



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**CONSIDERACIONES PARA EL
ANÁLISIS SÍSMICO DE
EDIFICIOS IRREGULARES
EMPLEANDO DIRECCIONES
PRINCIPALES**

TESIS

Que para obtener el título de
INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A N

Luis Miguel Delgado Anguiano

Rigoberto Ledesma Rivera

DIRECTOR DE TESIS

M.I. Octavio García Domínguez



Ciudad Universitaria, Cd. Mx., 2016



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA
COMITÉ DE TITULACIÓN
FING/DICyG/SEAC/UTIT/126/15

Señores
LUIS MIGUEL DELGADO ANGUIANO
RIGOBERTO LEDESMA RIVERA
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor M.I. OCTAVIO GARCÍA DOMÍNGUEZ, que aprobó este Comité, para que lo desarrollen ustedes como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"CONSIDERACIONES PARA EL ANÁLISIS SÍSMICO DE EDIFICIOS IRREGULARES EMPLEANDO DIRECCIONES PRINCIPALES"

- I. INTRODUCCIÓN
- II. ANTECEDENTES
- III. NORMATIVIDAD VIGENTE PARA EL ANÁLISIS SÍSMICO DE EDIFICIOS
- IV. ANÁLISIS SÍSMICO DE EDIFICIOS
- V. IDENTIFICACIÓN DE DIRECCIONES PRINCIPALES DE ANÁLISIS
- VI. CASOS DE ESTUDIO
- VII. RESULTADOS
- VIII. CONCLUSIONES
- IX. BIBLIOGRAFIA

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

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

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria a 3 de diciembre del 2015.
EL PRESIDENTE

M.I. GERMÁN LÓPEZ RINCÓN

GLR/MTH*gar.

MIGUEL A. RODRÍGUEZ
19-04-16

Rodrigo T. Sánchez H.

Miguel A. Zurita

OGD

Agradecimientos:

A Dios por haberme permitido llegar al final de mis estudios universitarios.

A mis padres, Angelina y Luis Mario, que siempre me han apoyado en todo momento en mis decisiones, gracias por sus consejos, comprensión y ese amor tan grande e incondicional. Les debo todo lo que soy como persona, me han inculcado valores como el respeto, la honestidad y la humildad para ser un hombre de provecho.

Mi hermano Omar, mis hermanas Dana y Nancy, con los que he compartido momentos felices y tristes, siempre han estado presentes acompañándome en los momentos importantes de la vida.

A el amor de mi vida Alma Iris mi hermosa esposa. Por tantos momentos inolvidables que hemos vivido y por darme la dicha de ser papá de una princesita quien también lleva tú nombre Alma Michelle. Gracias por tu cariño, tu confianza, por alentarme a seguir adelante y por tu apoyo incondicional. Tú y Michelle son el motivo que me impulsa a superarme día con día. Las amo.

A los sinodales, M.I. Miguel Ángel Rodríguez Vega, Ing. Marcos Trejo Hernández, M.I. Miguel Ángel Zúñiga Bravo y al M.I. Rodrigo Takashi Sepúlveda Hirose, gracias por sus valiosos comentarios y sugerencias.

Agradezco en especial a él M. en I. Octavio García Domínguez por dirigir esta tesis, por compartir sus conocimientos, su tiempo y por brindar su apoyo para la realización este trabajo.

A la Facultad de Ingeniería por mi formación como profesionista.

A la Universidad Nacional Autónoma de México por permitirme ser parte de ella.

A mis profesores, compañeros y amigos, también a todas aquellas personas que me apoyaron para la realización de esta tesis.

Luis Miguel Delgado Anguiano

Agradecimientos:

El mayor agradecimiento es para mis padres Alberto y Teresa. que ante todo me han guiado y apoyado para cumplir mis sueños y que sin duda alguna siempre me han demostrado amor y confianza en cada paso que doy.

A mi hermana Tobyanne, por ser un gran ejemplo de fortaleza y amor.

A mi tía Margarita Rivera, por ese grande amor que desde pequeño me ha brindado y a mi primo Daniel por ser el pequeño hermano y amigo en el que siempre puedo confiar.

A mi compañera de vida, Cinthya, gracias por tu amor, apoyo y confianza pero sobretodo por compartir conmigo tu vida y otorgarme la bendición de ser padre.

A mi hija Marieta, siendo tú la mayor inspiración y bendición que tengo en la vida, que desde que naciste tu sonrisa ha iluminado mi alma y corazón.

A mi compañero y hermano Luis Miguel, que aun después de todo, lo logramos.

A nuestro sinodal, M. I Octavio García Domínguez por dirigir este trabajo de tesis y que sin su conocimiento, paciencia y apoyo no hubiera sido posible lograrlo.

A nuestros sinodales, gracias por sus valiosos comentarios y sugerencias.

A todos aquellos profesores y amigos con los cuales compartí momentos valiosos e inolvidables durante mi estancia en la facultad de ingeniería.

A la Facultad de Ingeniería y la Universidad Nacional Autónoma de México por darme tanto.

Rigoberto Ledesma Rivera

CONTENIDO.

INTRODUCCIÓN	1
Análisis y modelación de edificios.....	1
Objetivos y alcances.....	3
Descripción capitular	3
1.0 ANTECEDENTES.....	4
1.1 Aspectos generales de un sismo	5
1.2 Evolución de las normas para el análisis sísmico de las estructuras	9
1.3 Herramientas de cómputo y programas especializados para el análisis estructural	17
2.0 NORMATIVIDAD VIGENTE PARA EL ANÁLISIS SÍSMICO DE EDIFICIOS.....	23
2.1 Introducción	24
2.2 Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.....	24
2.2.1 Acciones de diseño.....	25
2.2.2 Análisis de cargas.....	26
2.2.3 Combinaciones de acciones	29
2.2.4 Criterios del diseño estructural.....	30
2.2.5 Factores de carga.....	31
2.3 Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo	31
2.3.1 Tipos de análisis sísmico.....	32
2.3.2 Método simplificado	32
2.3.3 Análisis estático y dinámico.....	33
2.3.4 Reducción de fuerzas sísmicas.....	34
2.3.5 Factor de comportamiento sísmico.....	35
2.3.6 Efectos bidireccionales.....	37
2.3.7 Estructuras regulares e irregulares	37
3.0 ANÁLISIS SÍSMICO DE EDIFICIOS	46
3.1 Introducción	47
3.2 Análisis sísmico estático de edificios empleando marcos planos	47
3.2.1 Desplazamientos en marcos	48
3.3 Análisis matricial de edificios.....	50
3.4 Análisis simplificado.....	53

3.5	Cálculo de fuerzas sísmicas por el método sísmico estático	56
3.6	Efectos de torsión	58
3.6.1	Excentricidades estática y de diseño	58
3.7	Análisis dinámico	62
4.0	IDENTIFICACIÓN DE DIRECCIONES PRINCIPALES DE ANÁLISIS	67
4.1	Introducción	68
4.1	Formulación matemática	68
4.2	Aplicación a un edificio irregular de 1 nivel	71
5.0	CASOS DE ESTUDIO.....	75
5.1	Introducción	76
5.2	Planta irregular	76
5.3	Planta regular	80
6.0	RESULTADOS.....	83
6.1	Introducción	84
6.2	Comparación de desplazamientos en direcciones principales y no principales de análisis... 84	
6.3	Análisis de cargas.....	86
6.4	Revisión de irregularidad.	87
6.5	Método sísmico estático.....	89
6.6	Modelo estructural.....	90
6.7	Desplazamientos y distorsiones	94
6.8	Aplicación de la norma de diseño por torsión para análisis sísmico estático.....	97
7.0	CONCLUSIONES	100
	BIBLIOGRAFÍA.....	102

INTRODUCCIÓN

Análisis y modelación de edificios

El diseño sismoresistente tiene como objetivo proporcionar a la estructura la capacidad de resistir un conjunto de cargas laterales producto de las fuerzas de inercia generadas por los sismos; para lograr esto, se debe diseñar la estructura para que cuente con la capacidad de disipar de manera eficiente la energía que le es introducida por el movimiento del terreno; la disipación de la energía se puede realizar con deformaciones inelásticas que implican un daño, siempre y cuando no se alcancen condiciones de colapso.

Los reglamentos actuales definen las acciones sísmicas para los cuales debe calcularse la respuesta de la estructura y proporcionan métodos de análisis de distinto grado de refinamiento; una de las partes más importante en la etapa de análisis consiste en desarrollar el modelo analítico más adecuado y representativo de la estructura. Actualmente existen herramientas que proporcionan una gran ayuda al diseñador para conocer la respuesta de las estructuras ante sollicitaciones que pueden presentarse durante la vida útil de la misma; una de la herramientas más utilizadas es la modelación de la estructura con ayuda de software especializados, mediante estas herramientas se puede llevar a generar una idealización que represente el comportamiento de una estructura, proceso que implica la toma de decisiones respecto a los siguientes aspectos:

- La geometría de la estructura.
- Las propiedades de los materiales que la constituyen.
- La magnitud y ubicación de cargas (permanentes y variables).
- Tipos de elementos estructurales.
- Las conexiones internas entre estos elementos.
- Apoyos externos.
- Interacción de la estructura con el medio circundante (suelos, líquidos u otros materiales).

Existen elementos que deben considerarse en la modelación estructural, algunos de los cuales son:

- **Elementos estructurales.** La identificación de estos elementos y su consideración en el modelo matemático de la estructura es primordial para obtener resultados confiables, estos elementos otorgan la rigidez al sistema.
- **Elementos no estructurales.** Dentro del proceso de idealización del modelo, se debe observar la estructura ideal del análisis, se deben tener presentes aquellos elementos que pueden contribuir o modificar la rigidez del sistema.
- **Propiedades de los materiales.** Se debe modelar las propiedades de los materiales bajo los cuales se construirá la estructura, la caracterización de los materiales es un proceso difícil, ya que el rango de deformaciones debe permanecer en el rango elástico, la modelación del material elástico requiere únicamente de especificar los módulos de elasticidad y corte, en casos especiales donde se requiera un análisis inelástico se deberá conocer la curva de esfuerzo-deformación del material.
- **Discretización de masas.** Consiste en discretizar las masas de tal manera que represente la respuesta del sistema ante las condiciones requeridas.

Es evidente que el diseño estructural, hoy en día, tiende hacia una creciente automatización, impulsada aceleradamente por el uso de las computadoras, su empleo se ha extendido a tal grado, que por medio de estas herramientas se puede llegar hasta una etapa de dimensionamiento de elementos estructurales basado en la normatividad estructural de distintos reglamentos de construcción.

Los desarrollos más recientes, hacen posible integrar herramientas de cómputo de varias disciplinas en sistemas expertos como BIM (Building Information Modeling), que permiten interactuar entre ellas para generar modelos y gestión de información de un proyecto para optimizar los recursos en su diseño y construcción.

Sin embargo, el manejo de estas nuevas herramientas que ofrecen una gran ayuda a los ingenieros, particularmente a los que se dedican al área de estructuras, no sólo requiere tener sólidos conocimientos del comportamiento de materiales, de modelación y análisis de sistemas estructurales, sino también de la reglamentación de diseño vigente y los criterios que la sustentan.

Con base en lo anterior, en esta tesis se propone estudiar y evaluar algunos aspectos reglamentarios relacionados con el análisis sísmico de edificios irregulares en los que se considere la acción sísmica asociada a las direcciones principales de análisis y se ilustran con algunos ejemplos, las implicaciones que se podrían generar en la obtención de la respuesta máxima de una estructura, la no aplicación de esta parte de la normatividad sísmica establecida en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF-04) y sus Normas Técnicas Complementarias (NTC). Al respecto, es importante mencionar que las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS), en su apartado 8.7 establecen que “Los efectos de ambos componentes horizontales del movimiento del terreno se combinarán, tomando en cada dirección en que se analice la estructura, el 100 por ciento de los efectos del componente que obra en esa dirección y el 30 por ciento de los efectos del que obra perpendicularmente a ella, con los signos que resulten más desfavorables para cada concepto”.

Lo anterior tiene como propósito determinar la respuesta máxima de una estructura sometida a la acción sísmica. Sin embargo, como puede observarse, en dicha norma no se indica cuáles son esas direcciones en las que se deberá aplicar la demanda sísmica horizontal. Lo anterior está resuelto para el caso de estructuras con planta sensiblemente regular, donde las direcciones de análisis que producen la respuesta máxima, dada por desplazamientos laterales y fuerzas en los elementos estructurales, están orientadas paralelamente a los ejes de simetría de la planta.

Para el caso de estructuras irregulares en planta, se ha encontrado que la respuesta máxima no se produce con fuerzas sísmicas aplicadas en direcciones utilizadas comúnmente por los ingenieros en los programas comerciales, es decir, direcciones horizontal y vertical, independientemente de la forma geométrica que tiene la planta.

Por tanto, en este trabajo se presentan ejemplos para los cuales será necesario encontrar primeramente las llamadas “direcciones principales” del edificio antes de hacer los análisis, lo cual se vuelve aún más importante si se desea aplicar correctamente algunas de las normas de diseño que gobiernan el diseño de las estructuras irregulares, como la establecida para considerar los efectos de torsión.

