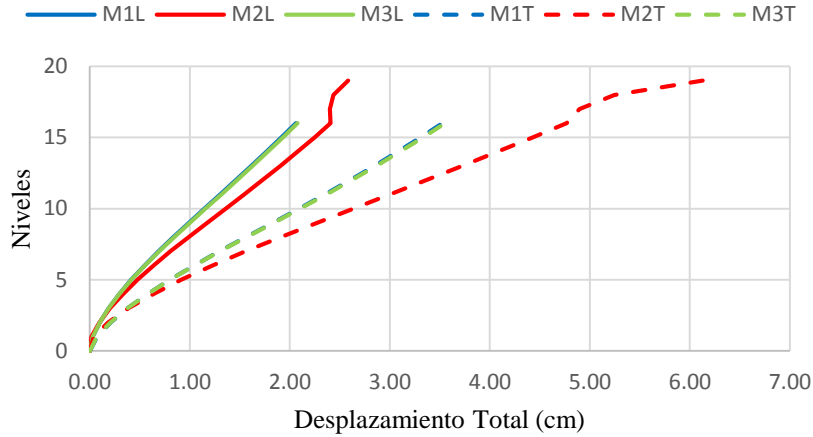


Figura 5.6 Desplazamientos totales para columnas evaluados en Cancún

A pesar que el modelo M3 está clasificado como fuertemente irregular, los desplazamientos máximos se presentaron en el prototipo M2, probablemente se debe a que la altura de entrepiso del último nivel es de 9.20 metros.

El MOCDV proporciona una guía de los valores límite permisible de desplazamiento para diseño, para condiciones de servicio. El manual indica que los desplazamientos relativos permisibles para columnas es el producto de la altura libre de entrepiso entre 500. La tabla 5.8 muestra los parámetros ya mencionados evaluados para el modelo M1 en la dirección longitudinal.

Tabla 5.8 Desplazamientos relativos para el modelo M1

Nivel	Desplazamiento relativo (cm)			
	Relativo			Permitido
	Acapulco	Cancún	La Paz	
1	0.014	0.030	0.021	0.88
2	0.033	0.069	0.049	0.88
3	0.042	0.089	0.063	0.88
4	0.050	0.106	0.075	0.88
5	0.057	0.120	0.085	0.88
6	0.062	0.132	0.094	0.88
7	0.067	0.141	0.100	0.88
8	0.071	0.150	0.106	0.88
9	0.073	0.154	0.109	0.88
10	0.074	0.156	0.111	0.88
11	0.074	0.156	0.111	0.88
12	0.074	0.156	0.110	0.88
13	0.073	0.154	0.109	0.88
14	0.072	0.152	0.108	0.88
15	0.070	0.149	0.106	0.88
16	0.069	0.146	0.103	0.88

Los desplazamientos relativos son mínimos comparados con los que admite el MOCDV para las tres ciudades de análisis, por lo que este requisito se encuentra dentro del rango permitido. Los resultados al evaluar los prototipos M2 y M3 son similares a los de esta tabla.

La figura 5.7 representa de forma gráfica la variación de los desplazamientos relativos a través de los entresijos del modelo M1. La línea punteada muestra el rango límite permisible que establece el MOCDV, y es palpable que la estructura no presentará problemas por desplazamientos excesivos, es decir, el flujo de viento que impacta al edificio en ambas direcciones no ocasiona que la estructura se desplace en gran medida. Para las tres ciudades analizadas los valores máximos se presentaron entre los niveles 10 y 12.

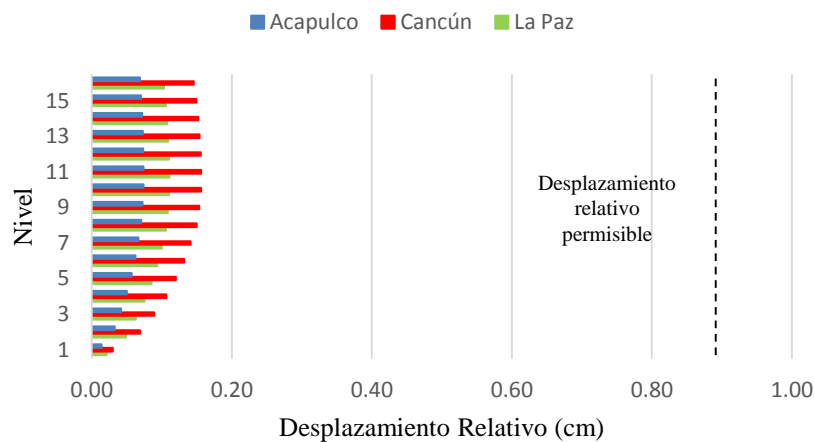


Figura 5.7 Desplazamientos relativos longitudinales en el modelo M1

5.2.8. Aceleraciones

Se calcularon las aceleraciones longitudinales al flujo del viento para cada entrepiso y dirección de los modelos estudiados. Los resultados de las vibraciones se revisaron con los que permite el MOCDV para estructuras destinadas a oficinas, donde a partir de la frecuencia de vibrar es posible conocer los valores máximos permisibles; con frecuencias menores que 0.1 hz la aceleración máxima es de 1.5 mili-g, mientras que para frecuencias mayores a 1 hz el límite se reduce a 7.5 milésimas de la gravedad, y para estructuras que presentan frecuencias entre éstos dos valores se puede interpolar de forma lineal.

Los resultados también son comparados con los límites propuestos en 1996 por Simiu y Scanlan (S&S), cuyas aceleraciones se encuentran en porcentaje de la gravedad y grado de incomodidad de las

personas. Para valores menores a 0.5 (5 mili-g) las vibraciones son imperceptibles, entre 0.5 y 1.5 (5 a 15 mili-g) las aceleraciones son perceptibles, de 1.5 a 5 (15 a 50 mili-g) comienza a ser molesto, de 5 a 15 muy molesto (50 a 150 mili-g), y por último mayores a 15 (150 mili-g) la sensación llega a ser intolerable.

En las figuras 5.8 a 5.13 se presentan las aceleraciones longitudinales a diferentes alturas que sufren los modelos en las diferentes ciudades de evaluación obtenidas por el método estático. La línea punteada muestra el rango de vibración que permite el MOCDV.

Las gráficas 5.8 y 5.9 indican que los resultados obtenidos para el prototipo M1 las aceleraciones mayores se presentan cuando el flujo del viento impacta a la estructura en la dirección Y, como es de esperarse las ciudades críticas fueron Cancún, La Paz y Acapulco, respectivamente.

Cuando se analiza el sentido X, el prototipo desplantado en Cancún rebasa el límite permisible a partir del piso 8, en La Paz en el nivel 10, y únicamente la ciudad de Acapulco presenta vibraciones que no exceden los límites propuestos por el MOCDV. Para la dirección opuesta, las aceleraciones rebasan los valores permisibles a partir del nivel 5, 7 y 10, para las ciudades de Cancún, La Paz y Acapulco.

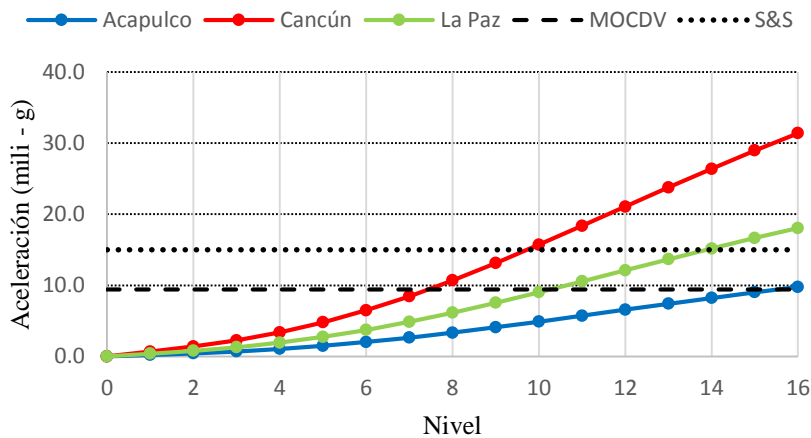


Figura 5.8 Variación de la aceleración en dirección X para M1

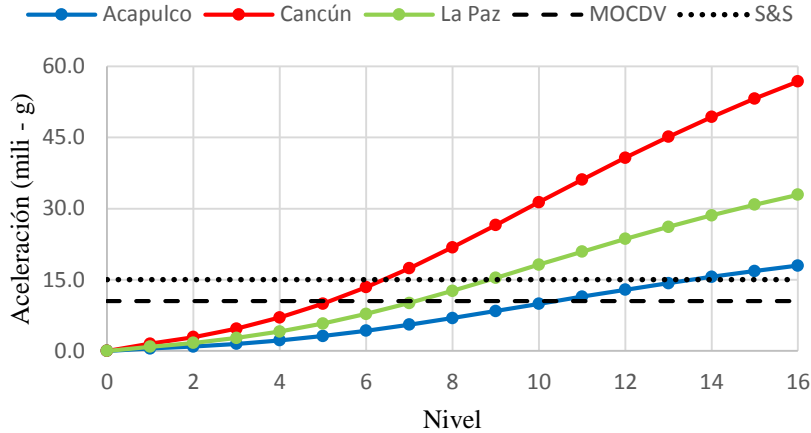


Figura 5.9 Variación de la aceleración en dirección Y para M1

Según las frecuencias de vibrar que presenta el modelo M2, las aceleraciones permisibles son de 9.84 y 10.90 mili-g para la dirección longitudinal (x) y transversal (y), respectivamente. La figura 5.10 y 5.11 representa las vibraciones que existe en la estructura por cada nivel, donde los valores máximos para el sentido x se presentan en el piso 16 y en la dirección contraria en el último nivel. Al igual que el prototipo 1, solamente la ciudad de Acapulco cumple cuando se analiza en sentido longitudinal.

Comparando los resultados con los propuestos por S&S, para la componente longitudinal las vibraciones llegan a hacer molestas para los habitantes del edificio cuando la estructura se evalúa en la ciudad de Cancún y La Paz, pues en ambos lugares las aceleraciones rebasan los 15 mili-g permitidos. Para el sentido transversal las tres ciudades exceden el límite establecido por S&S, a partir de los pisos 13, 9 y 7 para Acapulco, Cancún y La Paz, respectivamente.

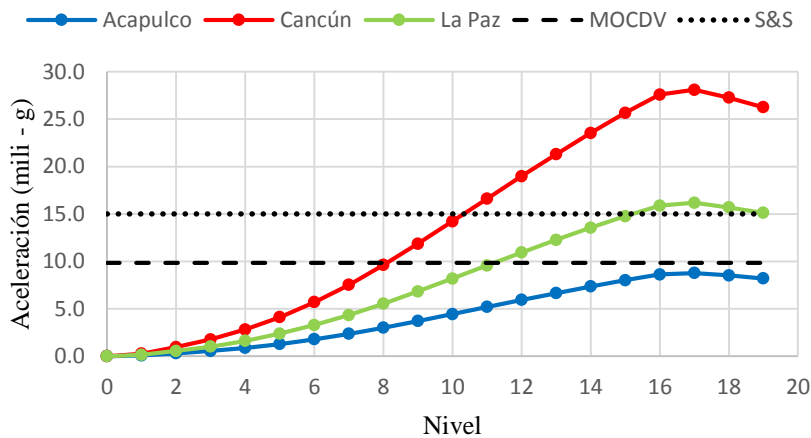


Figura 5.10 Variación de la aceleración en dirección X para M2

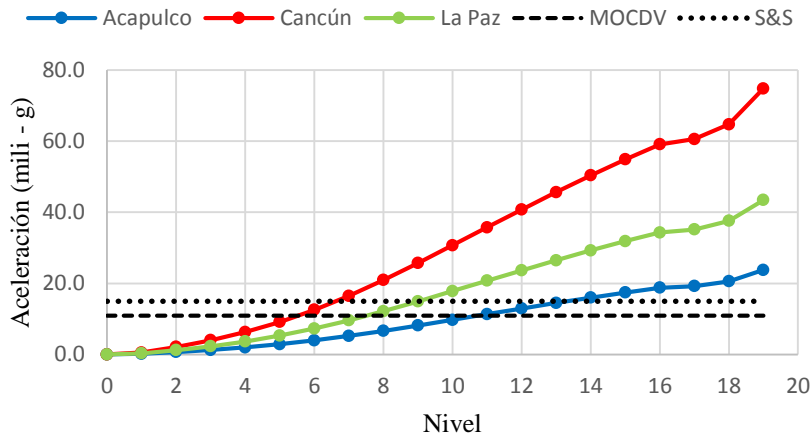


Figura 5.11 Variación de la aceleración en dirección Y para M2

El edificio con mayor excentricidad equivalente M3, muestra un comportamiento de las vibraciones actuantes similares al prototipo 1, esto debido a que los periodos de vibrar en ambas estructuras no varían en gran magnitud.