Objetivos y alcances

El presente trabajo de tesis tiene como objetivo mostrar la importancia de realizar el análisis de edificios irregulares en planta, considerando que la acción sísmica actúe en dirección de los ejes principales de análisis de la estructura; así mismo se analizan e ilustran algunas implicaciones que se tienen cuando lo anterior no se cumple, sobre todo en la aplicación de la normatividad para el cálculo de los efectos por torsión, lo cual es de gran relevancia para el diseño de estructuras irregulares.

Para lograr lo anterior se propuso el estudio de un modelo de edificio en el cual se identificaron las direcciones principales empleando una metodología matricial y posteriormente fue analizado con ayuda del programa comercial ETABS, para encontrar y comparar su respuesta respecto a la obtenida para direcciones no principales.

Descripción capitular

El presente informe se encuentra organizado de la siguiente manera:

El Capítulo 1 describe la evolución histórica de las normas de construcción del distrito federal, así mismo una descripción del software que se utiliza para el análisis estructural.

En el Capítulo 2 se hace una descripción de las normas para análisis sísmico de edificaciones en este caso particular las normas técnicas complementarias, estas describen de manera breve los tipos de análisis sísmico para edificaciones de igual manera se mencionan las condiciones de regularidad que toda edificación debe satisfacer para ser clasificada como regular o irregular.

El Capítulo 3 se muestra cada uno de los métodos de análisis sísmico, como son el análisis matricial de edificios, análisis simplificado, análisis estático y análisis dinámico.

En el Capítulo 4 se describe una metodología para obtener las direcciones principales de análisis para edificaciones que pueden clasificarse como estructuras irregulares.

En el capítulo 5 se desarrollan dos ejemplos de aplicación el primer ejemplo es una configuración regular en planta, el segundo ejemplo es una configuración irregular en planta, en ambos ejemplos se aplica el método de las direcciones principales de análisis.

El capítulo 6 presenta un modelo estructural desarrollado de un edificio con una configuración irregular en planta y aplicando el método de las direcciones principales de análisis y no principales de análisis se lleva a cabo una comparación entre los desplazamientos y distorsiones de entrepiso resultados de un análisis sísmico. También se muestran las diferencias que se producen en el cálculo de la excentricidad torsional cuando no se usan direcciones principales de análisis.

En el capítulo 7 se presentan conclusiones generales del trabajo presentado, como anexo se presentan las referencias bibliográficas utilizadas como apoyo de investigación de los temas presentados en este trabajo.

CAPITULO 1

1.0 ANTECEDENTES

1.1 Aspectos generales de un sismo

Un sismo o terremoto son resultado de un movimiento brusco o súbito de la corteza terrestre, movimiento que puede ser consecuencia de la liberación de energía acumulada por esfuerzos por tectonismo o actividad volcánica, esta energía se transmite a la tierra en forma de ondas que producen movimientos en el terreno. El término sismo proviene del griego *seísmos* que significa agitación y terremoto del latín *terra* que significa tierra y *motos* movimiento.

Los sismos de origen natural son los que en general liberan una mayor cantidad de energía, y por tanto en la superficie son mayores.

Los sismos de origen natural pueden ser de tres tipos:

- a) Sismos tectónicos. Son aquellos producidos por la interacción de placas tectónicas, se han definido dos clases de sismos:
 - Interplaca. Ocasionados por una fricción en zonas de contacto entre dos placas, estos sismos, resultados de la deformación continental por el choque entre placas, son mucho menos frecuentes que los locales y generalmente de menor magnitud.
 - Locales. Son productos de deformaciones de los materiales terrestres debido a la concentración de fuerzas en una región limitada.
- b) Sismos volcánicos. Son sismos que acompañan a las erupciones volcánicas y son ocasionados principalmente por fracturamiento de rocas debido al movimiento de magma.
- c) Sismo de colapso. Son los producidos por el derrumbamiento del techo de cavernas y minas, generalmente estos sismos ocurren cerca de la superficie.

Al ocurrir un sismo, tres tipos básicos de ondas producen el movimiento, la onda primaria u onda P, figura 1.1, cuya velocidad varía dependiendo el tipo de roca, entre 1100 y 8000 m/s, la característica de esta onda consiste que alternadamente comprime y descomprime la roca en la misma dirección de su trayectoria, es capaz de propagarse a través de sólidos (rocas) y de líquidos (magma).

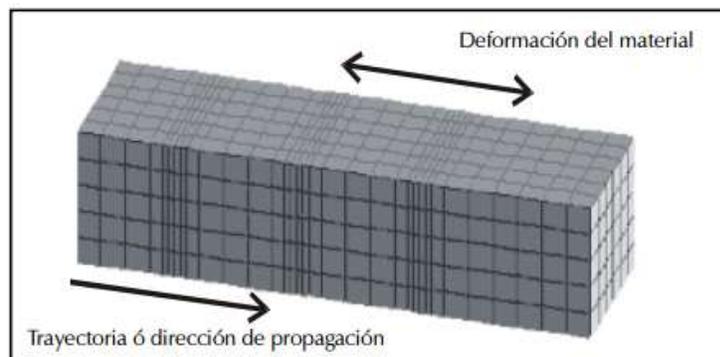


Figura 1.1 Representación de la onda sísmica Tipo P.

La segunda onda, llamada secundaria u onda S, figura 1.2, viaja a menor velocidad que la P, (normalmente entre 500 y 4400 m/s). Mientras se propaga, deforma el material lateralmente respecto de su trayectoria, por esta razón no se transmite en fluidos.

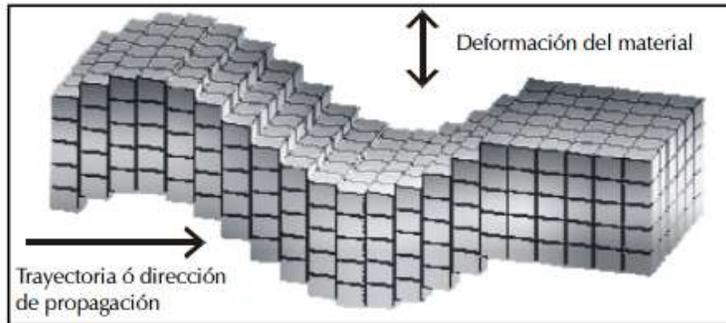


Figura 1.2 Representación de la onda sísmica Tipo S.

El tercer tipo de ondas sísmicas es llamado ondas superficiales cuya característica es propagarse por la parte más superficial de la corteza terrestre, a medida que la profundidad aumenta disminuye la amplitud de su movimiento.

Las ondas superficiales generadas por el terremoto se pueden clasificar en Ondas Love, figura 1.3, llamadas en honor de su descubridor, A.E.H Love, deforman las rocas similarmente a las ondas S, aunque únicamente en dirección horizontal.

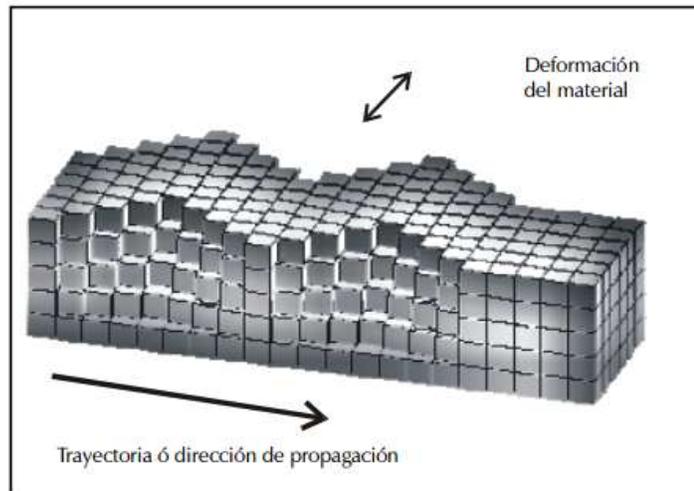


Figura 1.3 Representación de la onda sísmica Tipo Love.

Las ondas Rayleigh, en honor a Lord Rayleigh, figura 1.4, producen movimiento vertical, similar al de las olas marinas, las ondas superficiales viajan más despacio que las internas.

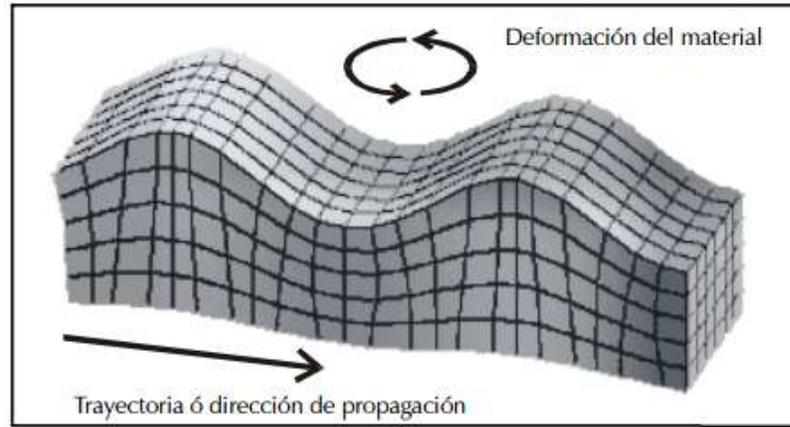


Figura 1.4 Representación de la onda sísmica Tipo Rayleigh.

El territorio de la República Mexicana se encuentra clasificado de acuerdo al peligro sísmico a que están sujetas las construcciones y en general, las obras civiles a realizar.

A esta clasificación se le conoce como regionalización sísmica y tiene como principal objetivo, junto con manuales de obras civiles, proporcionar la información necesaria a los constructores para el cálculo de los valores con los cuales se debe diseñar cualquier obra, de tal manera que esta resulte suficientemente segura. Se han establecido cuatro zonas, llamadas A, B, C, y D, las que representan zonas de menor o mayor peligro como se ilustran en la figura 1.5. Estas se han definido, básicamente de la sismicidad propia de cada región.



Figura 1.5 Regiones sísmicas de la República Mexicana.

De igual manera existe una zonificación de la ciudad de México que ha dado lugar a la división en tres zonas, figura 1.6, la zona de lomas que es terreno firme y de peligro sísmico menor, la zona del lago que tiene depósitos de arcillas de 20 m de espesor y corresponde a la zona con mayor peligro sísmico, entre estas dos zonas existe una zona de transición donde los estratos de arcilla son de menor espesor y producen amplificaciones importantes.

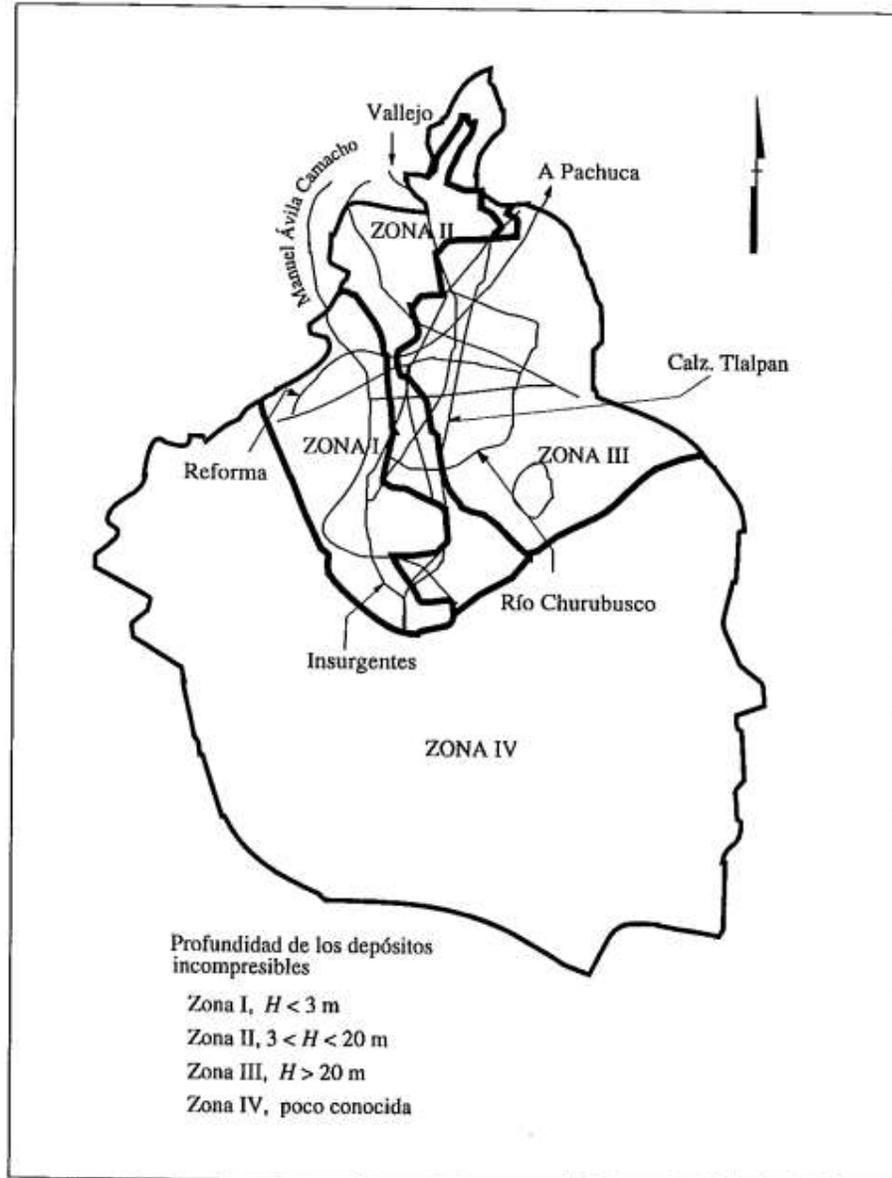


Figura 1.6 Profundidad de los depósitos incompresibles en el Valle de México.

1.2 Evolución de las normas para el análisis sísmico de las estructuras

En el proceso de diseño sísmico de edificios, se han determinado las magnitudes de los coeficientes sísmicos de la observación del comportamiento de las construcciones durante los sismos que han sacudido a la Ciudad de México desde los años cuarenta.

Una de las variables más utilizadas dentro del análisis sísmico es el coeficiente sísmico “c” el cual representa el coeficiente de cortante basal, el cual define la fuerza cortante horizontal V_s que actúa en la base del edificio, como una fracción del peso total del mismo W .

$$c = \frac{V_s}{W}$$

Este coeficiente varía en función del tipo de suelo y de la importancia de la construcción.

El Reglamento de construcción para el Distrito Federal de 1942 fue el primero que incluyó recomendaciones para diseño sísmico, figuras 1.7 y 1.8. El coeficiente sísmico era independiente de las características geométricas y estructurales de la edificación, se debe destacar que dentro de las consideraciones de este reglamento no se revisaban los desplazamientos laterales de entrepiso.

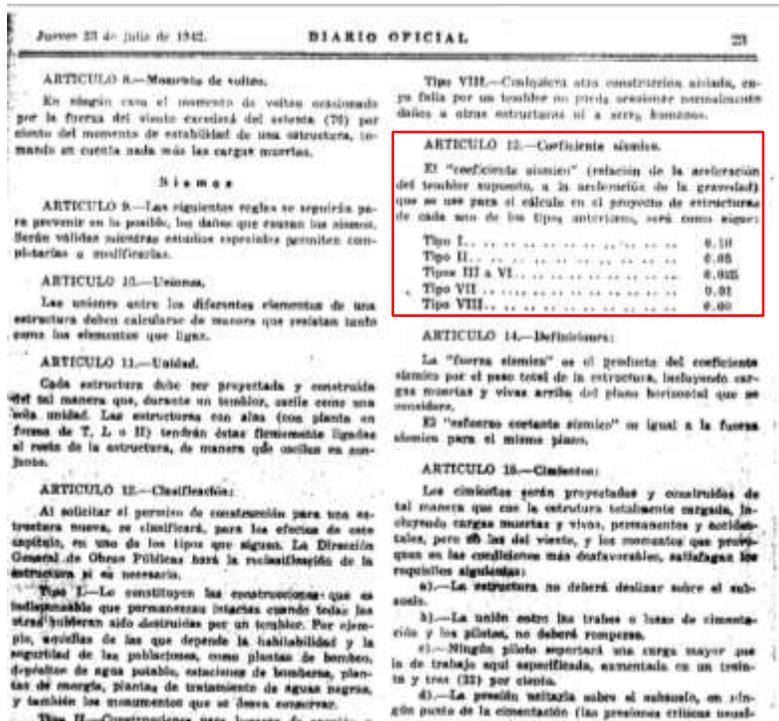


Figura 1.7 Fragmento de reglamento de construcción para el Distrito Federal. Ciudad de México 1942.

DIARIO OFICIAL

ORGANO DEL GOBIERNO CONSTITUCIONAL DE LOS ESTADOS UNIDOS MEXICANOS

DIRECTOR: LIC. CARLOS FRANCO SODI

SECCION SEGUNDA

Registrado como artículo de 2a. clase, en el año de 1964.	MEXICO, JUEVES 13 DE JULIO DE 1942	Tomo CXXXIII	Núm. 20
---	------------------------------------	--------------	---------

PODER EJECUTIVO

DEPARTAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL

REGLAMENTO de las construcciones y de los servicios urbanos en el Distrito Federal.

EXPOSICION DE MOTIVOS

La Dirección General de Obras Públicas ha venido palpando la dificultad cada vez mayor para la aplicación del Reglamento de las Construcciones que hasta hace poco regía y que fué elaborado en una época ya lejana, pues fué publicado el 20 de enero de 1920.

Las disposiciones que contenía eran verdaderamente inadecuadas para estos tiempos en que el crecimiento de la ciudad ha aumentado tanto en superficie como en población, y las condiciones de vida han variado considerablemente.

Es por lo anterior por lo que la Dirección General de Obras Públicas ha venido trabajando en la formación de un Reglamento que sustituyera al anterior.

Por otra parte, el Reglamento anterior regía solamente a la ciudad de México, y con la nueva organización política del Distrito Federal, la Dirección General de Obras Públicas debe tener jurisdicción sobre la Ciudad de México y sobre todas las demás poblaciones del Distrito Federal.

El presente Reglamento se refiere a las funciones que el artículo 23 de la Ley Orgánica del Distrito Federal encomienda al Departamento del Distrito Federal, y que éste desempeña por medio de la Dirección General de Obras Públicas.

En su elaboración se han tomado en cuenta los reglamentos similares de grandes ciudades, principalmente de nuestro continente.

Sus artículos han sido coordinados entre sí y con las demás leyes y reglamentos que rigen en el Distrito Federal. De una manera especial se han mantenido y reforzado las disposiciones en vigor sobre salubridad e higiene.

El Reglamento contiene sesenta y cinco capítulos, que se han agrupado en tres grandes divisiones, las que corresponden a otros tantos grupos de asuntos de los de

más importancia entre los que la Dirección General de Obras Públicas tiene que tratar. Estos son: los que corresponden a Vía Pública, a Servicios Públicos y a Construcciones. Una cuarta división se ha dedicado a las Disposiciones Administrativas.

Los capítulos que corresponden a Vía Pública se refieren al uso de ésta, principalmente desde el punto de vista de la construcción; sin embargo, se han incluido ya varias disposiciones que se refieren al uso de la vía pública y de los edificios desde el punto de vista del tránsito de peatones y vehículos, como por ejemplo, las que se refieren a limitación de altura de las construcciones en relación con la anchura de las calles, y las referentes a estacionamiento de vehículos.

Los capítulos que pertenecen a la división de Servicios Públicos, dan las reglas para el uso de los que maneja la Dirección General de Obras Públicas. Entre ellos deberían haberse colocado los de Saneamiento, Aguas Potables y Limpia; pero esto no pudo lograrse por ahora porque hay leyes que ordenan que el manejo de estos servicios sea hecho por otras dependencias del Departamento del Distrito Federal. En el futuro sería conveniente que se agregara su reglamentación a este Ordenamiento.

Se ha procurado hacer tan completo como las circunstancias lo han permitido, el desarrollo de la sección relativa a Construcción. Se ha hecho la subdivisión de esta materia en: Especificaciones, Instalaciones, Ejecución de las Construcciones, Clasificación de los Edificios por su Construcción, Clasificación de los Edificios por su Uso, y, por último, algo que viene a ser novedad entre nosotros, la Vigilancia del Uso y Conservación de los Predios y Construcciones. Cada una de esas divisiones se subdivide en capítulos. En conjunto se ha formado un manual de la construcción que, aunque sea sencillo, se espera que preste buenos servicios. El Reglamento anterior carecía de disposiciones análogas.

Por último, la gran división relativa a Disposiciones Administrativas se ha subdividido en: Licencias, reglas

Figura 1.8 Reglamento de construcción para el Distrito Federal.
Ciudad de México 1942

Después de la Segunda Guerra Mundial se empezaron a construir edificios para oficinas, con fachadas de cancelas de lámina y vidrio sin muros divisorios resistentes, exceptuando los que contaban con elevadores y servicios que por su posición en planta ocasionaban torsiones importantes, mismas que no se incluían en el análisis sísmico. La resistencia y rigidez laterales de esos edificios eran proporcionadas solamente por los marcos que los conformaban.

Los efectos del terremoto del 28 de julio de 1957, figura 1.9, demostraron que la respuesta de las construcciones ante un sismo determinado depende de sus características propias y del tipo del suelo en que se desplanta la construcción y se hicieron evidentes las consideraciones de diseño que no eran tomadas en cuenta.



Figura 1.9 Sismo en la Ciudad de México. 1957

En las normas de emergencia del año de 1957, emitidas después del terremoto, el Distrito Federal se dividió en tres zonas sísmicas, figura 1.10. Y el coeficiente sísmico de diseño varió en función de la zona en que se encuentra la estructura y de las características de la edificación.

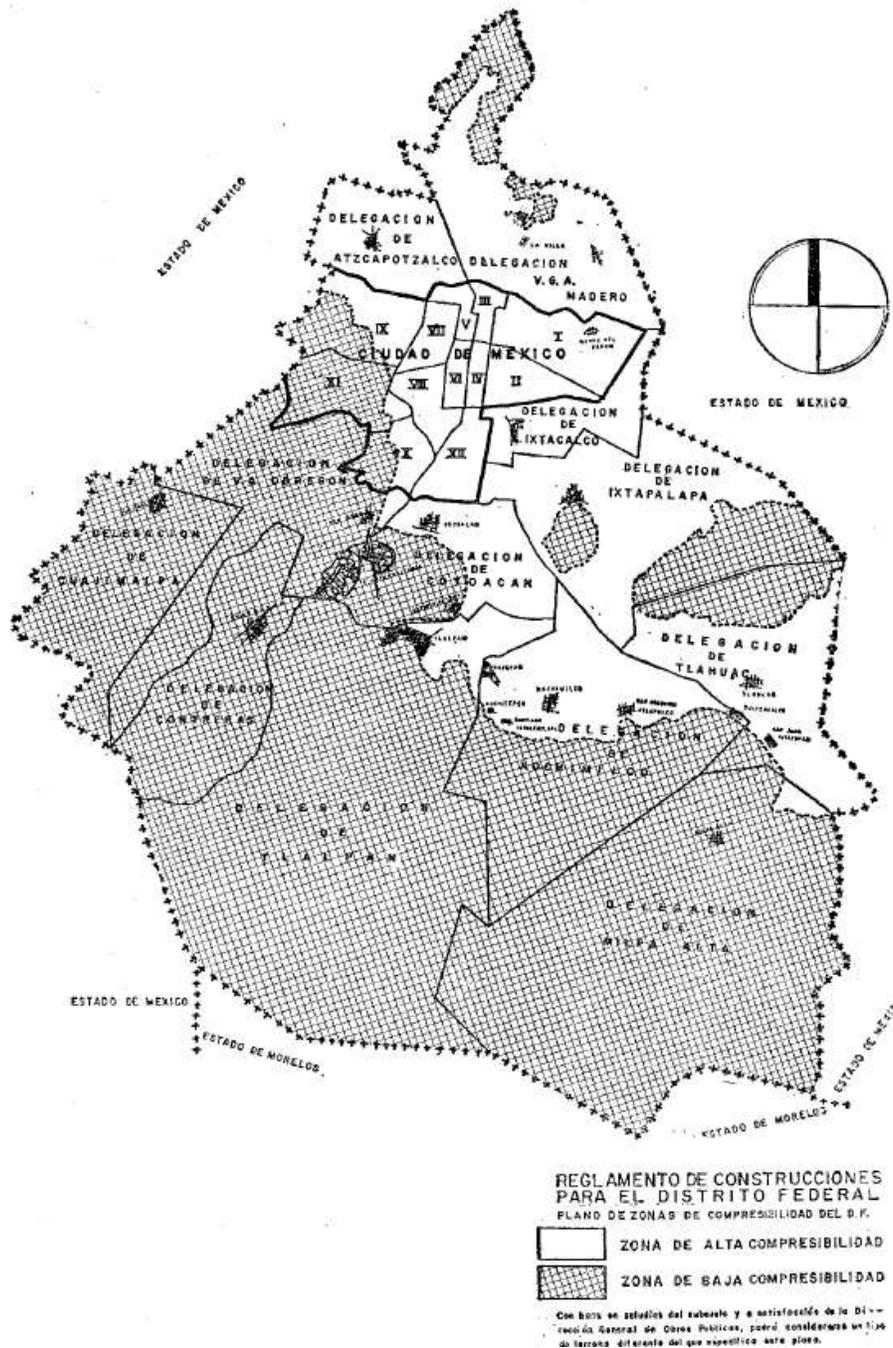


Figura 1.10 Zonificación del Distrito Federal. 1957

En el reglamento de 1966 no se presentaron grandes cambios, los coeficientes sísmicos son un poco menores que los del reglamento de 1957. Para 1976 se actualizó el Reglamento, y en el cual se introduce por primera vez, el concepto de ductilidad, por medio del factor Q, este factor permite reducir las fuerzas sísmicas, el factor refleja la capacidad del sistema estructural para deformarse inelásticamente ante fuerzas laterales alternantes sin perder su resistencia. El factor Q depende del tipo de sistema estructural que suministra la resistencia a fuerzas laterales y de los detalles de dimensionamiento que se adopten.