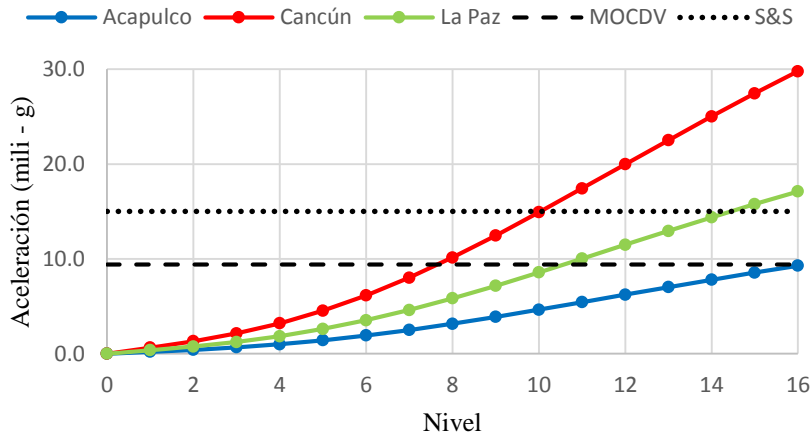


Figura 5.12 Variación de la aceleración en dirección X para M3

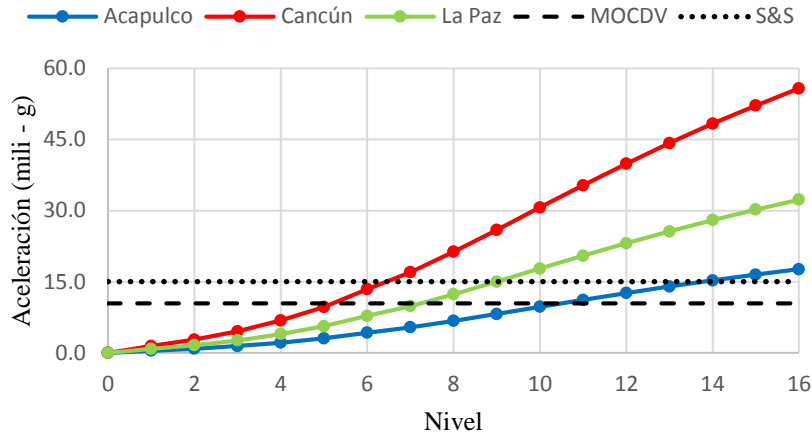


Figura 5.13 Variación de la aceleración en dirección Y para M3

De manera general las aceleraciones que presentan los tres prototipos de estudio son superiores a las que establece como límite permisible el MOCDV. Únicamente cuando se evalúan los modelos en la ciudad de Acapulco para la componente longitudinal, las vibraciones son menores al rango que establece el manual.

Por otra parte, comparando los resultados con los valores que establecen los autores Simiu y Scanlan, las estructuras evaluadas en Acapulco y La Paz presentan un grado de incomodidad molesto en los últimos niveles de los edificios. Para la ciudad de Cancún cuando el viento impacta al edificio en la cara este, las vibraciones superan las 50 mili-g, por lo que el grado de incomodidad lo clasifica como muy molesto para las personas que habiten del piso 14 en adelante.

Las Normas Técnicas Complementarias Para Diseño por Viento del Distrito Federal indican que las aceleraciones debidas a empujes dinámicos no deberán sobrepasar de 40 mili-g. Al cotejar los resultados de esta investigación con los antes mencionados, solamente las estructuras evaluadas en Cancún en la dirección transversal no cumplen este requisito.

5.2. RESULTADOS EMPLEANDO EL MÉTODO DE SIMULACIÓN

Al determinar las fuerzas ocasionadas por el viento utilizando el método de simulación (parte dinámica), se logró obtener la respuesta estructural de los edificios en términos de historias en el tiempo. De forma similar al análisis estático, únicamente se determinan los desplazamientos y aceleraciones.

5.2.1. Desplazamientos

Se lograron obtener los desplazamientos máximos de columnas en cada entrespacio de los modelos para las dos direcciones de análisis. La figura 5.14 muestra la variación de los desplazamientos máximos a través de los niveles para los tres prototipos evaluados en la ciudad de La Paz. Para el sentido longitudinal (L) los registros mayores se presentaron en el nivel 16, cuyos valores para M1, M2 y M3 son de 1.70, 1.97 y 1.78 centímetros, respectivamente. Para la dirección transversal (T) los resultados se incrementan a 2.39, 3.01 y 2.36 centímetros para los modelos M1, M2 y M3. Los resultados para M1 y M3 son similares para los dos casos de análisis.

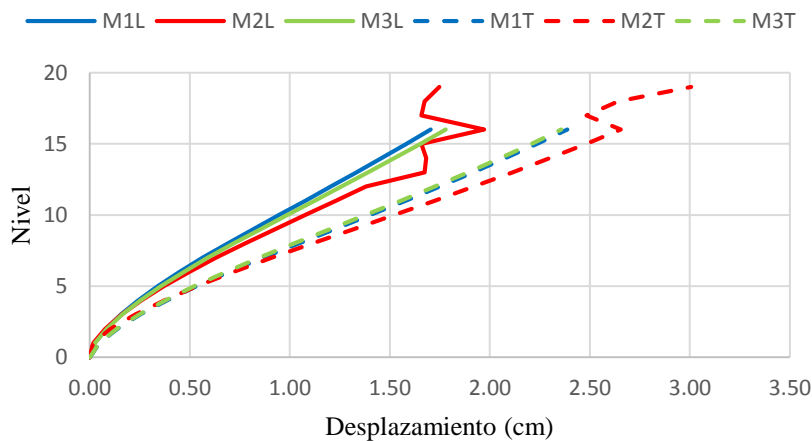


Figura 5.14 Desplazamientos máximos para la ciudad de La Paz

Al igual que el análisis estático, al conocer la respuesta de la estructura usando el método de simulación, los desplazamientos máximos se presentan en el modelo M2, siendo la dirección transversal la que cuenta con valores mayores, teniendo una variación importante en el último piso causado por la doble altura que presenta. A pesar que el grado de excentricidad equivalente entre los prototipos M1 y M3 varía en demasía, estas estructuras cuentan con periodos de vibrar similares, es por ello que los desplazamientos se comportan de igual forma.

La tabla 5.9 resume los resultados de desplazamientos relativos que actúan en el prototipo M3 para el sentido trasversal para las ciudades de Acapulco, Cancún y La Paz, respectivamente. La respuesta de desplazamientos es comparada con los parámetros límite permisible que proporciona el MOCDV, estos resultados son inferiores a la tolerancia establecida por el manual. Los valores mayores se presentaron en Cancún, posteriormente en La Paz, y, finalmente en Acapulco. Se observó que los desplazamientos relativos más elevados se presentan entre los niveles N10 y N12.

Tabla 5.9 Desplazamientos relativos para el modelo M3

Nivel	Desplazamiento relativo (cm)			
	Relativo			Permitido
	Acapulco	Cancún	La Paz	
1	0.033	0.065	0.047	0.88
2	0.063	0.122	0.087	0.88
3	0.080	0.157	0.112	0.88
4	0.096	0.187	0.132	0.88
5	0.108	0.212	0.146	0.88
6	0.118	0.233	0.159	0.88
7	0.125	0.248	0.167	0.88
8	0.130	0.259	0.173	0.88
9	0.132	0.263	0.178	0.88
10	0.132	0.263	0.179	0.88
11	0.129	0.257	0.175	0.88
12	0.126	0.257	0.171	0.88
13	0.121	0.250	0.166	0.88
14	0.118	0.243	0.161	0.88
15	0.114	0.234	0.156	0.88
16	0.109	0.226	0.150	0.88

La figura 5.15 exhibe de forma gráfica el valor de los desplazamientos relativos, y como varían a través de los entrepisos de los modelos estudiados. Los desplazamientos relativos permisibles de cada ciudad no sobrepasa el rango establecido por el MOCDV representado mediante la línea punteada. Por lo tanto, al evaluar las estructuras por el método de simulación, los resultados indican que los edificios no presentan desplazamientos excesivos.

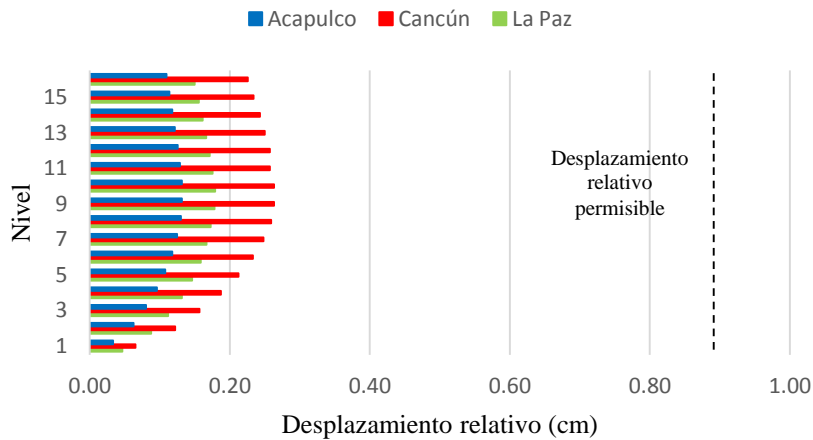


Figura 5.15 Desplazamientos relativos transversales en el modelo M3

5.2.2. Aceleraciones

Con el método de simulación se lograron conocer las aceleraciones máximas en cada entrepiso de los modelos analizados para las tres ciudades donde se han supuesto desplantados los edificios. Las figuras 5.16 y 5.17 muestran las aceleraciones máximas por entrepiso que se registraron al evaluar los tres prototipos al ser idealizados desplantados en la ciudad de Cancún. El MOCDV indica que los límites permisibles están en función de la frecuencia de vibrar de la estructura, para los modelos M1, M2 y M3 las vibraciones que permite el manual son de 9.42, 9.84 y 9.39 mili-g, y de 10.48, 10.90 y 10.44 mili-g, para la dirección longitudinal y transversal, respectivamente. En los gráficos únicamente se representa el límite menor de 10.44 mili-g correspondiente al prototipo M3; además, diversos ensayos han indicado que a partir de 15 mili-g las personas comienzan a percibir las vibraciones (*Simiu y Scanlan, 1996*).

Para la componente longitudinal las vibraciones máximas se presentaron el último nivel de los edificios, siendo el modelo M3 quien presentó valores mayores hasta el piso N16. Comparando los resultados con los valores límites permisibles por el MOCDV, el prototipo M3 rebasa lo establecido por el manual a partir del piso N9, mientras que en los edificios M1 y M2 es a partir del nivel N13; al hacer la comparación con los autores Simiu y Scanlan el modelo M1 se encuentra dentro de lo permitido, mientras que las estructuras M2 y M3 sobrepasan este rango a partir de los pisos N19 y N14, respectivamente.