El método simplificado de análisis y diseño fue originalmente propuesto en 1977 en las Normas Técnicas Complementarias de Estructuras de Mampostería y para Diseño por Sismo del Reglamento para Construcciones del Distrito Federal (RCDF-76). Desde ese entonces, el método simplificado ha sido la base para el análisis y diseño de estructuras, ya que permite realizar su análisis y diseño de forma rápida y aproximada.

De acuerdo al método sísmico estático el cálculo de las fuerzas sísmicas se encuentra definido por la siguiente expresión.

$$F_i = \frac{c}{Q} \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} W_t$$

Donde:

F_i = Fuerzas en los niveles de la estructura.

W_i = Peso de Entrepiso.

W_t = Peso Total.

h_i = Altura de Entrepiso.

c = Coeficiente Sísmico.

Q = Factor de Comportamiento Sísmico.

Los terremotos del 19 y 20 de septiembre de 1985 tuvieron grandes consecuencias, figura 1.11, y por ello se decidió realizar cambios en las normas, este reglamento pone en manifiesto de rigidizar las estructuras y adoptar una reducción de los desplazamientos de entrepiso un 1.2 %.



Figura 1.11 Daños estructurales por sismo en 1985.

Después del sismo se publicaron Normas de Emergencia, haciendo más severos los requisitos del reglamento en base de las fallas presentadas.

De igual manera se revisó a manera detallada la zonificación sísmica, la cual se basa en el tipo de suelo que conforma la ciudad de México está dividido en tres zonas importantes, figura 1.12.

- Firme
- Transición.
- Lacustre

De acuerdo al tipo de zona se incrementan las ondas sísmicas y de igual manera las zonas en las cuales se reduce el efecto de las mismas.

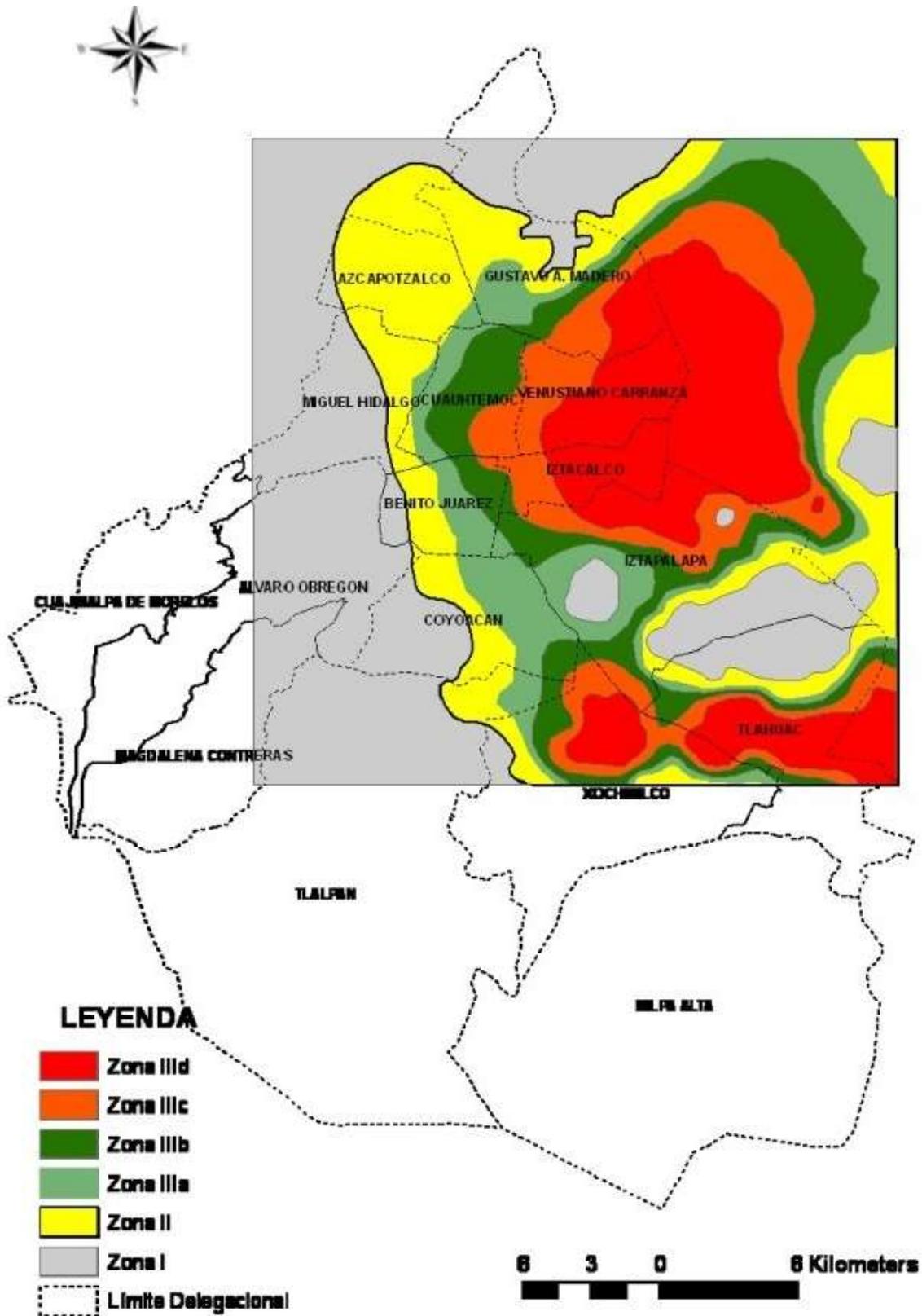


Figura 1.12 Zonificación sísmica del Distrito Federal.

En la figura 1.13 se observa el mapa de periodos del suelo de acuerdo a la zonificación sísmica se presenta en la zona III de la ciudad de México, los edificios colapsados y con daños importantes por el sismo de 1985 en su mayoría en encontraban en la zona III, por lo que se realizaron cambios en el coeficiente sísmico para esta zona.

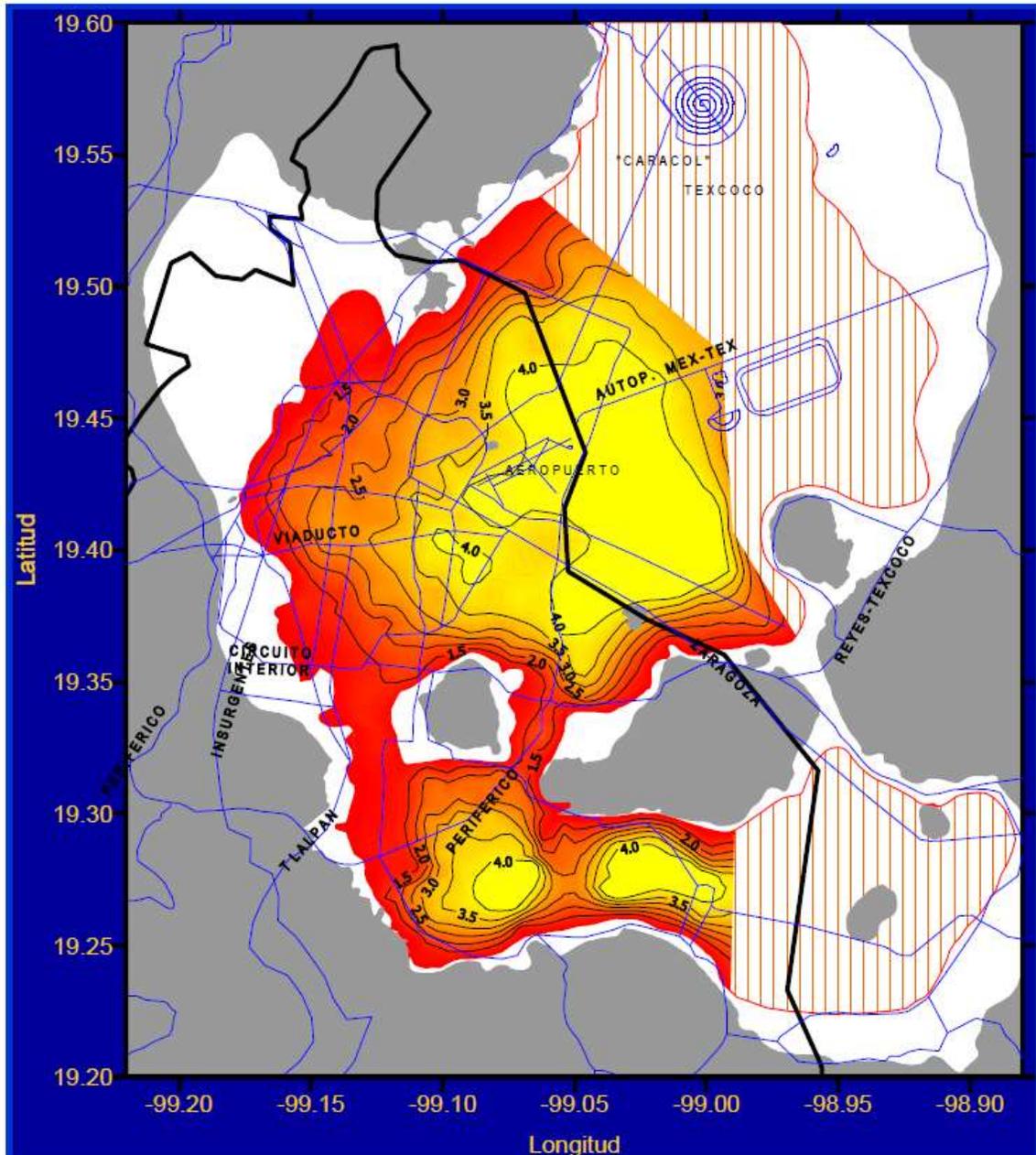


Figura 1.13 Mapa de periodos del suelo.

El 6 de octubre del 2004 fueron publicadas las Normas Técnicas Complementarias del Distrito Federal (NTC). Además del incremento en las ordenadas de los espectros de diseño, uno de los cambios importantes en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS) fue establecer una serie de requisitos para que una estructura sea catalogada como regular, capítulo 6.

En la tabla 1.1 se muestra un resumen de los coeficientes sísmicos utilizados en el diseño sísmico desde su aparición en la normatividad mexicana.

Tabla 1.1 Evolución de coeficientes Sísmicos en México.

AÑO	ZONA I	ZONA II	ZONA III	ZONA IIIa	ZONA IIIb	ZONA IIIc
1942	0.025	0.025	0.025			
1952	0.05	0.06	0.07			
1966	0.014		0.06			
1976	0.16	0.20	0.24			
1985	0.16	0.27	0.40			
1987	0.16	0.32	0.40			
2004	0.16	0.32	0.40	0.45	0.40	0.30

Los efecto del sismo del 19 y 20 de Septiembre de 1985 originaron un cambio en los requisitos mínimos que se deben tener en consideración para el diseño sísmico.

1.3 Herramientas de cómputo y programas especializados para el análisis estructural

El análisis estructural cuenta con diferentes herramientas para poder representar una estructura, dos elementos importantes que se deben considerar son que la estructura se deberá analizar y modelar mediante un modelo matemático que represente a esta y se deberá conocer las acciones actuantes bajo las cuales estará sometida para poder aplicarlas al modelo matemático, el objetivo principal que se espera en el análisis es la determinación de valores confiables de su respuesta estática y dinámica a fin de poder continuar con el diseño o con la verificación de las capacidades de sus elementos estructurales.

Los métodos analíticos del análisis global de una estructura se clasifican en:

- a) Análisis Lineales. Están basados en las hipótesis de comportamiento elástico lineal de los materiales constitutivos y en la consideración del equilibrio en la estructura sin deformar. (análisis de primer orden)
- b) Análisis no lineales, que tienen en cuenta la no linealidad mecánica, es decir, la consideración de la deformación no lineal de los materiales y la no linealidad geométrica. (efectos de segundo orden)

Actualmente existen herramientas computacionales con las cuales se pueden llevar a cabo los tipos de análisis descritos anteriormente; sin embargo, una parte importante a considerar es que el uso de estas herramientas implica que se deberá contar con conocimientos teóricos del análisis estructural,

esto para poder revisar y tener una idea de las respuestas que pueden obtenerse como resultado de los análisis realizados por los distintos softwares comerciales.

Todos los programas mencionados ofrecen la mayor cantidad de herramientas de análisis y diseño disponible para el ingeniero estructurista, a continuación se enlistan algunos elementos y características que los programas pueden ofrecer:

- Facilidades en el modelaje de edificios comerciales, gubernamentales y de salud de múltiples pisos.
- Estacionamientos con rampas lineales y circulares.
- Edificios basados en sistemas de líneas de referencia.
- Edificios de acero, de concreto y mixtos.
- Muros, rampas y losas de concreto.
- Pisos con láminas de acero y de concreto, para estructuras metálicas.
- Edificios sujetos a cualquier cantidad de casos de carga y combinaciones, tanto lateral como vertical, incluyendo cargas por viento y sismo.
- Edificios con amortiguadores y aisladores en la base.
- Uso de diafragmas rígidos y flexibles.
- Diseño en acero estructural y concreto armado, incluyendo muros de corte, completamente integrado.
- Múltiples casos de carga por funciones en el dominio del tiempo lineal y no lineal en cualquier dirección.
- Diferentes tipos de cimentaciones.

A continuación se realizara una descripción breve de los dos programas de cómputo más utilizados para el análisis estructural.

- **SAP2000**

El SAP2000 es un programa que integra una interfaz gráfica 3D, preparado para realizar, de forma totalmente integrada, la modelación, análisis y diseño en el área de estructuras.

Este software ofrece una interfaz de usuario única para llevar a cabo: Modelado, Análisis, Diseño (ver figura 1.14).

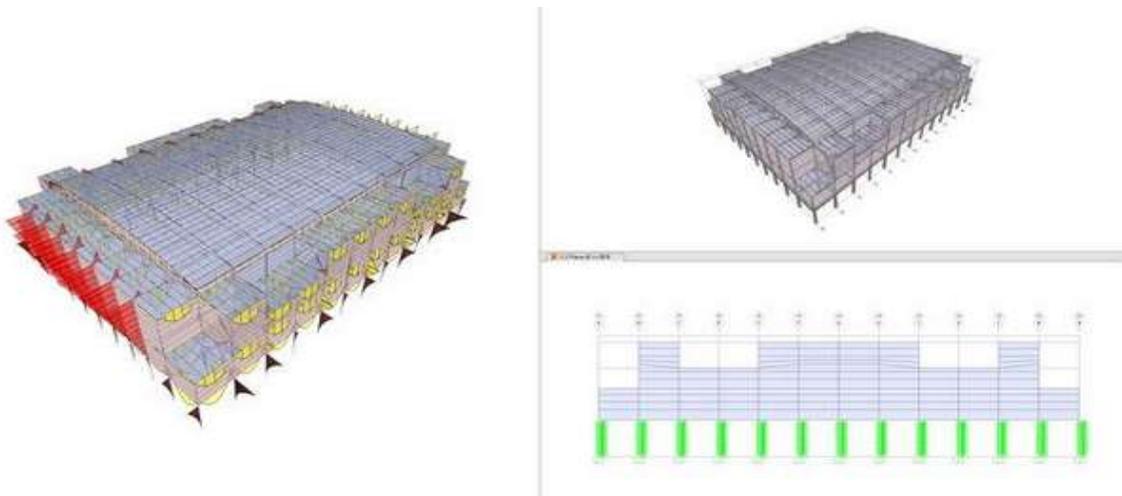


Figura 1.14 Modelación de un edificio en el programa SAP2000.

Cuenta con una amplia selección de plantillas para poder modelar vigas simples, armaduras 3D, Marcos 3D, recipientes de almacenamiento, escaleras, estructuras de las presas y tuberías (ver figura 1.15).

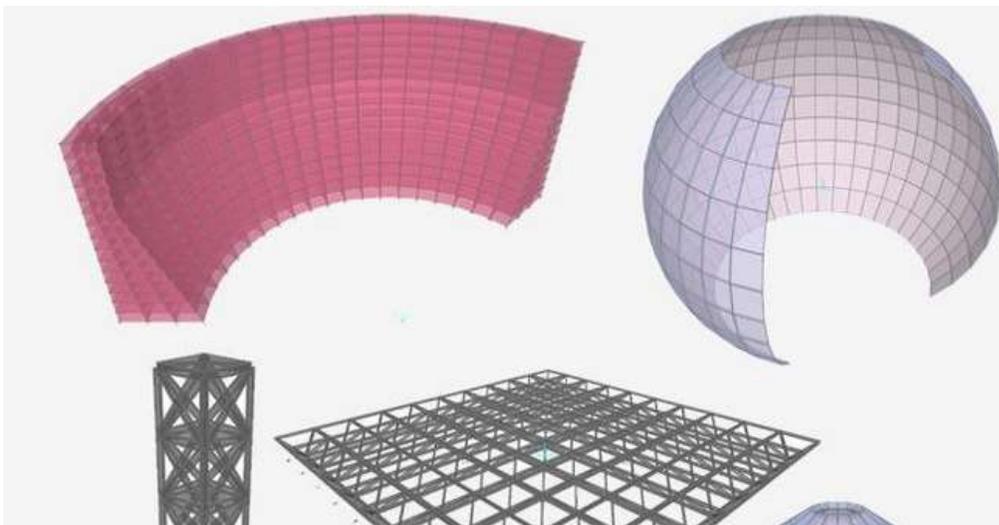


Figura 1.15 Plantillas para modelación en el programa SAP2000.

Genera y aplica las cargas sísmicas y de viento sobre la base de diversos códigos nacionales e internacionales de forma automática, también tiene un sofisticado generador de carga móvil que permite a los usuarios aplicar cargas en movimiento.

Las condiciones de carga que pueden aplicarse en el programa son:

- Sísmica
- Viento
- Movimiento de Cargas

- Cargas vivas
- Fuerza / Momento
- Desplazamiento
- Temperatura
- Presión de Poro

El análisis estático lineal de una estructura implica la solución del sistema de ecuaciones, ciertos tipos de patrones de carga son multi-escalonada, lo que significa que en realidad representan muchos patrones espaciales de carga separados aplicados en secuencia (ver figura 1.16).

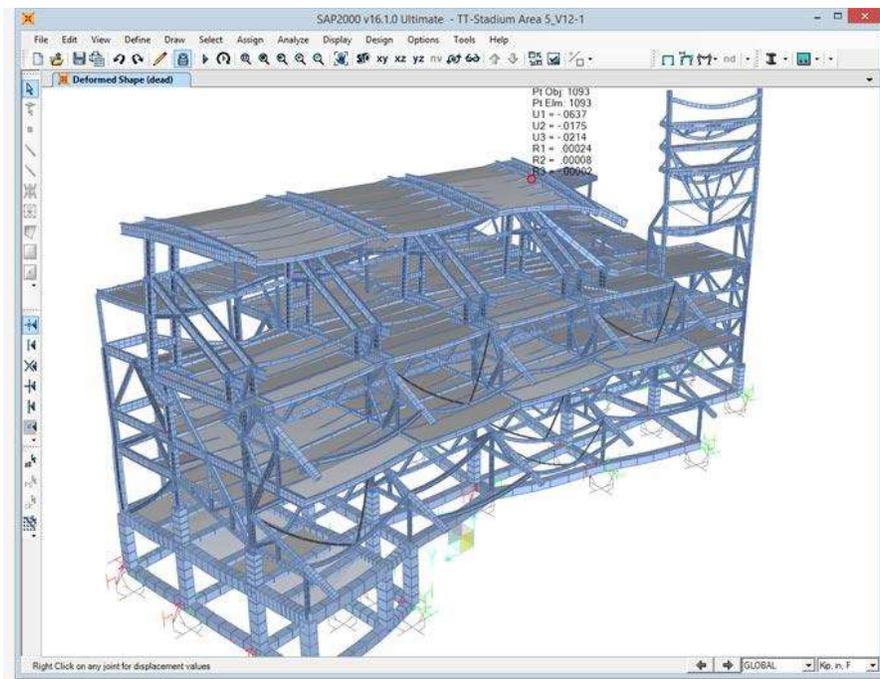


Figura 1.16 Análisis Estático en el programa SAP2000.

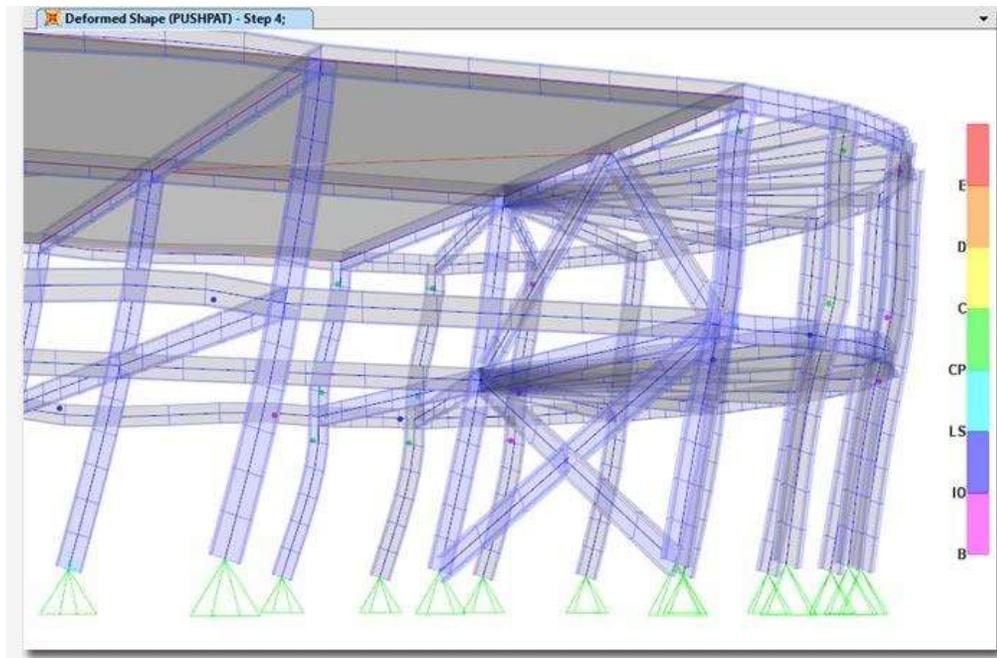


Figura 1.17 Análisis Dinámico en el programa SAP2000.

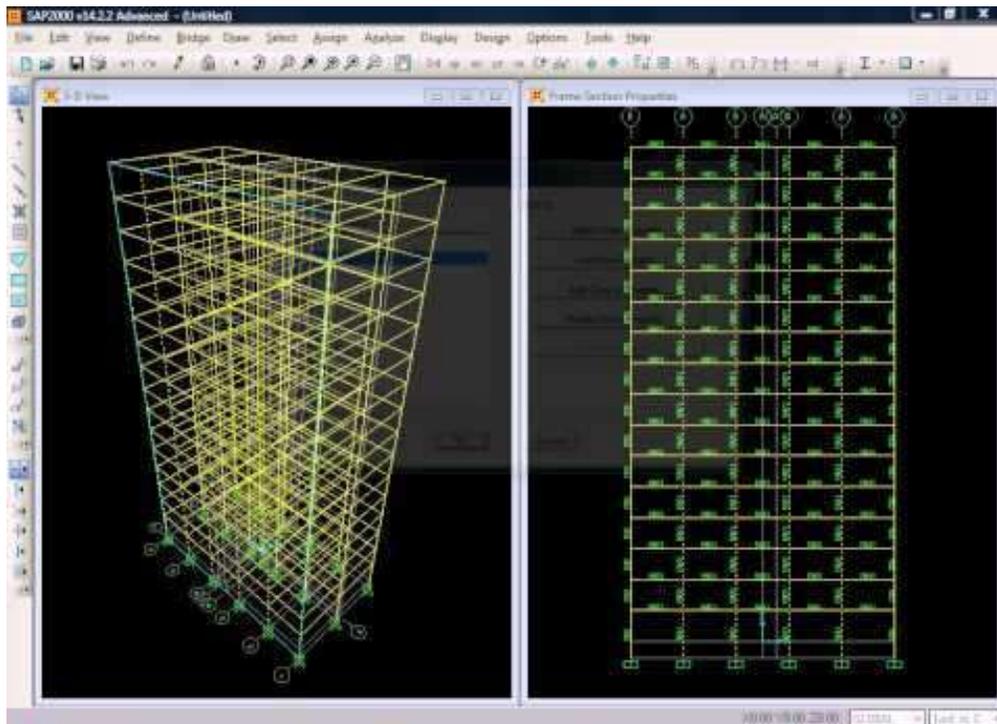


Figura 1.18 Modelación de un edificio en el programas SAP2000.

- **ETABS**

El ETABS es un programa de análisis tridimensional extendido y diseño de edificaciones el cual es ideal para el análisis y diseño de edificios y naves industriales, figura 1.19.

Puede realizar análisis de estructuras complejas, pero tiene muchísimas opciones extras que simplifican el diseño de edificaciones, como por ejemplo:

- Cálculo automático de coordenadas de centros de masas.
- Cálculo automático de coordenadas de centros de rigideces.
- Cálculo automático de fuerzas sísmicas, sus excentricidades y aplicación en el centro de masas.
- Cálculo automático de masas del edificio a partir de los casos de carga elegidos.
- División automática de elementos para análisis de elemento finito (Auto-Mesh), el programa los divide automáticamente en su análisis interno, o se puede dar el comando de que divida los elementos en el mismo modelo.
- Plantillas predefinidas de sistemas de losas planas, losas en una dirección, losas reticulares o con nervaduras y casetones, cubiertas, etc.
- Espectros de diseño sísmico por las NTC2004.
- Diseño de conexiones de acero y secciones estructurales.
- Los resultados obtenidos de los diferentes análisis pueden ser ordenados de acuerdo a las necesidades del usuario.