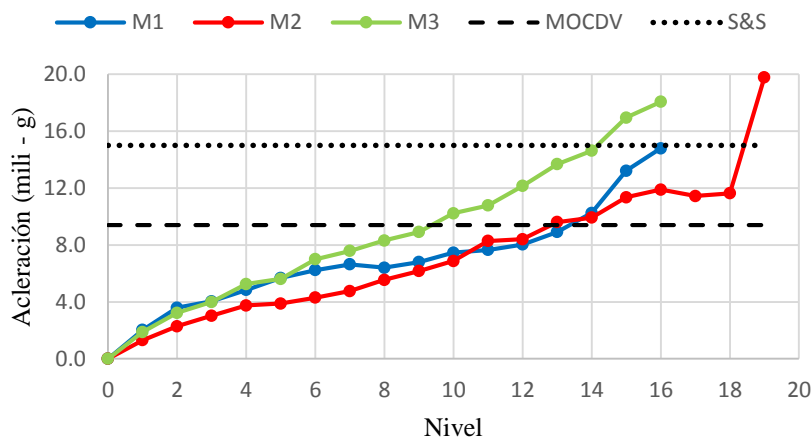


Figura 5.16 Aceleración longitudinal para la ciudad de Cancún

Las vibraciones máximas que se presentan en la dirección transversal son de 18.15, 28.98 y 16.44 mili-g para los modelos M1, M2 y M3, en todas las estructuras los valores mayores se generan en el último

nivel. Las aceleraciones rebasan los límites establecidos por el MOCDV a partir del piso N10; por otra parte, con los rangos de S&S los prototipos M1 y M3 exceden el límite a partir del nivel N15, mientras que el edificio M2 presenta vibraciones excesivas en entresijos superiores al nivel N13.

El comportamiento de las aceleraciones para las ciudades de Acapulco y La Paz son similares a las que se presentaron en la ciudad de Cancún. Para la componente longitudinal los valores máximos se presentaron para el prototipo clasificado como fuertemente irregular M3; para la componente opuesta las vibraciones se comportan de forma similar en los tres casos de análisis. Las gráficas que representan la variación de las vibraciones para Acapulco y La Paz se muestran en el apéndice D.

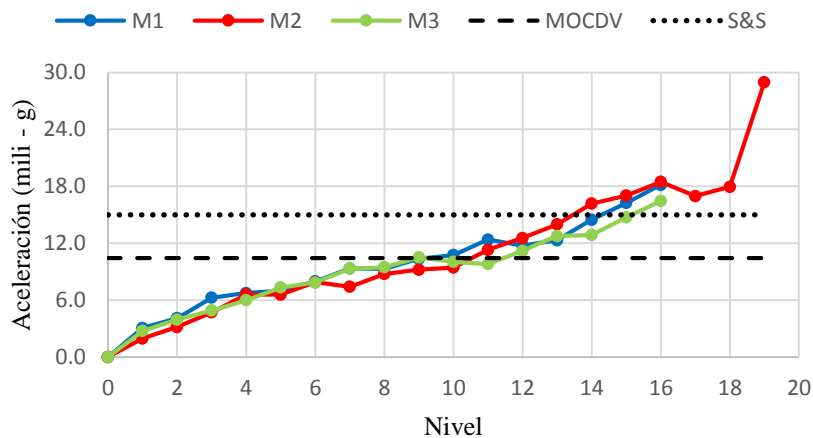


Figura 5.17 Aceleración transversal para la ciudad de Cancún

5.3. COMPARACIÓN DE RESULTADOS

5.3.1. Desplazamientos

Se analizaron y compararon los desplazamientos máximos registrados en el nivel N16 utilizando el método estático y de simulación que presentan los tres modelos estudiados para cada ciudad. La figura 5.18 y 5.19 muestra la respuesta de desplazamientos que presentan los prototipos M1, M2 y M3 cuando el viento impacta a la estructura en sentido longitudinal y transversal, al ser evaluados en la ciudad de Acapulco.

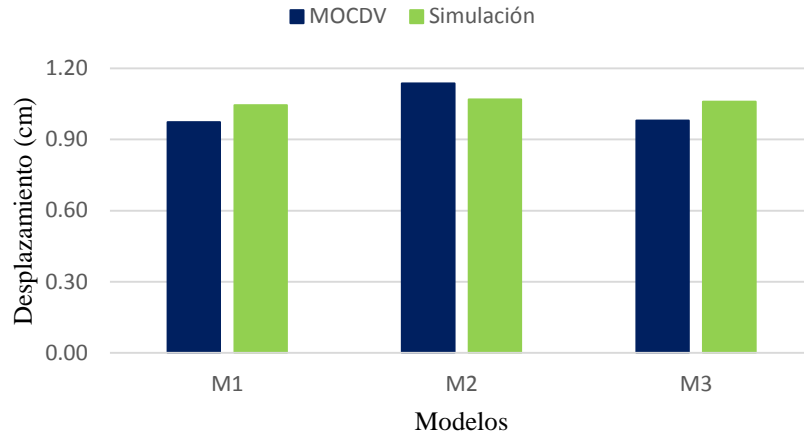


Figura 5.18 Desplazamientos máximos en la componente longitudinal para Acapulco

Los desplazamientos máximos que mostró el modelo analizado en la ciudad de Acapulco en sentido longitudinal es de 0.97, 1.14 y 0.98 centímetros utilizando el proceso de análisis establecido por el MOCDV; por otra parte mediante el análisis de simulación dinámica los resultados fueron de 1.04, 1.07 y 1.06 centímetros para los modelos M1, M2 y M3, respectivamente. Los valores máximos se presentaron en el prototipo M2, siendo el método estático el más conservador.

La variación de desplazamientos para M1 es de 7% a favor del método de simulación, M2 presentan una discrepancia de 6.5% con resultados mayores empleando el MOCDV, y finalmente M3 varía un 8% con resultados más elevados con la simulación dinámica.

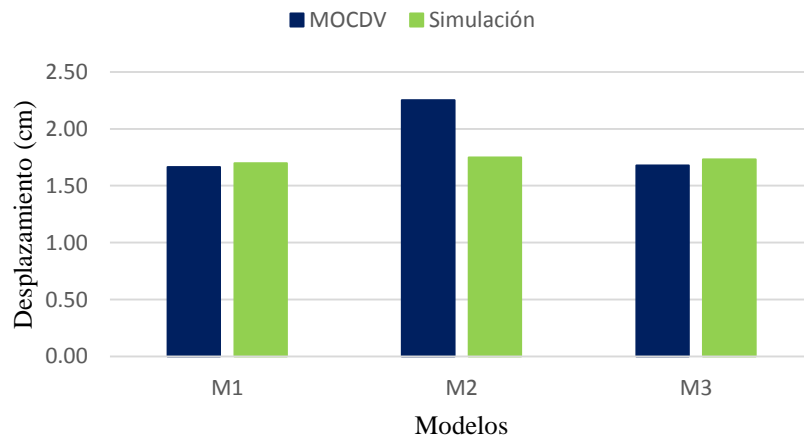


Figura 5.19 Desplazamientos máximos en la componente transversal para Acapulco

Para la componente transversal los desplazamientos resultaron ser mayores que en la dirección opuesta, esto debido a que los periodos de vibrar presentan resultados mayores en el sentido transversal. Cuando

se emplea el MOCDV los valores son para M1 de 1.67 cm, en M2 de 2.25 cm, y posteriormente M3 con 1.68 cm; en la parte dinámica los desplazamientos son de 1.70, 1.75 y 1.73 centímetros para M1, M2 y M3, respectivamente. Prácticamente la diferencia de desplazamientos por ambos métodos en los prototipos M1 y M3 es mínima; para el modelo M2 el porcentaje de diferencia entre ambos métodos es del 28.5%, siendo el MOCDV el método más cauteloso.

De manera general, la variación de desplazamientos no cambia en gran medida cuando los modelos presentan diferente excentricidad equivalente de la estructura. Para los prototipos M1 y M3 ligeramente el método de análisis utilizando la simulación dinámica resulta ser mayor; de manera inversa, para el modelo M2 empleando el MOCDV resulta ser más conservador.

Los resultados obtenidos para las ciudades de la Paz y Cancún se muestran en el apéndice E.

5.3.2. Aceleraciones

Se realizó la comparación de las aceleraciones máximas generadas en la estructura utilizando el MOCDV y la simulación dinámica. Las figuras 5.20 y 5.21 muestran la variación de las vibraciones en cada prototipo de análisis para la componente longitudinal y transversal cuando los modelos se idealizan desplantados en la ciudad de La Paz. También, se presentan dos barras representativas de los valores límites permisibles en el MOCDV y los propuestos por los autores Simiu y Scanlan (S&S).

Cuando el edificio es estudiado en la orientación longitudinal, las aceleraciones máximas ocurren cuando las fuerzas debidas al viento turbulento actúan en los edificios de forma estática, con mayor impacto en el prototipo M1. Para la parte estática las aceleraciones son del orden de 18.04, 15.88 y 17.11 mili-g para los modelos M1, M2 y M3, respectivamente; cuando la fuerza del flujo de viento se aplica a la estructura mediante historias en el tiempo, se obtuvieron vibraciones de 8.81 para M1, 8.47 para M2 y, por último 10.15 en M3, estos valores son en términos de milésima de la gravedad.

Es importante mencionar que las vibraciones plasmadas en la gráfica para la componente longitudinal son las máximas obtenidos en el nivel N16. Comparando los resultados con los límites permisibles, los valores determinados con el MOCDV superan en las tres estructuras los límites del manual y de S&S; al analizar las vibraciones generadas en la parte dinámica son menores que lo propuesto por S&S, e incluso para M1 y M2 no rebasan los parámetros establecidos en el MOCDV. La discrepancia en los resultados por ambos métodos es palpable, con diferencias de 105% para el modelo M1, 87% en M2, y 69% para la estructura con mayor irregularidad.

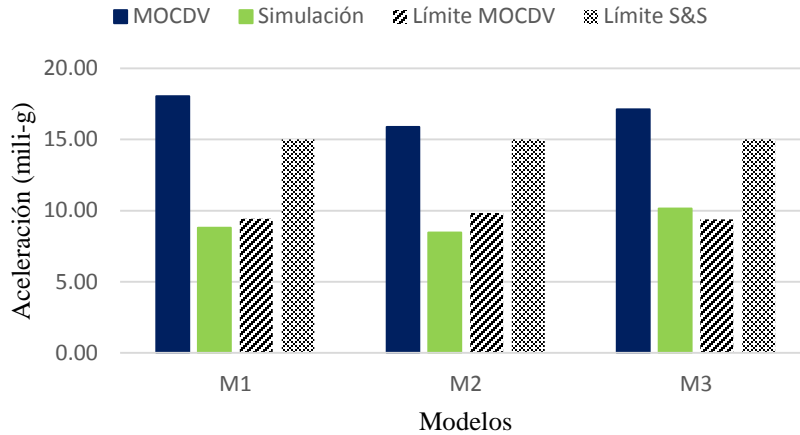


Figura 5.20 Aceleraciones máximas en la componente longitudinal para La Paz

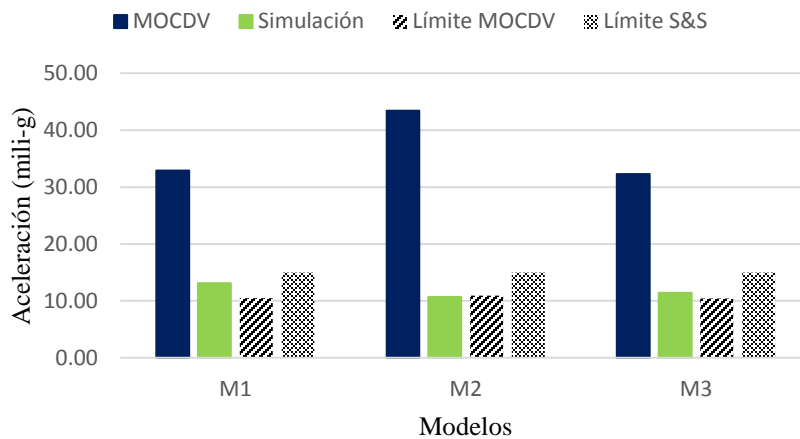


Figura 5.21 Aceleraciones máximas en la componente transversal para La Paz

Las aceleraciones presentadas en el sentido transversal de la estructura muestran tendencia similar a la dirección opuesta, pues los resultados mayores se obtuvieron con el análisis estático. Las vibraciones para M1, M2 y M3 son de 32.93, 43.44 y 32.31 mili-g, correspondientemente; los valores para el método de simulación son menores, para el modelo M1 13.12 mili-g, en el edificio M2 10.71 mili-g, y para el prototipo M3 11.46 milésimas de la gravedad.