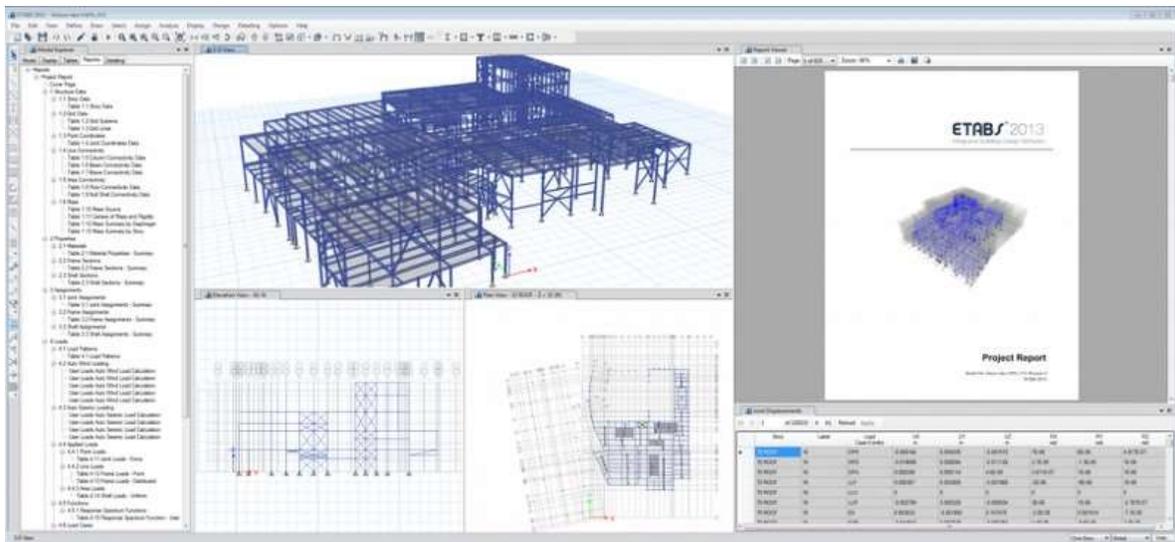


Figura 1.19 Ejemplo de modelación de un edificio en el programa ETABS.

CAPITULO 2

2.0 NORMATIVIDAD VIGENTE PARA EL ANÁLISIS SÍSMICO DE EDIFICIOS

2.1 Introducción

La normatividad para el diseño de construcciones diseñadas bajo condiciones accidentales ha cambiado su filosofía a través del tiempo a medida que las investigaciones han podido predecir el comportamiento de las estructuras ante una demanda sísmica. El objetivo de la mayor parte de los reglamentos de diseño es proveer una estructura de una adecuada capacidad de resistencia, rigidez, disipación de energía y de deformación en rango inelástico tal que permitan evitar daños en la estructura y en los componentes no estructurales durante los sismos.

Los reglamentos para diseño de estructuras son documentos legales que tienen como función proteger a la sociedad ante el colapso o mal funcionamiento estructural de las construcciones. Teniendo en cuenta que el grado de protección puede lograrse no es absoluto, sino debe ser óptimo en el sentido de que sea congruente con las consecuencias de las posibles fallas y con el costo de incrementar la seguridad.

Con motivo de los sismos que se registraron en septiembre de 1985 y en función de los daños sufridos a un gran número de estructuras, sobre todo las que se ubican en zonas de alta sismicidad, hubo un cambio radical en la normatividad relacionada con el diseño por el sismo. En la actualidad el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF04) y sus Normas Técnicas Complementarias 2004 (NTC) son la base para el desarrollo de múltiples estructuras en el Valle de México y en gran parte de la República Mexicana.

2.2 Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones

Las normas técnicas complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las edificaciones tienen los siguientes objetivos:

- Definir las acciones que pueden obrar sobre las construcciones, así como sus posibles efectos sobre ellas y la forma de tomarlos en cuenta para fines de diseño estructural.
- Establecer las condiciones de seguridad y de servicio que deberán revisarse al realizar el diseño estructural de una construcción, así como los criterios de aceptación relativos a cada una de dichas condiciones.
- Establecer las combinaciones de acciones que deberán suponerse aplicadas simultáneamente para revisar cada una de las condiciones de seguridad y servicio establecidas de acuerdo con lo que se menciona en el inciso anterior.
- Las acciones de diseño también dependen de las características del sistema estructural dado, de los elementos y materiales de la estructura así como de los detalles de diseño y construcción, los cuales determinan la acción de la falla.

Para anticipar las diferentes tipos de cargas y fuerzas que puedan llegar a actuar en la estructura que se está diseñando, se cuenta con la ayuda de las normas para diseño en las cuales existe una clasificación de acciones, las acciones se deben a fenómenos físicos complejos por lo que se requiere de un modelo para evaluarlas, el modelo consiste en representar a estas acciones como sistemas de fuerzas concentradas, lineales, distribuidas uniformes o no uniformes. También el modelo se constituye por deformaciones impuestas por sistemas de fuerzas equivalentes o por una excitación dinámica, en el caso de acciones dinámicas. De esta forma es posible modelar las cargas que actúan sobre los diferentes elementos estructurales con una aproximación aceptable.

2.2.1 Acciones de diseño

Se considerarán tres tipos de acciones, de acuerdo con la duración en que obran sobre las estructuras con su intensidad máxima.

Tipos de acciones, según su duración.

- a) Las acciones permanentes son las que obran en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad varía poco con el tiempo. Las principales acciones que pertenecen a esta categoría son: la carga muerta; el empuje estático de suelos y de líquidos y las deformaciones y desplazamientos impuestos a la estructura que varían poco con el tiempo, como los debidos a presfuerzo o a movimientos diferenciales permanentes de los apoyos.
- b) Las acciones variables son las que obran sobre la estructura con una intensidad que varía significativamente con el tiempo. Las principales acciones que entran en esta categoría son:
 - Carga viva.
 - Efectos de temperatura.
 - Deformaciones impuestas.
 - Hundimientos diferenciales que tengan una intensidad variable con el tiempo.
 - Acciones debidas al funcionamiento de maquinaria y equipo (efectos dinámicos).
- c) Las acciones accidentales son las que no se deben al funcionamiento normal de la edificación y que pueden alcanzar intensidades significativas sólo durante lapsos breves. Las principales acciones que entran en esta categoría pertenecen a esta categoría son:
 - Acciones sísmicas.
 - Efectos del viento.
 - Cargas de granizo.
 - Efectos de explosiones, incendios y otros fenómenos que pueden presentarse en casos extraordinarios.

Será necesario tomar precauciones en las estructuras, en su cimentación y en los detalles constructivos, para evitar un comportamiento catastrófico de la estructura para el caso de que ocurran estas acciones.

2.2.2 Análisis de cargas

De acuerdo al proyecto arquitectónico y al tipo de uso de cada nivel, se tiene que hacer la identificación de usos de espacios para poder establecer las diferentes zonas de cargas a las que estará sometida la estructura, lo que nos permitirá saber las deformaciones y fuerzas internas que se presentan en cada elemento estructural a causa de los estados de cargas permanentes, variables y accidentales.

Es preciso describir los estados de cargas de cualquier estructura, mismos que se mencionan en las Normas Técnicas Complementarias Sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, (Ref. 2), con los siguientes conceptos:

Carga Muerta.- son las acciones que permanecen sobre la estructura y que cuya intensidad varía muy poco con el tiempo. Pertenecen a esta categoría los elementos estructurales, empujes estáticos de tierra, fachadas y todos los elementos que permanezcan fijos en la construcción, de manera que gravitan en forma constante sobre la estructura.

Cargas Variables.- este tipo de acciones consideran la probabilidad de carga a las que estará sometida la estructura de acuerdo a la ocupación de los espacios del proyecto, dividiéndose en tres tipos principalmente:

- a) Vivas Máximas.- Son las cargas con el valor máximo probable durante la vida esperada de la edificación.
- b) Vivas Instantáneas.- Son las cargas con el valor máximo probable en el lapso en que se pueda presentar una acción accidental, como un evento sísmico, viento, etc.
- c) Vivas Medias.- Son las cargas con el valor medio probable que puede tomar la acción en un lapso de varios años y se empleará para estimar efectos a largo plazo, como deformaciones y/o hundimientos de la estructura.

Acciones Accidentales.- Son las cargas que no se deben al funcionamiento normal de la edificación y que pueden alcanzar intensidades significativas solo durante lapsos breves. En esta categoría se encuentran los efectos por viento, sismo, granizo, nieve, explosiones, incendios y otros fenómenos que pueden presentarse en casos extraordinarios (ver figura 2.1).

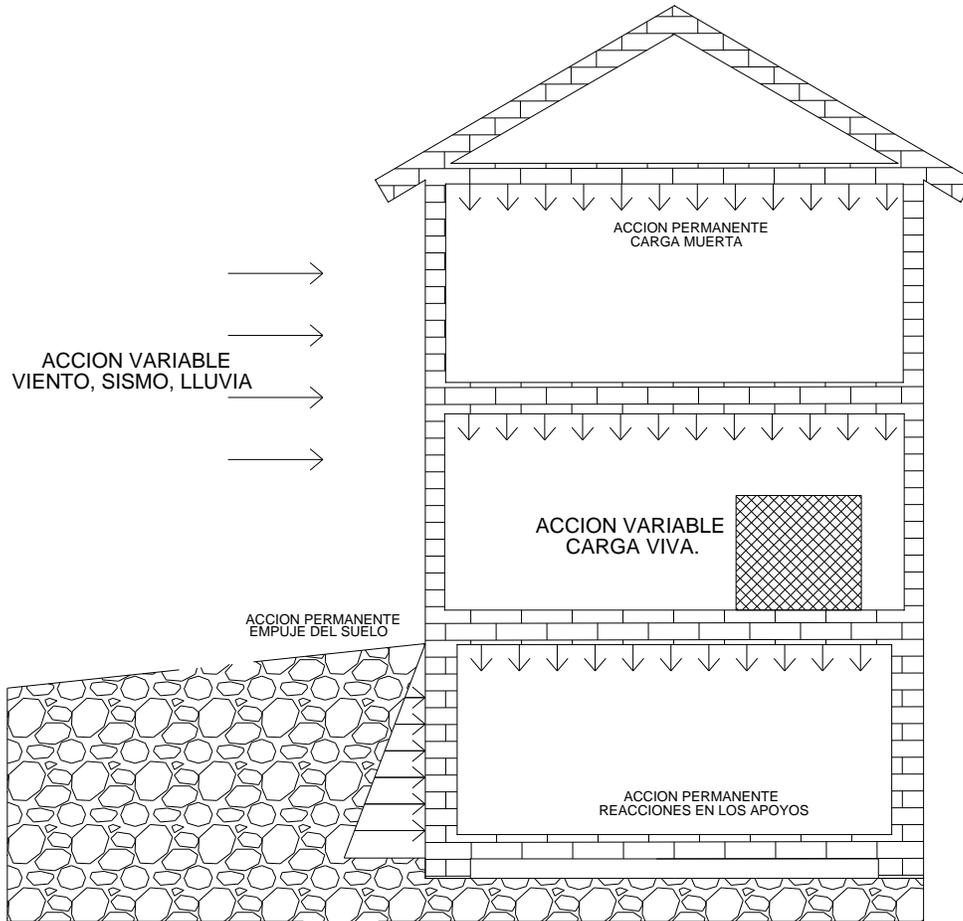


Figura 2.1 Tipos de acciones.

Las Normas Técnicas Complementarias Sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, Capítulo 6 nombrado “Cargas Variables”, se desglosa Tabla 6.1 (Tabla 2.1 de este escrito), los valores mínimos de las cargas vivas máximas (W_m), cargas vivas instantáneas (W_a) y cargas vivas medias (W) que por reglamentación se deben considerar, a menos que algún estudio o sustento justificado demuestre otro valor diferente a los descritos en dicha norma.

Tabla 2.1 Cargas Vivas Unitarias, kN/m^2 (Kg/m^2)

Destino de Piso o Cubierta	Carga Media W (kg/m^2)	Carga Instantánea W_a (kg/m^2)	Carga Máxima W_m (kg/m^2)
Habitación	70	90	170
Oficinas, despachos y laboratorios	100	180	250
Aulas	100	180	250
Comunicación para peatones	40	150	350
Estados y lugares de reunión sin asientos individuales	40	350	450
Otros lugares de reunión (bibliotecas, templos, cines, teatros, gimnasios, salones de baile, restaurantes, salas de juego y similares)	40	250	350
Comercio, fabricas, y bodegas	$0,8W_m$	$0,9W_m$	W_m
Azoteas con pendiente no mayor al 5%	15	70	100
Azoteas con pendiente mayor a 5%, otras cubiertas, cualquier pendiente	5	20	40
Volados en vía pública (marquesinas, balcones y similares)	15	70	300
Garajes y estacionamientos	40	100	250

2.2.3 Combinaciones de acciones

La seguridad de una estructura deberá verificarse para el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente, considerándose dos categorías de combinaciones:

- a) Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes y acciones variables, se considerarán todas las acciones permanentes que actúen sobre la estructura y las distintas acciones variables, de las cuales la más desfavorable se tomará con su intensidad máxima y el resto con su intensidad instantánea, o bien todas ellas con su intensidad media cuando se trate de evaluar efectos a largo plazo.
- b) Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes, variables y accidentales, se considerarán todas las acciones permanentes, las acciones variables con sus valores instantáneos y únicamente una acción accidental en cada combinación. En ambos tipos de combinación los efectos de todas las acciones deberán multiplicarse por los factores de carga apropiados.