Los valores obtenidos en la parte estática superan en gran magnitud la percepción de las personas ante estas condiciones que es de 15 mili-g. Las aceleraciones registradas mediante la simulación dinámica son pequeñas comparadas con las del análisis estático, se comportan ligeramente menor que lo permisible por S&S y el MOCDV.

Para poder conocer la variación que tienen las aceleraciones cuando la excentricidad equivalente cambia en cada edificio, se optó por medir las vibraciones en las cuatro esquinas de los prototipos en el nivel N16. La figura 5.22 muestra los puntos donde se registraron las aceleraciones en los tres edificios.

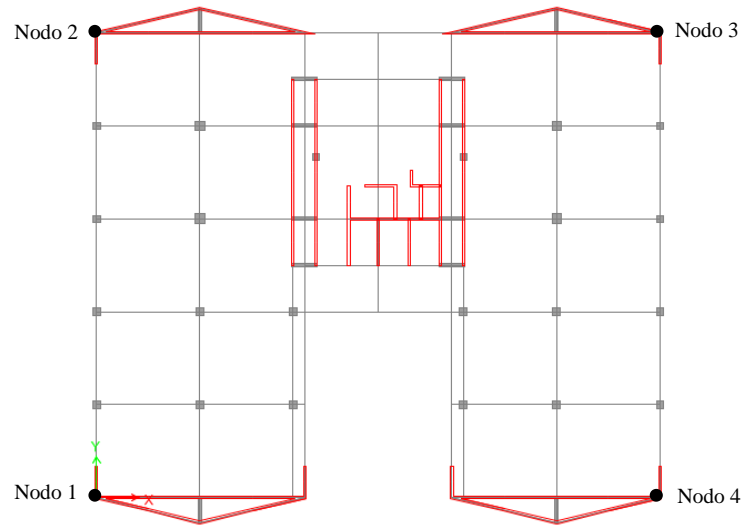


Figura 5.22 Registro de aceleraciones

La gráfica de la figura 5.23 muestra la forma en que se alteran las vibraciones longitudinales para los cuatro puntos registrados al ser evaluados en la ciudad de La Paz. Los valores mayores se presentaron en la cara este del edificio (nodos 1 y 4), siendo el modelo M2 el más crítico; para los puntos 2 y 3, el prototipo M1 presentó vibraciones ascendentes.

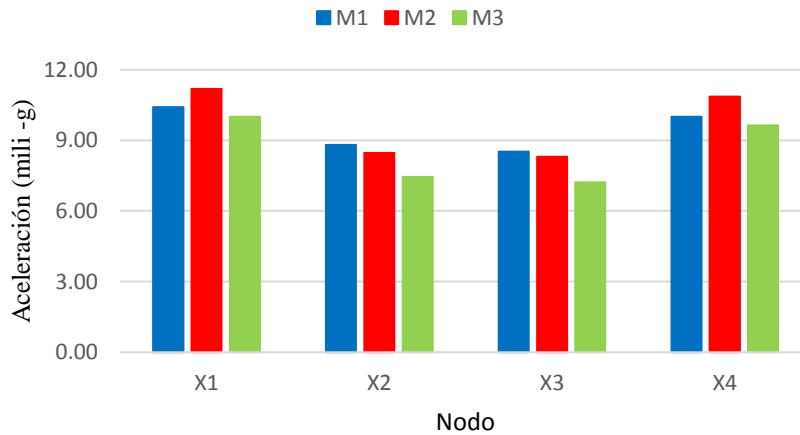


Figura 5.23 Variación de aceleración longitudinal

Para las vibraciones transversales nuevamente los nodos 1 y 4 presentan resultados mayores. La aceleración máxima en el punto 1 es de 15.17 mili-g y corresponde al modelo M1, mientras que en el nodo 4 se registró una vibración máxima de 15.80 mili-g para el prototipo M3.

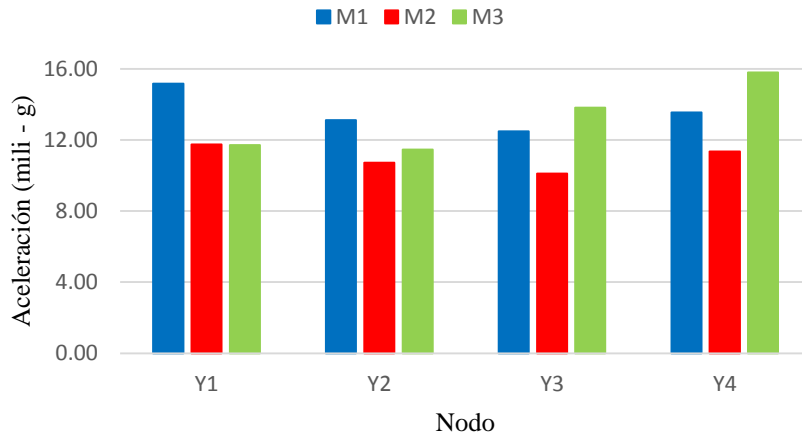


Figura 5.24 Variación de aceleración transversal

Los registros de aceleraciones indican que para la componente longitudinal el modelo M2 muestra ligeramente resultados mayores. Por otra parte, al evaluar la dirección transversal, el prototipo M3 predomina en los nodos 3 y 4; y, el edificio M1 es más conservador en los puntos 1 y 2.

Finalmente, al comparar el comportamiento de las aceleraciones en los 4 puntos monitoreados, indican que la respuesta de la estructura no es más crítica cuando los edificios presentan mayor irregularidad.

CAPÍTULO 6

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Una vez obtenida la respuesta estructural de los tres prototipos estudiados en este trabajo de investigación, utilizando los lineamientos establecidos por el Manual de Obras Civiles para Diseño por Viento de la Comisión Federal de Electricidad (MOCDV) y, por el método dinámico mediante historias en el tiempo, para las ciudades de Acapulco, Cancún y La Paz, se concluye que:

- La clasificación de irregularidad de los modelos con base en su excentricidad equivalente para los prototipos estudiados, no es proporcional a las aceleraciones máximas generadas en el nivel superior de los edificios por efecto de las ráfagas de viento. Se observó que para los modelos que presentan menor frecuencia de vibrar, las aceleraciones que se generan son mayores. Sin embargo, la variación de las vibraciones entre un modelo y otro no es de magnitud significativa.
- Referente a las aceleraciones, la respuesta estructural es más conservadora al aplicar la metodología establecida por el MOCDV para ambas direcciones de análisis. Sin embargo, todos los prototipos de análisis presentan vibraciones que exceden los límites establecidos por el manual y las 15 mili-g propuestos por diferentes autores, con excepción del modelo evaluado en la ciudad de Acapulco para la componente longitudinal. El grado de incomodidad de los habitantes de cada edificio llega a ser “molesto” cuando las vibraciones son calculadas con el método estático en las tres ciudades donde se suponen desplantadas las estructuras; para el caso de la simulación dinámica, el nivel de incomodidad en las ciudades de Acapulco y La Paz es “perceptible”, mientras que Cancún es catalogado como “molesto”.
- Los desplazamientos relativos que se produjeron en los tres prototipos analizados para las tres ciudades en que se suponen desplantados los edificios, calculados de forma estática y dinámica, no sobrepasan los límites permisibles que sugiere el MOCDV, por lo tanto los modelos no presentarán desplazamientos excesivos. Es importante mencionar que los desplazamientos obtenidos cuando las fuerzas de viento son inducidas a los modelos mediante simulación dinámica con historias en el tiempo, son superiores a los que se producen al inducir las fuerzas de manera estática cuando los modelos se analizan en la dirección longitudinal; y,

en la componente transversal las fuerzas obtenidas según el MOCDV son más conservadoras que las simuladas de forma dinámica.

- Es recomendable que en un diseño estructural para edificios similares a los de este trabajo de investigación, no solamente se verifique que los desplazamientos que presenta una estructura cumplan con las condiciones de servicio límite permisibles, es necesario verificar que las aceleraciones que presenta el prototipo no sean superiores a 15 mili-g como lo sugieren diversos autores; si bien, las vibraciones que sufre una estructura no están clasificadas como un problema estructural, éstas pueden originar incomodidad entre los habitantes de un edificio o en los usuarios de una estructura, por lo que deben ser evaluadas como condiciones de comodidad o confort.

- Se sugiere realizar un estudio similar al de esta investigación considerando una estructura de mayor altura en los prototipos de análisis, con la finalidad de conocer en que magnitud varían las aceleraciones cuando los modelos presentan diferente grado de irregularidad con base en su excentricidad equivalente.

REFERENCIAS

Camargo P. (2007), “Análisis de registro sísmico en un edificio alto cercano a la estación SCT”, Tesis de Maestría, Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.

Elsharawy M. at al (2015), “Torsional and shear wind loads on flat-roofed buildings”, Engineering Structures, pp. 313-324.

Escobar A. at al (2004), “Evaluación de criterios de diseño por torsión sísmica estática para edificios de varios pisos”, Revista de Ingeniería Sísmica N° 71, México, pp. 64-67.

Ferretiz (2007), “Modelos analíticos representativos de un edificio instrumentado cerca de la estación SCT”, Tesis de Maestría, Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.

Hernández B. at al (2010). “Respuesta dinámica de torres de telecomunicación ante cargas eólicas en México”, Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, México, pp. 3-11.

Hernández B. (2014). “Comparación de aceleraciones en condiciones de servicio ante cargas eólicas y sísmicas en edificios altos”, Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, México.

Mendis P. at al (2007), “Wind Loading on Tall Buildings”, EJSE Special Issue, University of Melbourne, Australia, pp. 52-53.

Manual de Diseño de Obras Civiles (2008), “Diseño por Viento”, Instituto de Investigaciones Eléctricas – Comisión Federal de Electricidad, México.

Muñoz B., at al (2008), “Respuesta dinámica de edificios debida a ráfagas de viento”, Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, México.

NTC-concreto (2004), Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto del Reglamento de construcciones para el Distrito Federal, Gaceta oficial del Distrito Federal, tomo II, No. 103-BIS, México, D.F., octubre 06.

NTC-sismo (2004), Normas Técnicas Complementarias para diseño por sismo del Reglamento de construcciones para el Distrito Federal, Gaceta oficial del Distrito Federal, tomo II, No. 103-BIS, México, D.F., octubre 06.

NTC-viento (2004), Normas Técnicas Complementarias para diseño por viento del Reglamento de construcciones para el Distrito Federal, Gaceta oficial del Distrito Federal, tomo II, No. 103-BIS, México, D.F., octubre 06.

Orozco B. (2015), “Comparación de la respuesta estructural de edificios altos ante viento turbulento y desprendimiento de vórtices”, Tesis de Maestría, Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.

Pérez G. E. (2015), “Guía para el análisis de estructuras de mampostería”, Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, México, pp. 61-71.

Pozos E. et al (2015), “Apuntes de clase 2015-2: Ingeniería de Viento”, Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.

Simiu E. y Scanlan R. (1996), “Wind effects on structures: Fundamentals and applications to design”, 3rd, Ed., Wiley, New York, pp. 511-512.

“Sistema Viento”, versión 1.0, Instituto de Investigaciones Eléctricas – Comisión Federal de Electricidad, México.

APÉNDICE A

A.1. Geometría Complementaria del EDO

La figura A.1 muestra las dimensiones en planta del sistema de cimentación utilizado para el EDO. La estructura es soportada por pilotes de concreto de sección cuadrada y dimensiones variables, con longitud de penetración de 22.0 metros hasta suelo firme.

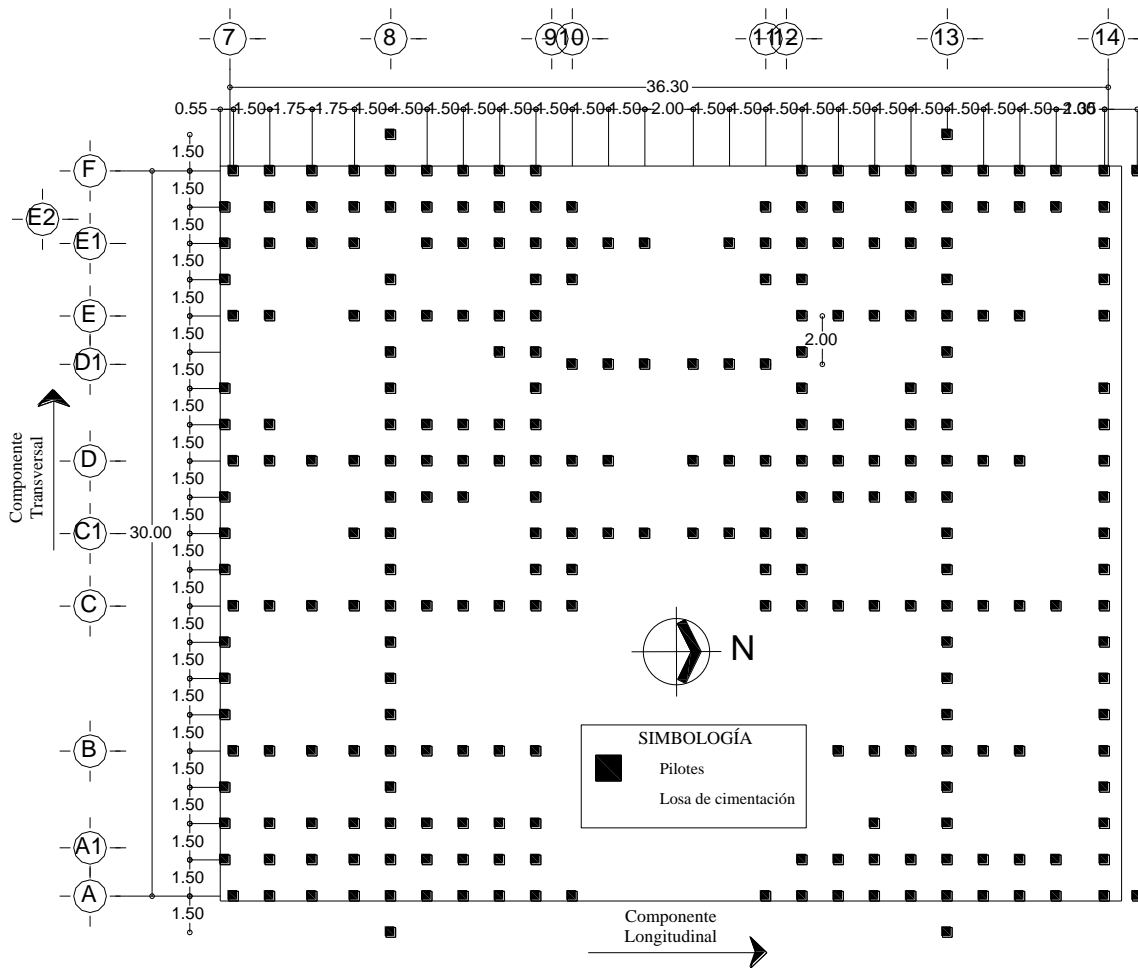


Figura A.1. Planta losa de cimentación

La geometría y secciones de los elementos estructurales de los niveles N1 y N2 se exhiben vistos en planta en la imagen A.2.

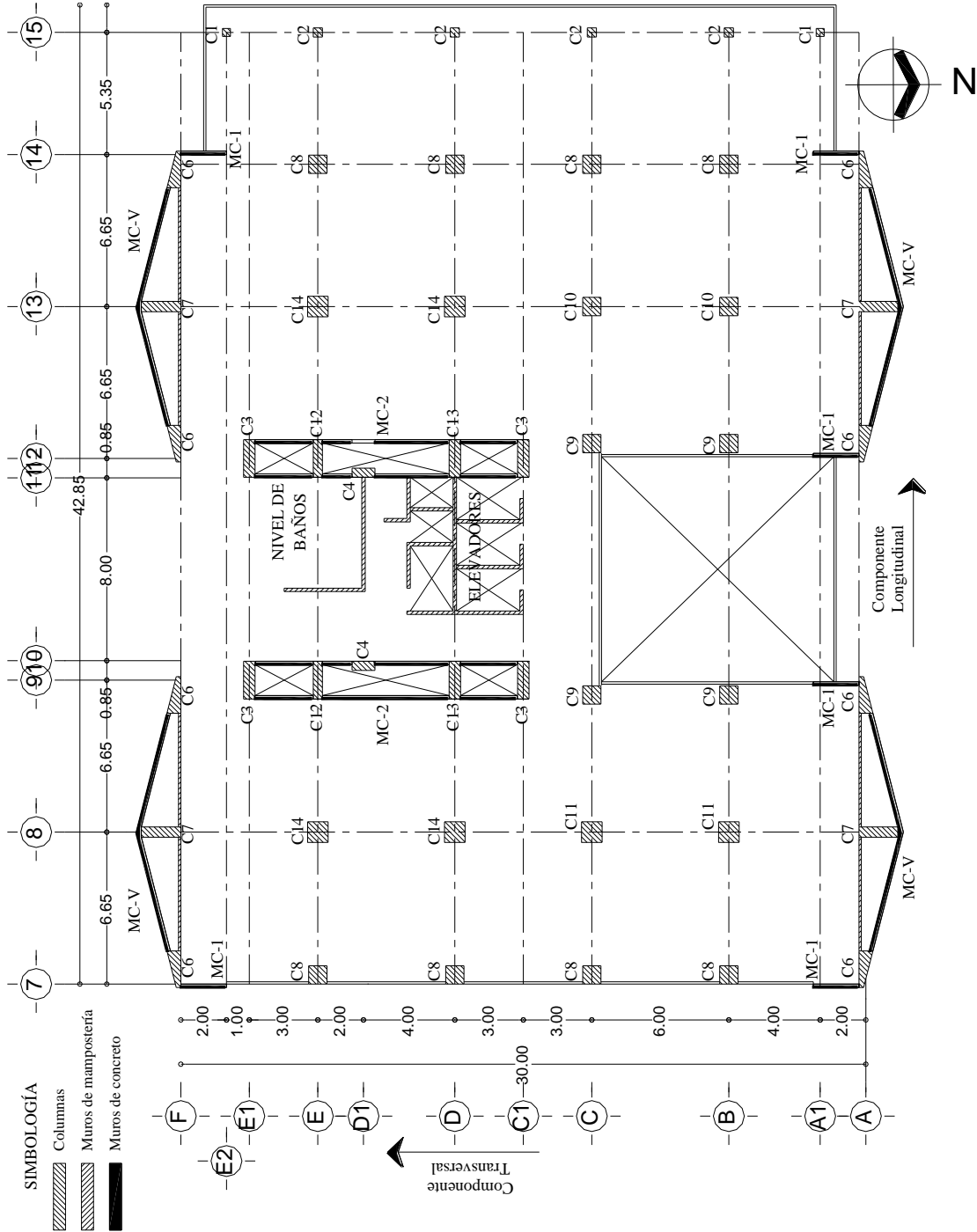


Figura A.2. Planta niveles N1 y N2

La figura A.3 representa las dimensiones en planta del N3; así mismo, se presentan las secciones de columnas y muros.

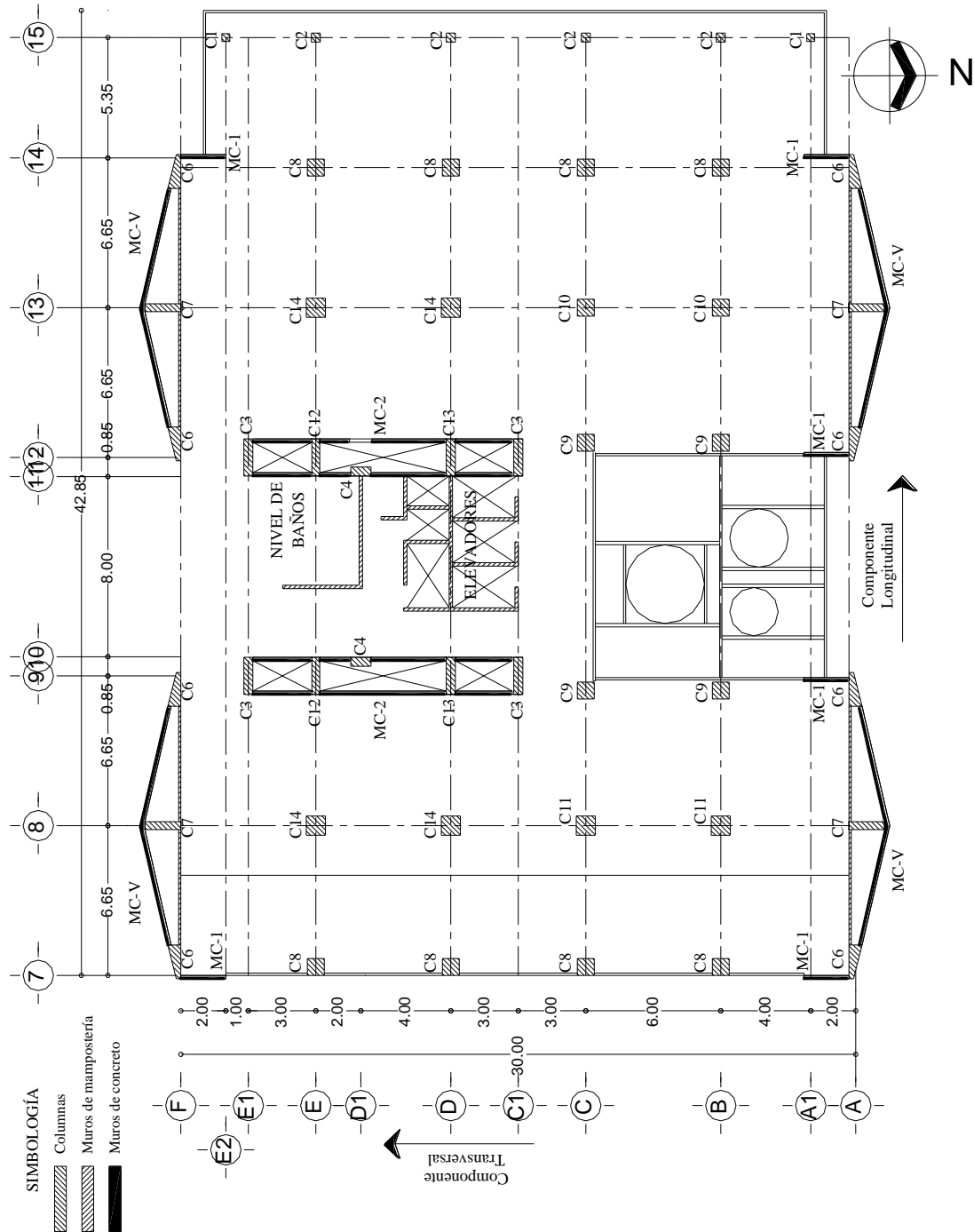


Figura A.3. Planta nivel N3

La figura A.4 representa las dimensiones de las plantas a partir del N4 hasta el N15, en la cual desaparece el eje 15 en dirección transversal. De manera general, los niveles son repetitivos hasta el piso 16, debido a que en los pisos superiores la superficie de construcción se reduce de forma drástica.