Los criterios de diseño para cargas de viento y sismo, así como para el de cimentaciones, se presentan en las normas técnicas correspondientes

Cada combinación de acciones constituye un caso para el cual la estructura debe ser analizada y el dimensionamiento final de los elementos de la estructura se hace con base a los efectos más desfavorables encontrados. En otro tipo de combinación llamada excepcional, intervendrán todas las acciones permanentes, una acción accidental y las acciones variables que tengan probabilidad significativa de ocurrir simultáneamente cuando actúa la acción accidental.

La combinación de acciones (ver figura 2.2 y figura 2.3), se debe entender como el efecto conjunto de las mismas actuando a un tiempo en una estructura cuya seguridad deberá revisarse para cada condición.

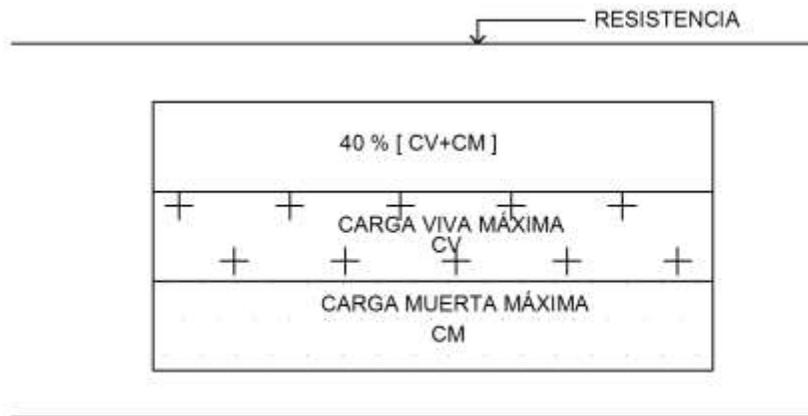


Figura 2.2 Incremento en la carga para la primera combinación de acciones.

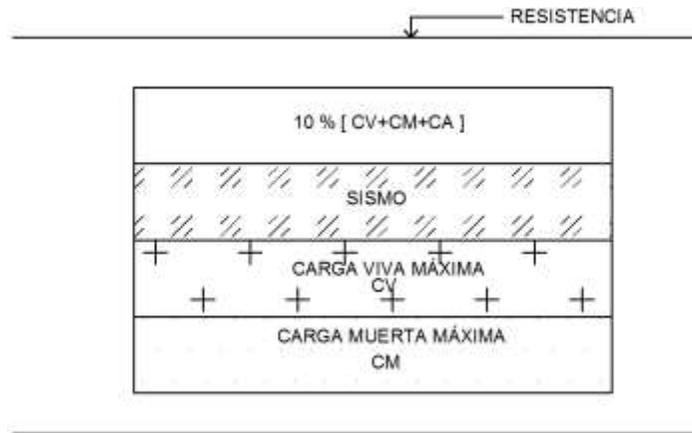


Figura 2.3 Incremento en la carga para la segunda combinación de acciones.

2.2.4 Criterios del diseño estructural

Estados límite

Para fines de aplicación de estas normas vigentes, se alcanza un estado límite de comportamiento en una construcción cuando se presenta una combinación de fuerzas, desplazamientos, niveles de fatiga, o varios de ellos que determina el inicio o la tales estados límite se clasifican en dos grupos

- Estados límite de falla. Se refieren a modos de comportamiento que ponen en peligro la estabilidad de la construcción o de una parte de ella, o su capacidad para resistir nuevas aplicaciones de carga.
- Estados límite de servicio. Incluyen la ocurrencia de daños económicos o la presentación de condiciones que impiden el desarrollo adecuado de las funciones para las que se haya proyectado.

Resistencia de diseño

Se entenderá por resistencia la magnitud de una acción, o de una combinación de acciones, que provocaría la aparición de un estado límite de falla de la estructura o cualquiera de sus componentes. En general, la resistencia se expresará en términos de la fuerza interna, o combinación de fuerzas internas, que corresponden a la capacidad máxima de las secciones críticas de la estructura. Se entenderá por fuerzas internas las fuerzas axiales y cortantes y los momentos de flexión y torsión que actúan en una sección de la estructura.

Determinación de resistencias de diseño

La determinación de la resistencia podrá llevarse a cabo por medio de ensayos diseñados para simular, en modelos físicos de la estructura o de porciones de ella, el efecto de las combinaciones de acciones que deban considerarse de acuerdo con las condiciones de diseño y factores de carga.

Condiciones de diseño

Se revisará que para las distintas combinaciones de acciones especificadas en las condiciones de carga y para cualquier estado límite de falla posible, la resistencia de diseño sea mayor o igual al efecto de las acciones que intervengan en la combinación de cargas en estudio, multiplicado por los factores de carga correspondientes, según lo especificado en los factores de carga. También se revisará que no se rebase ningún estado límite de servicio bajo el efecto de las posibles combinaciones de acciones, sin multiplicar por factores de carga.

2.2.5 Factores de carga

Para determinar el factor de carga (FC), se aplicarán las reglas siguientes:

- a) Para combinaciones de acciones permanentes se aplicará un factor de carga de 1.4. Cuando se trate de edificaciones del Grupo A, el factor de carga para este tipo de combinación se tomará igual a 1.5.
- b) Para combinaciones de acciones variables, se tomará un factor de carga de 1.1 aplicado a los efectos de todas las acciones que intervengan en la combinación.
- c) Para acciones o fuerzas internas cuyo efecto sea favorable a la resistencia o estabilidad de la estructura, el factor de carga se tomará igual a 0.9; además, se tomará como intensidad de la acción el valor mínimo probable de acuerdo con las intensidades de diseño.
- d) Para revisión de estados límite de servicio se tomará en todos los casos un factor de carga unitario.

2.3 Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo

La mayoría de los Reglamentos modernos de diseño sísmico establecen como objetivos, por una parte, evitar el colapso, pero aceptar daño, ante un sismo excepcionalmente severo que se pueda presentar en la vida de la estructura; y por otra, evitar daños de cualquier tipo ante sismos moderados que tengan una probabilidad significativa de presentarse en ese lapso. Por lo que se derivan los siguientes estados límites:

Estado límite de servicio, para el cual no se excedan deformaciones que ocasionen pánico a los ocupantes, interferencia con el funcionamiento de equipos e instalaciones, ni daños en elementos no estructurales. Evitando que se exceda dicho límite para sismos de intensidad moderada que pueden presentarse varias veces en la vida de la estructura.

Estado límite de integridad estructural, para el cual puede presentar daño no estructural y daño estructural menor, como agrietamiento en estructuras de concreto, pero no se alcanza la capacidad de carga de los elementos estructurales.

Estado límite de supervivencia, para la cual puede haber daño estructural significativo, y hasta en ocasiones más allá de lo económicamente reparable, pero se mantiene la estabilidad general de la estructura y se evita el colapso.

En las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS) se consideran 3 métodos de análisis sísmico: Simplificado, Estático y Dinámico, los cuales se describirán a continuación.

2.3.1 Tipos de análisis sísmico

Una estructura al ser representada matemáticamente y conocidas las acciones actuantes, en su análisis se espera obtener resultados confiables de su respuesta estática y dinámica con el fin de continuar con su diseño o verificar si es confiable y segura estructuralmente.

El análisis de la estructura mediante métodos, requiere que cuente y satisfaga con los requisitos y condiciones de regularidad que se encuentran implícitamente definidos en las bases y requisitos específicos que cada método.

Elección del Tipo de Análisis.

Según sean las características de la estructura de que se trate, ésta podrá analizarse por sismo mediante el método simplificado, el método estático o uno de los dinámicos con las limitaciones que se establecen a continuación.

2.3.2 Método simplificado

El método simplificado a que se refiere el Capítulo 7 de las NTCDS, será aplicable al análisis de edificios que cumplan simultáneamente los siguientes requisitos:

En cada planta, al menos el 75 por ciento de las cargas verticales estarán soportadas por muros ligados entre sí mediante losas monolíticas u otros sistemas de piso suficientemente resistentes y rígidos al corte. Dichos muros tendrán distribución sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales y deberán satisfacer las condiciones que establecen las Normas correspondientes. Para que la distribución de muros pueda considerarse sensiblemente simétrica, se deberá cumplir en dos direcciones ortogonales, que la excentricidad torsional calculada estáticamente, es, no exceda del diez por ciento de la dimensión en planta del edificio medida paralelamente a dicha excentricidad.

La excentricidad torsional e_s podrá estimarse como el cociente del valor absoluto de la suma algebraica del momento de las áreas efectivas de los muros, con respecto al centro de cortante del entrepiso, entre el área total de los muros orientados en la dirección de análisis.

El área efectiva es el producto del área bruta de la sección transversal del muro y del factor FAE (factor de área efectiva), que está dado por:

$$F_{AE} = 1; \quad \text{si } \frac{H}{L} \leq 1.33$$

$$F_{AE} = \left(1.33 \frac{L}{H}\right)^2; \quad \text{si } \frac{H}{L} > 1.33$$

Dónde:

H = Altura del entrepiso.

L= Longitud del muro.

Los muros a que se refiere este párrafo podrán ser de mampostería, concreto reforzado, placa de acero, compuestos de estos dos últimos materiales, o de madera; en este último caso estarán arriostrados con diagonales. Los muros deberán satisfacer las condiciones que establecen las Normas correspondientes.

La relación entre longitud y ancho de la planta del edificio no excederá de 2.0, a menos que para fines de análisis sísmico se pueda suponer dividida dicha planta en tramos independientes cuya relación entre longitud y ancho satisfaga esta restricción y las que se fijan en el inciso anterior, y cada tramo resista según el criterio que marca el Capítulo 7 de las NTCDS.

La relación entre la altura y la dimensión mínima de la base del edificio no excederá de 1.5 y la altura del edificio no será mayor de 13 m.

2.3.3 Análisis estático y dinámico

Los métodos dinámicos del Capítulo 9 de las NTCDS, pueden utilizarse para el análisis de toda estructura, cualesquiera que sean sus características de igual manera puede utilizarse el método estático del Capítulo 8 para analizar estructuras regulares, según se define en el Capítulo 6 que el método es aplicable para estructuras de altura no mayor de 30 m, y estructuras irregulares de no más de 20 m de altura.

De acuerdo a la zonificación establecida para edificios ubicados en la zona I, los límites anteriores se amplían a 40 m y 30 m, respectivamente. Con las mismas limitaciones relativas al uso del análisis estático, para estructuras ubicadas en las zonas II o III también será admisible emplear los métodos de análisis que especifica el Apéndice A de las NTCDS, en los cuales se tienen en cuenta los periodos dominantes del terreno en el sitio de interés y la interacción suelo-estructura.

Espectros de Diseño para análisis sísmico.

Cuando se aplique el análisis dinámico modal que especifica el Capítulo 9 de las NTCDS, se adoptará como ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico, a , expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, la que se estipula a continuación:

$$a = a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_a}; \quad \text{si } T < T_a$$

$$a = c; \quad \text{si } T_a \leq T \leq T_b$$

$$a = qc; \quad \text{si } T > T_b$$

donde:

$$q = (T_b/T)^r$$

Los parámetros que intervienen en estas expresiones se obtienen de la tabla 2.2:

Tabla 2.2 Valores de los parámetros para calcular los espectros de aceleraciones

Zona	c	a ₀	T _a	T _b	r
I	0,16	0,04	0,20	1,35	1,00
II	0,32	0,08	0,20	1,35	1,33
IIIa	0,40	0,10	0,53	1,80	2,00
IIIb	0,45	0,11	0,85	3,00	2,00
IIIc	0,40	0,10	1,25	4,20	2,00
IIId	0,30	0,10	0,85	4,20	2,00

2.3.4 Reducción de fuerzas sísmicas

Factor de reducción

Para el cálculo de las fuerzas sísmicas para análisis estático y de las obtenidas del análisis dinámico modal con los métodos que se fijan en el Capítulo 9 de las NTCDS, se empleará un factor de reducción Q' que se calculará como sigue:

$$Q' = Q; \quad \text{si desconoce } T, \text{ o si } T \geq T_a$$

$$Q' = 1 + \frac{T}{T_a}(Q - 1); \quad \text{si } T < T_a$$

T se tomará igual al periodo fundamental de vibración de la estructura cuando se utilice el método estático, e igual al periodo natural de vibración del modo que se considere cuando se utilice el análisis dinámico modal; T_a es un periodo característico del espectro de diseño que se define en el Capítulo

3de las NTCDS. Q es el factor de comportamiento sísmico que se define en el capítulo 5 de las mismas.

Para el diseño de estructuras que sean irregulares, de acuerdo con el Capítulo 6 de las NTCDS, el valor de Q' se corregirá como se indica en dicho capítulo.