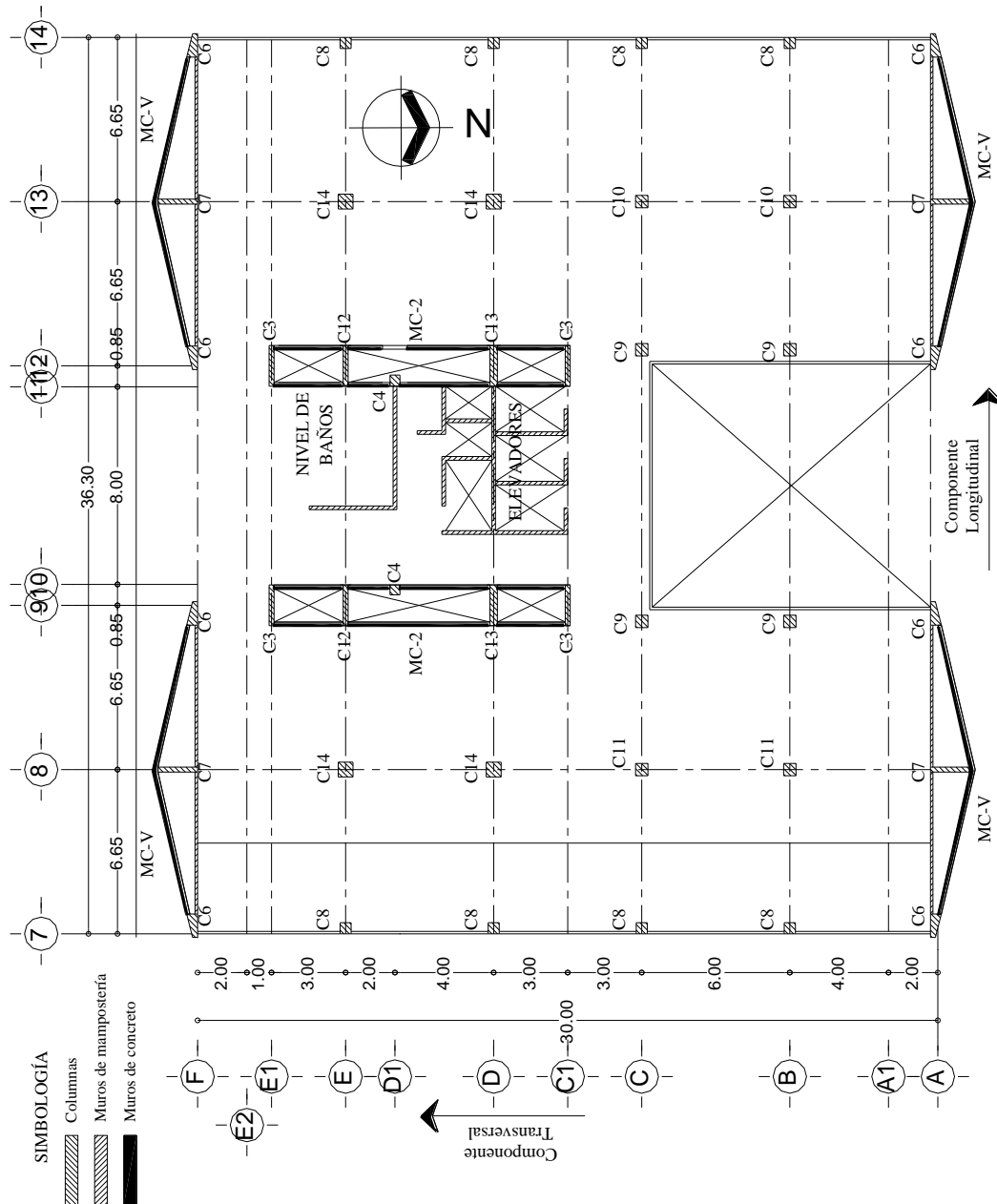


Figura A.4. Plantas niveles N4 a N16

APÉNDICE B

B1. Regresión por mínimos cuadrados

Con la finalidad de ajustar la curva que caracteriza a la forma modal de vibrar para los edificios analizados en ambas direcciones ortogonales, se optó por utilizar el método de la línea de regresión por mínimos cuadrados. Este método consiste en determinar la ecuación de una línea recta que tenga mayor similitud con la configuración gráfica de los datos experimentales reales.

La pendiente de la recta está dada por la expresión que se muestra a continuación:

$$m = \frac{\sum xy - \frac{(\sum x)(\sum y)}{n}}{\sum x^2 - \frac{(\sum x)^2}{n}} \quad (\text{B.1})$$

Donde las variables x e y , representan las formas modales y la altura de cada entreciso de los modelos, respectivamente; y n , es el número de datos a procesar.

$$b = \bar{y} - m\bar{x} \quad (\text{B.2})$$

$$y = mx + b \quad (\text{B.3})$$

Donde \bar{x} representa el valor promedio de las sumatoria de las formas modales, mientras que \bar{y} es el promedio de la sumatoria de las alturas de los entrecisos del prototipo. Y y , es conocida por la ecuación de la línea recta.

B2. Factor de corrección de la forma modal de vibración para la componente longitudinal

Tabla B.1 Factor de corrección de la forma modal para la componente longitudinal

Nivel	Modo normalizado	Altura (m)	Altura Ajustada (m)	Factor de corrección
0	0.00	0.00	6.31	0.00
1	0.02	4.40	7.37	1.67
2	0.05	8.80	9.44	1.07
3	0.09	13.20	12.21	0.92
4	0.14	17.60	15.58	0.89
5	0.20	22.00	19.43	0.88
6	0.27	26.40	23.72	0.90
7	0.34	30.80	28.35	0.92
8	0.41	35.20	33.24	0.94
9	0.49	39.60	38.27	0.97
10	0.57	44.00	43.36	0.99
11	0.65	48.40	48.37	1.00
12	0.72	52.80	53.30	1.01
13	0.79	57.20	58.08	1.02
14	0.87	61.60	62.73	1.02
15	0.93	66.00	67.17	1.02
16	1.00	70.40	71.48	1.02

La tabla B.1 muestra cuatro columnas, la primera de ellas contiene el número de pisos que tiene el edificio M1, posteriormente se muestra las formas modales de vibrar normalizadas a la unidad en el último piso del modelo, la columna tres contiene la altura acumulada real y la ajustada mediante el método de regresión lineal por mínimos cuadrados, finalmente se muestra el factor de corrección de la forma modal que se obtiene de la diferencia de valores entre la altura real y las ajustadas. La figura B.1 muestra de forma gráfica los resultados de este proceso.

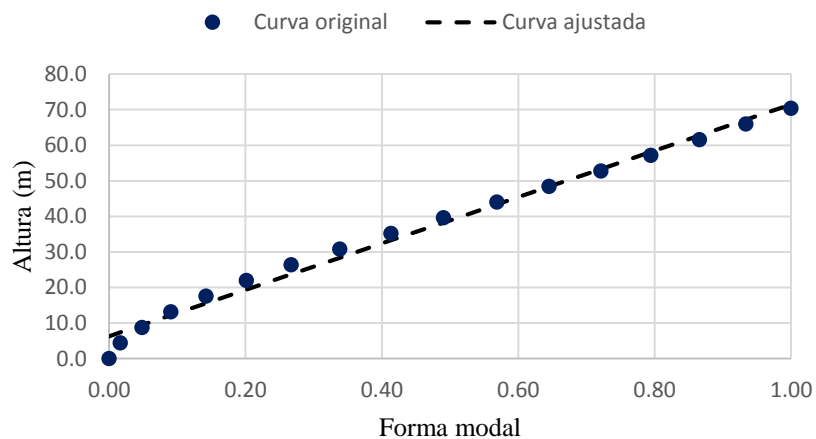


Figura B.1 Ajuste de la forma modal de vibrar para la componente longitudinal

B3. Factor de corrección de la forma modal de vibración para la componente transversal

El mismo procedimiento es aplicado utilizando las formas modales que presenta el prototipo M1 en la dirección transversal. Los resultados se plasman en la tabla B.2, mientras que en la figura B.2 los resultados se exhiben de forma gráfica.

Tabla B.2. Factor de corrección de la forma modal para la componente transversal

Nivel	Modo normalizado	Altura (m)	Altura Ajustada (m)	Factor de corrección
0	0.00	0.00	7.48	0.00
1	0.01	4.40	8.25	1.87
2	0.04	8.80	10.08	1.15
3	0.08	13.20	12.57	0.95
4	0.13	17.60	15.65	0.89
5	0.18	22.00	19.24	0.87
6	0.24	26.40	23.28	0.88
7	0.31	30.80	27.67	0.90
8	0.38	35.20	32.42	0.92
9	0.46	39.60	37.37	0.94
10	0.54	44.00	42.47	0.97
11	0.61	48.40	47.61	0.98
12	0.69	52.80	52.77	1.00
13	0.77	57.20	57.90	1.01
14	0.85	61.60	62.94	1.02
15	0.93	66.00	67.94	1.03
16	1.00	70.40	72.74	1.03

La configuración de la recta es muy similar al comportamiento de los modos de vibrar a través de los entresijos. En la parte inferior del edificio es donde se muestra mayor variabilidad entre las curvas, mientras que en los niveles finales la diferencia es prácticamente nula. La corrección de la forma modal de vibrar para los modelos M2 y M3 se realizaron de forma similar al procedimiento que contiene este apéndice.

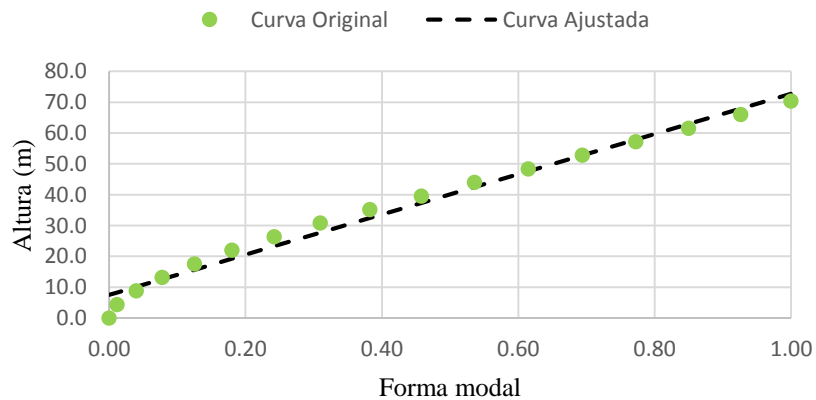


Figura B.2 Ajuste de la forma modal de vibrar para la componente transversal

APÉNDICE C

C1. Fuerzas dinámicas equivalentes

Este anexo muestra las fuerzas debidas al flujo del viento turbulento obtenidas siguiendo los lineamientos que establece el MOCDV. Estas acciones se resumen en la tabla C.1 y C.2, que corresponde a las fuerzas actuantes en el prototipo M2 y M3.

Tabla C.1 Fuerzas dinámicas equivalentes para el modelo, M2

Fuerzas dinámicas equivalentes para M2 (Ton)									
Nivel	Acapulco, Gro.			Cancún, Q. Roo			La Paz, B.C.S.		
	X	Y1	Y2	X	Y1	Y2	X	Y1	Y2
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	29.83	-7.97	34.74	63.14	-16.88	73.55	44.72	-11.96	52.09
2	25.56	-7.34	31.98	54.12	-15.54	67.70	38.33	-11.01	47.95
3	25.79	-7.02	32.30	54.60	-14.86	68.38	38.67	-10.52	48.43
4	26.62	-4.94	28.36	56.35	-10.47	60.05	39.91	-7.41	42.53
5	27.27	-4.15	29.16	57.74	-8.79	61.73	40.89	-6.22	43.72
6	27.82	-3.49	29.82	58.90	-7.38	63.13	41.71	-5.23	44.71
7	28.29	-2.92	30.39	59.90	-6.17	64.34	42.42	-4.37	45.57
8	28.71	-2.41	30.90	60.78	-5.10	65.41	43.05	-3.61	46.33
9	29.09	-1.96	31.35	61.58	-4.14	66.37	43.61	-2.93	47.01
10	29.43	-1.54	31.76	62.30	-3.27	67.25	44.12	-2.31	47.63
11	29.74	-1.16	32.14	62.96	-2.46	68.05	44.59	-1.75	48.20
12	30.03	-0.81	32.50	63.58	-1.72	68.79	45.03	-1.22	48.72
13	30.30	-0.48	32.82	64.15	-1.03	69.49	45.44	-0.73	49.21
14	30.56	-0.18	33.13	64.69	-0.38	70.14	45.82	-0.27	49.68
15	30.80	0.11	33.42	65.20	0.24	70.75	46.18	0.17	50.11
16	31.02	0.39	33.69	65.68	0.82	71.33	46.51	0.58	50.52
16'	4.82	0.14	8.29	10.20	0.29	17.56	7.22	0.21	12.43
17	12.24	0.46	21.08	25.92	0.97	44.63	18.35	0.69	31.61
18	26.45	1.47	45.60	55.99	3.11	96.53	39.65	2.20	68.37
Sot. N1-N16	3.43	-34.15	-0.84	7.26	-72.30	-1.78	5.14	-51.20	-1.26
Sot. N16'	0.53	-8.36	-0.21	1.12	-17.70	-0.44	0.79	-12.53	-0.31
Sot. N17	1.34	-21.15	-0.52	2.84	-44.77	-1.10	2.01	-31.71	-0.78
Sot. N18	2.87	-45.24	-1.12	6.07	-95.78	-2.36	4.30	-67.84	-1.67
ML N1-N16	2.46	-28.67	-1.15	5.20	-60.71	-2.43	3.68	-42.99	-1.72
ML. N16'	0.60	-4.43	-0.18	1.27	-9.38	-0.38	0.90	-6.64	-0.27
ML. N17	1.52	-11.21	-0.45	3.22	-23.73	-0.95	2.28	-16.81	-0.67
ML. N18	3.25	-23.98	-0.96	6.89	-50.77	-2.03	4.88	-35.96	-1.44

Las fuerzas generadas por el viento para el prototipo M2 muestran resultados superiores a los que se obtuvieron para los modelos M1 y M3. La tendencia es similar, pues las fuerzas mayores ocurren cuando el flujo del viento impacta a la estructura en la fachada oeste (Y2) en la cara de barlovento. Como era de suponerse las acciones mayores se registran cuando el modelo es evaluado en la ciudad de Cancún, seguido por La Paz, y finalmente Acapulco. Las presiones y succiones presentan valores menores a partir de nivel 16', esto se debe a que en los niveles superiores al piso N16, la estructura presenta una reducción severa en la superficie de construcción.

Tabla C.2 Fuerzas dinámicas equivalentes para el modelo, M3

Fuerzas dinámicas equivalentes para M3 (Ton)									
Nivel	Acapulco, Gro.			Cancún, Q. Roo			La Paz, B.C.S.		
	X	Y1	Y2	X	Y1	Y2	X	Y1	Y2
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	25.04	-5.44	26.60	53.02	-11.52	56.32	37.55	-8.16	39.89
2	25.04	-5.44	26.60	53.02	-11.52	56.32	37.55	-8.16	39.89
3	25.27	-5.17	26.88	53.49	-10.94	56.90	37.88	-7.75	40.30
4	26.10	-4.17	27.88	55.25	-8.82	59.02	39.13	-6.25	41.80
5	26.75	-3.37	28.67	56.63	-7.14	60.70	40.11	-5.06	42.99
6	27.30	-2.71	29.33	57.79	-5.74	62.10	40.93	-4.06	43.98
7	27.77	-2.14	29.91	58.79	-4.52	63.31	41.64	-3.20	44.84
8	28.19	-1.63	30.41	59.68	-3.45	64.38	42.27	-2.45	45.60
9	28.56	-1.18	30.87	60.47	-2.49	65.34	42.83	-1.77	46.28
10	28.91	-0.76	31.28	61.19	-1.62	66.22	43.34	-1.15	46.90
11	29.22	-0.39	31.66	61.86	-0.82	67.02	43.81	-0.58	47.47
12	29.51	-0.03	32.01	62.47	-0.07	67.77	44.25	-0.05	47.99
13	29.78	0.29	32.34	63.05	0.62	68.46	44.65	0.44	48.49
14	30.03	0.60	32.64	63.58	1.27	69.11	45.03	0.90	48.95
15	30.27	0.89	32.93	64.09	1.88	69.72	45.39	1.33	49.38
16	30.50	1.16	33.21	64.57	2.46	70.30	45.73	1.75	49.79
Sotavento	3.30	-32.85	-0.81	6.98	-69.55	-1.71	4.95	-49.26	-1.21
M. Lateral	2.36	-27.59	-1.10	5.00	-58.40	-2.34	3.54	-41.36	-1.65

Las acciones que actúan en el modelo M3 siguen la misma tendencia que los resultados obtenidos en los prototipos M1 y M2. La dirección crítica en la cara de barlovento existe cuando el flujo del viento impacta a la fachada oeste (Y2). Las succiones máximas se generan en la cara de barlovento cuando el viento fluye en la componente transversal; cuando el flujo actúa en esta misma dirección, los muros laterales muestran succiones elevadas.

C.2. Momento de torsión

Las tablas C.3 y C.4 muestran la fuerza cortante, excentricidad estática y el momento de torsión que se generó en los modelos M2 y M3 cuando son evaluados en la ciudad de Acapulco. Al comparar éstos resultados con los que actúan en el prototipo M1, la fuerza cortante es similar en M1 y M3, debido a que presentan periodos de vibrar semejantes. La excentricidad estática aumenta de un prototipo a otro, por la distribución asimétrica de los elementos estructurales. Por último, el momento de torsión es mayor al evaluar el modelo M3 en la dirección Y2.

Tabla C.3 Momento de torsión para el modelo, M2

Nivel	Modelo M2, Acapulco								
	Fuerza cortante (Ton)			Excentricidad (m)			Momento de torsión (ton-m)		
	X	Y1	Y2	X1	X2	Y	X	Y1	Y2
1	445	577	599	5.42	5.38	3.64	-1619	3132	-3222
2	418	551	563	0.72	0.70	0.33	140	395	-397
3	396	524	530	0.33	0.33	0.91	360	175	-174
4	374	497	497	0.20	0.20	1.05	392	101	-101
5	351	468	468	0.08	0.08	0.92	323	36	-36
6	327	438	438	0.12	0.12	1.08	353	54	-54
7	302	407	407	0.05	0.05	0.88	266	20	-20
8	278	376	376	0.03	0.03	0.79	218	11	-11
9	252	344	344	0.02	0.02	0.69	175	6	-6
10	227	312	312	0.01	0.01	0.61	139	3	-3
11	201	280	280	0.00	0.00	0.56	111	1	-1
12	174	247	247	0.00	0.00	0.54	94	0	0
13	148	213	213	0.00	0.00	0.59	87	0	0
14	121	180	180	0.01	0.01	0.75	90	1	-1
15	94	146	146	0.02	0.02	1.10	103	3	-3
16	66	111	111	0.05	0.05	1.89	125	5	-5
16'	39	77	77	0.10	0.10	3.68	143	7	-7
17	34	68	68	0.10	0.10	3.57	123	7	-7
18	24	47	47	0.08	0.08	2.42	-57	4	-4

Tabla C.4 Momento de torsión para el modelo, M3

Nivel	Modelo M3, Acapulco								
	Fuerza cortante (Ton)			Excentricidad (m)			Momento de torsión (ton-m)		
	X	Y1	Y2	X1	X2	Y	X	Y1	Y2
1	395	496	496	0.71	0.71	0.13	-53	-352	352
2	374	469	469	0.99	0.99	0.24	-91	-465	465
3	352	441	441	1.11	1.11	0.15	-53	-489	489
4	330	414	414	1.16	1.16	0.13	-44	-480	480
5	307	385	385	1.17	1.17	0.21	-65	-452	452
6	284	355	355	1.16	1.16	0.34	-95	-414	414
7	260	325	325	1.14	1.14	0.49	-127	-371	371
8	235	295	295	1.10	1.10	0.65	-153	-325	325
9	210	263	263	1.06	1.06	0.82	-172	-279	279
10	185	232	232	1.02	1.02	0.99	-183	-236	236
11	160	200	200	0.97	0.97	1.15	-184	-194	194
12	134	167	167	0.93	0.93	1.31	-175	-155	155
13	107	134	134	0.89	0.89	1.45	-156	-119	119
14	81	101	101	0.85	0.85	1.58	-128	-86	86
15	54	68	68	0.83	0.83	1.70	-92	-56	56
16	27	34	34	0.81	0.81	1.80	-49	-28	28

APÉNDICE D

D.1. Aceleraciones utilizando el método de simulación para la ciudad de Acapulco

Las vibraciones que se generaron cuando los modelos se evaluaron en la ciudad de Acapulco presentan un comportamiento adecuado comparándola con los límites permisibles, figuras D.1 y D.2. Para la dirección longitudinal, todos los prototipos presentan aceleraciones inferiores a lo establecido por el MOCDV y S&S, con valores máximos de 3.98, 6.59 y 5.36 mili-g para los prototipos M1, M2 y M3, respectivamente. Cuando el flujo del viento impacta al edificio en la componente opuesta, el modelo M3 presentó la aceleración máxima hasta el piso 16 con 9.07 mili-g, seguido del prototipo M1 con 7.91 mili-g, y en el nivel de azotea del edificio M2 cuenta con una vibración máxima de 12.61 mili-g.

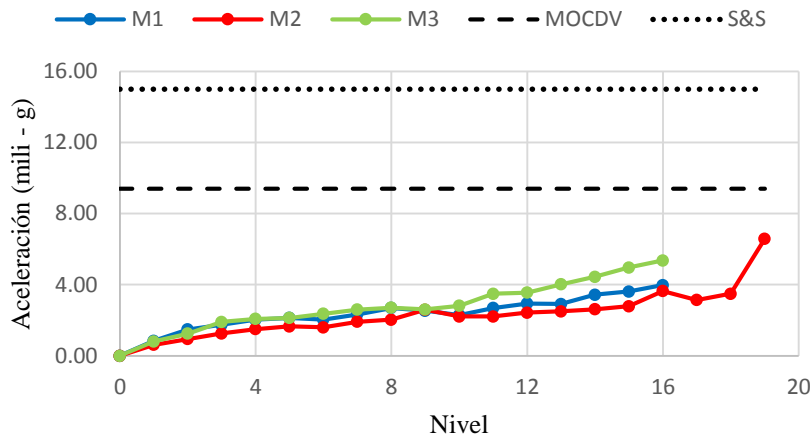


Figura D.1 Aceleración longitudinal para la ciudad de Acapulco

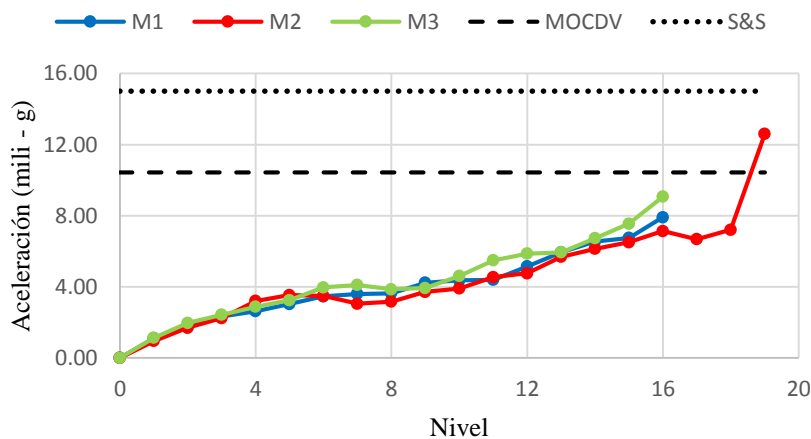


Figura D.2 Aceleración transversal para la ciudad de Acapulco

La respuesta de aceleraciones de los modelos en ambas direcciones de análisis cumple con los límites permisibles establecidos por el MOCDV y los autores S&S, con excepción del último nivel del edificio M2, al ser evaluado en la componente transversal.

D.2. Aceleraciones utilizando el método de simulación para la ciudad de La Paz

Las figuras D.3 y D.4 muestran la variación de las aceleraciones máximas producidas en cada entropiso de los modelos estudiados, cuando el edificio se supone desplantado en la ciudad de La Paz. Las vibraciones longitudinales únicamente rebasan los rangos permisibles para el último piso del modelo M2 (14.86 mili-g) y M3 (10.15 mili-g), mientras que el edificio M1 cuenta con una vibración máxima de 8.81 mili-g. Los resultados obtenidos en la dirección contraria son de 13.12, 18.15 y 11.46 mili-g para los modelos M1, M2 y M3, respectivamente.

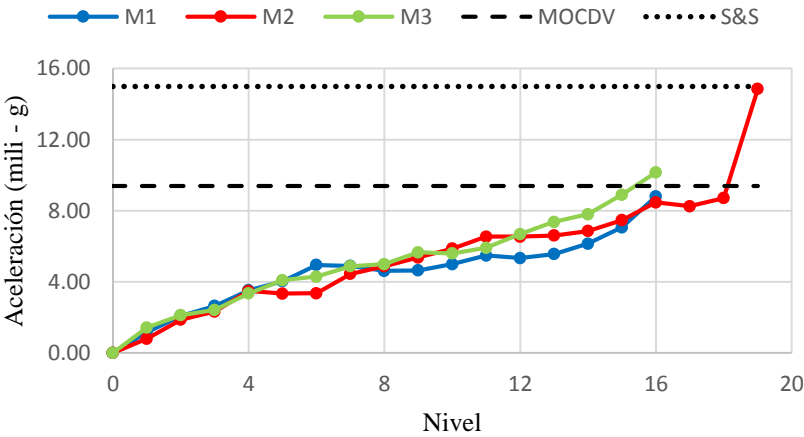


Figura D.3 Aceleración longitudinal para la ciudad de La Paz

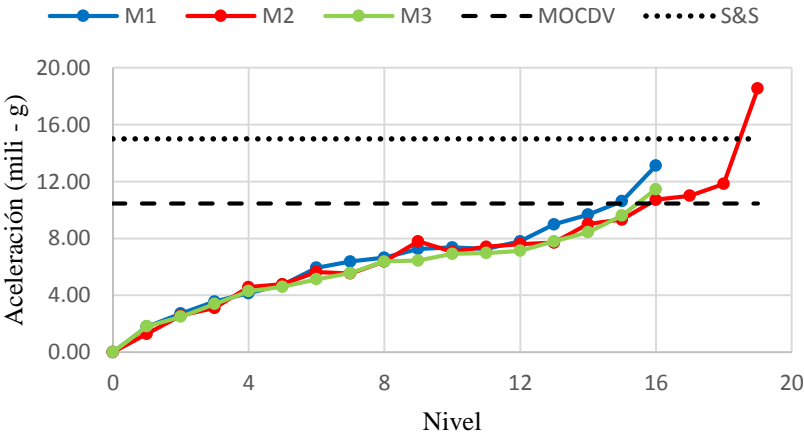


Figura D.4 Aceleración transversal para la ciudad de La Paz

APÉNDICE E

E.1. Comparación de desplazamientos máximos para la ciudad de Cancún

Los desplazamientos ocasionados por el flujo del viento en la componente longitudinal fueron superiores cuando las fuerzas turbulentas se determinaron por el método de simulación. Para el análisis dinámico se obtuvieron desplazamientos de 2.42, 2.43 y 2.48 centímetros para los modelos M1, M2 y M3, sucesivamente. Y, al determinar las fuerzas considerando el MOCDV la respuesta de la estructura disminuyó a 2.06, 2.41 y 2.08 centímetros.

La dirección transversal de los edificios resultó ser más flexible, pues los desplazamientos son mayores. Para el prototipo M1 se registró un desplazamiento máximo de 3.53 centímetros, por otra parte el modelo M2 registró valores de 4.77 centímetros, por último el edificio M3 cuenta con 3.55 centímetros, éstos valores se obtuvieron considerando los lineamientos del manual. Cuando se realizó la simulación para los modelos M1, M2 y M3, la respuesta fue de 3.37, 3.78 y 3.48 centímetros, respectivamente.

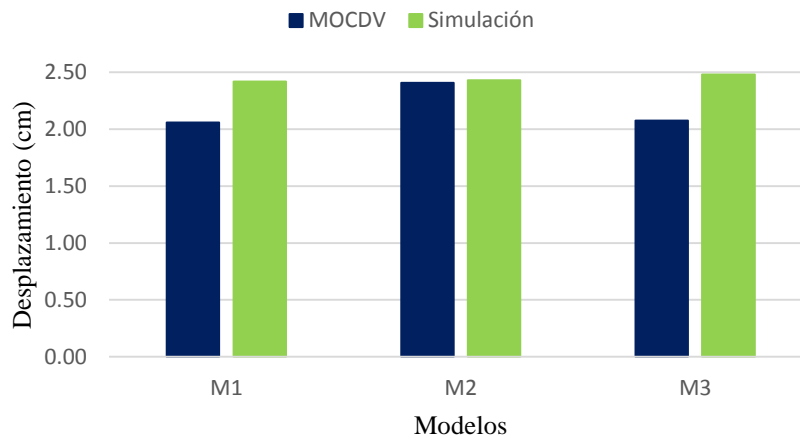


Figura E.1 Desplazamientos máximos en la componente longitudinal para Cancún

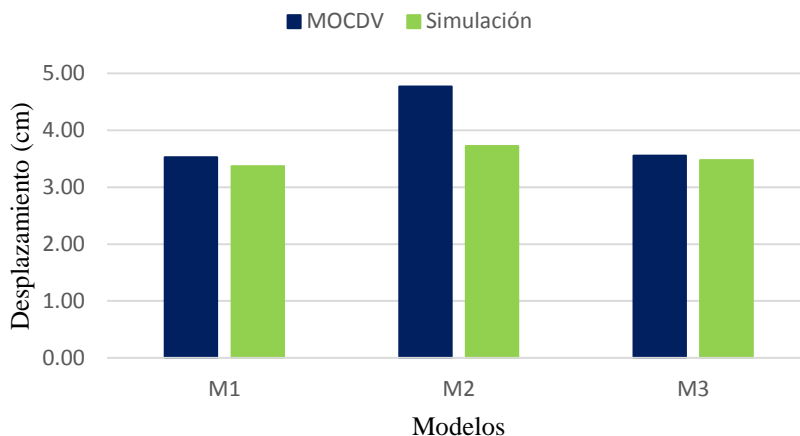


Figura E.2 Desplazamientos máximos en la componente longitudinal para Cancún

E.2. Comparación de desplazamientos máximos para la ciudad de La Paz

Las figuras E.3 y E.4 muestran de forma gráfica los desplazamientos máximos obtenidos de los edificios estudiados cuando la fuerza producto del viento turbulento se aplica a los modelos de forma estática y dinámica, para las dos direcciones ortogonales en la ciudad de La Paz. El edificio M2 es el que muestra mayor desplazamiento; cuando se estudia en sentido longitudinal el método de simulación indica que la estructura se desplaza 1.97 centímetros, por 1.71 centímetros al usar el MOCDV; los resultados son mayores para la componente transversal, se exhiben valores de 2.65 y 3.38 centímetros utilizando la simulación dinámica y el manual, respectivamente.

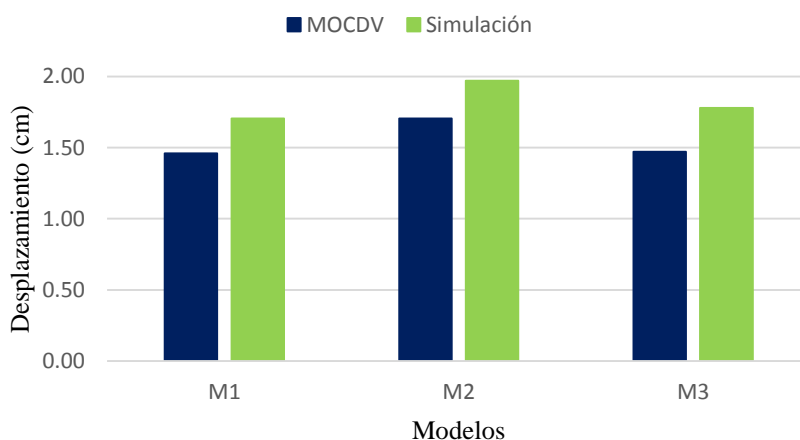


Figura E.3 Desplazamientos máximos en la componente longitudinal para La Paz

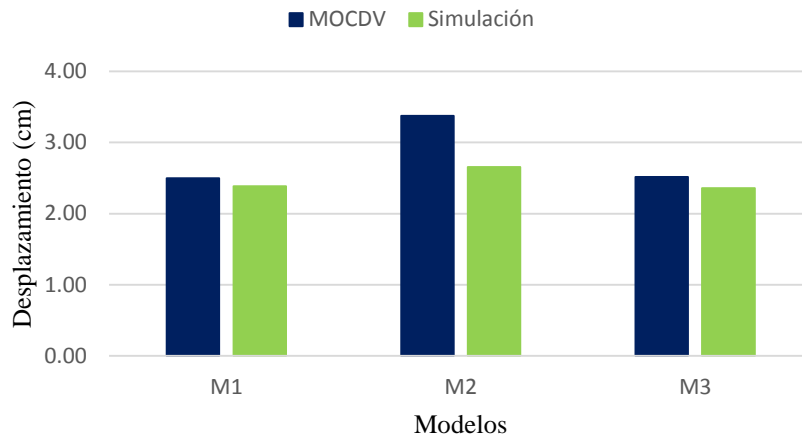


Figura E.4 Desplazamientos máximos en la componente transversal para La Paz