2.3.5 Factor de comportamiento sísmico

El factor de comportamiento sísmico (Q) no solo depende de la ductilidad de edificio sino también de las siguientes consideraciones:

- Puesto que el valor de (Q) depende de sistema estructural, y en un edificio dado la estructuración puede ser diferente en las direcciones de análisis, podría pensarse en utilizar distintos valores de Q en cada dirección.
- Los desplazamientos y deformaciones se han calculado empleando el método estático o dinámico modal espectral con fuerzas reducidas, los valores calculados deben multiplicarse por Q para verificar las condiciones correspondientes a estados límite de servicio, las separaciones con estructuras colindantes y los efectos P-delta.
- Por ejemplo con relación a las fuerzas cortantes expresadas en un edificio con planta baja débil, todos los entresijos pueden estar sobrediseñado salvo uno o unos cuantos, y entonces la demanda de ductilidad que se impone al entresijo débil en planta baja es muy grande.

De allí que, para que pueda aprovecharse un factor de ductilidad (factor de comportamiento sísmico) elevado, haya que asegurarse de que ningún entresijo el cociente de fuerza cortante resistente entre el actuante es muy inferior al promedio. Cabe comentar que el hecho de utilizar en diseño factores de comportamiento sísmico de 3 o 4 no asegura que ante sismos intensos o moderados los edificios no sufran daño y, como consecuencia, no requieran trabajo de reparación después de ocurrido un sismo.

Los requisitos que permiten el uso de Q para valores de 1 a 2 probablemente no merezcan mayor comentario como no sea señalar que la mayor vulnerabilidad de los muros de mampostería hechos con piezas huecas respecto a los fabricados con piezas macizas proviene de que, ante deformaciones relativamente pequeñas, se desprenden las paredes de los bloques que constituyen dichos muros, lo cual los hace particularmente frágiles.

Para el factor de comportamiento sísmico, Q , se adoptarán los valores especificados en alguna de las secciones siguientes, según se cumplan los requisitos en ellas indicados.

Requisitos para $Q=4$

Se usará $Q=4$ cuando se cumplan los requisitos siguientes:

1. La resistencia en todos los entresijos es suministrada exclusivamente por marcos no contraventados de acero, concreto reforzado o compuestos de los dos materiales, o bien por marcos contraventados o con muros de concreto reforzado o de placa de acero o compuestos de los dos materiales, en los que en cada entresijo los marcos son capaces de resistir, sin contar muros ni contravientos, cuando menos 50 por ciento de la fuerza sísmica actuante.

2. Si hay muros de mampostería ligados a la estructura en la forma especificada en el caso I del artículo 204 del RCDF, éstos se deben considerar en el análisis, pero su contribución a la resistencia ante fuerzas laterales sólo se tomará en cuenta si son de piezas macizas, y los marcos, sean o no contraventeados, y los muros de concreto reforzado, de placa de acero o compuestos de los dos materiales, son capaces de resistir al menos 80 por ciento de las fuerzas laterales totales sin la contribución de los muros de mampostería.
3. El mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso entre la acción de diseño no difiere en más de 35 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. Para verificar el cumplimiento de este requisito, se calculará la capacidad resistente de cada entrepiso teniendo en cuenta todos los elementos que puedan contribuir a la resistencia, en particular los muros que se hallen en el caso I a que se refiere el artículo 204 del RCDF. El último entrepiso queda excluido de este requisito.
4. Los marcos y muros de concreto reforzado cumplen con los requisitos que fijan las Normas correspondientes para marcos y muros dúctiles.
5. Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para marcos con ductilidad alta que fijan las Normas correspondientes, o están provistos de contraventeo excéntrico de acuerdo con las mismas Normas.

Requisitos para $Q=3$

Se usará $Q=3$ cuando se satisfacen las condiciones 2,4 y 5 para $Q=4$ y en cualquier entrepiso dejan de satisfacerse las condiciones 1 ó 3, pero la resistencia en todos los entrepisos es suministrada por columnas de acero o de concreto reforzado con losas planas, por marcos rígidos de acero, por marcos de concreto reforzado, por muros de concreto o de placa de acero o compuestos de los dos materiales, por combinaciones de éstos y marcos o por diafragmas de madera. Las estructuras con losas planas y las de madera deberán además satisfacer los requisitos que sobre el particular marcan las Normas correspondientes. Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para ductilidad alta o están provistos de contraventeo concéntrico dúctil, de acuerdo con las Normas correspondientes.

Requisitos para $Q=2$

Se usará $Q=2$ cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada por losas planas con columnas de acero o de concreto reforzado, por marcos de acero con ductilidad reducida o provistos de contraventeo con ductilidad normal, o de concreto reforzado que no cumplan con los requisitos para ser considerados dúctiles, o muros de concreto reforzado, de placa de acero o compuestos de acero y concreto, que no cumplen en algún entrepiso lo especificado por las secciones $Q=4$ ó 3 de las Normas, o por muros de mampostería de piezas macizas confinados por castillos, dadas, columnas o traveses de concreto reforzado o de acero que satisfacen los requisitos de las Normas correspondientes.

También se usará $Q=2$ cuando la resistencia es suministrada por elementos de concreto prefabricado o presforzado, con las excepciones que sobre el particular marcan las Normas correspondientes, o cuando se trate de estructuras de madera con las características que se indican en las Normas respectivas, o de algunas estructuras de acero que se indican en las Normas correspondientes.

Requisitos para $Q= 1.5$

Se usará $Q= 1.5$ cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada en todos los entresijos por muros de mampostería de piezas huecas, confinados o con refuerzo interior, que satisfacen los requisitos de las Normas correspondientes, o por combinaciones de dichos muros con elementos como los descritos para los casos de las secciones $Q = 4$ ó 3 , o por marcos y armaduras de madera, o por algunas estructuras de acero que se indican en las Normas correspondientes.

Requisitos para $Q= 1$

Se usará $Q= 1$ en estructuras cuya resistencia a fuerzas laterales es suministrada al menos parcialmente por elementos o materiales diferentes de los arriba especificados, a menos que se haga un estudio que demuestre, a satisfacción de la Administración, que se puede emplear un valor más alto que el que aquí se especifica; también en algunas estructuras de acero que se indican en las Normas correspondientes.

En todos los casos se usará para toda la estructura, en la dirección de análisis, el valor mínimo de Q que corresponde a los diversos entresijos de la estructura en dicha dirección.

El factor Q puede diferir en las dos direcciones ortogonales en que se analiza la estructura, según sean las propiedades de ésta en dichas direcciones.

2.3.6 Efectos bidireccionales

Los efectos de ambos componentes horizontales del movimiento del terreno se combinarán tomando, en cada dirección en que se analice la estructura, el 100 por ciento de los efectos del componente que obra en esa dirección y el 30 por ciento de los efectos del que obra perpendicularmente a ella, con los signos que resulten más desfavorables para cada concepto.

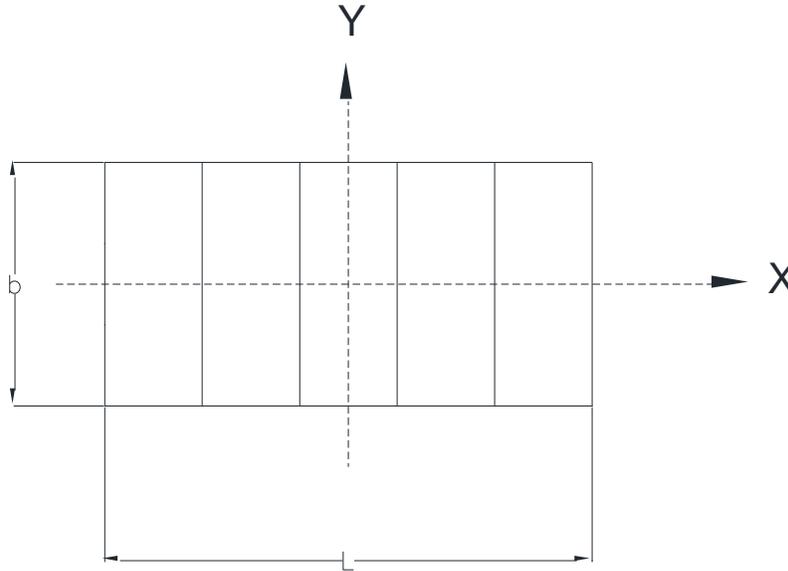
2.3.7 Estructuras regulares e irregulares

La condición de regularidad de una estructura podrá establecerse con las normas que establecen requisitos la condición de regularidad para cualquier estructura.

Condiciones de Regularidad

Para que una estructura pueda considerarse regular (NTCDS) debe satisfacer los siguientes requisitos:

1. Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes. Éstos son, además, sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio (ver figura 2.4).



Dónde:
L=largo
b=ancho

Figura 2.4 Planta de edificio asimétrico.

2. La relación de su altura a la dimensión menor de su base es menor a 2.5 (ver figura 2.5).

$$\frac{H}{b} < 2.5$$

Dónde:
H=altura
b=ancho

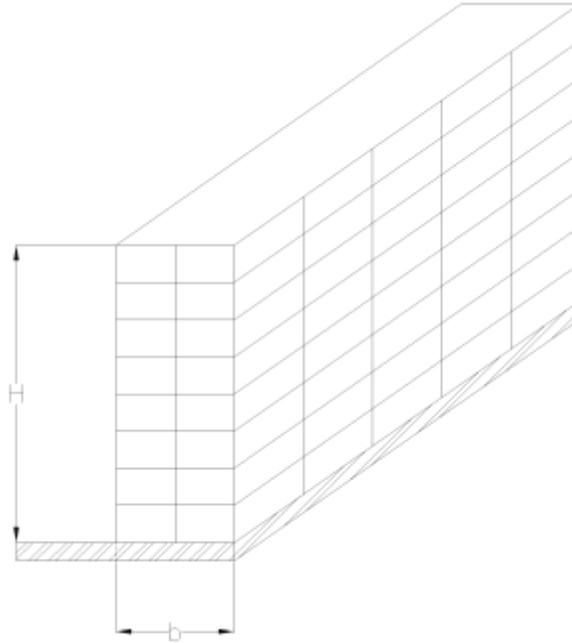


Figura 2.5 Relación de esbeltez del edificio

3. La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5 (ver figura 2.6).

$$\frac{L}{b} < 2.5$$

Dónde:
L=largo
b=ancho



Figura 2.6 Relación de esbeltez en planta

4. En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera del entrante o saliente (ver figura 2.7).

$$\frac{s}{L} \leq 0.20 ; \quad \frac{s}{b} \leq 0.20$$

Dónde:
 b=ancho
 L=largo
 S=saliente

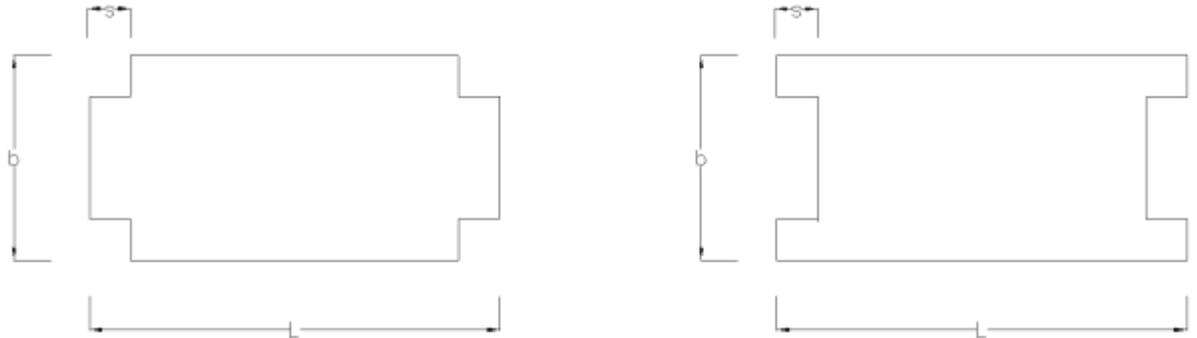


Figura 2.7 Plantas con esquinas entrantes

5. En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente (ver figura 2.8).

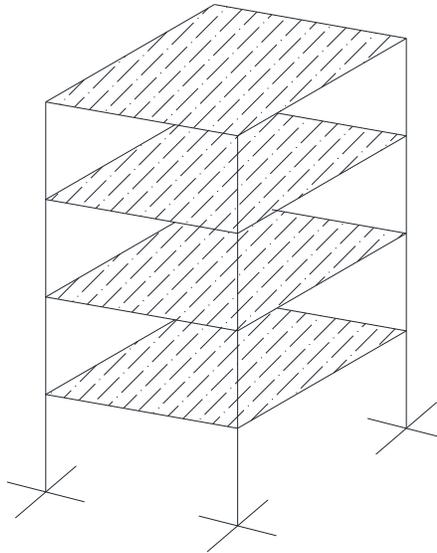


Figura 2.8 Edificio con sistema rígido.

6. No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión en planta medida paralelamente a la abertura; las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro, y el área total de aberturas no excede en ningún nivel de 20 por ciento del área de la planta (ver figura 2.9).

$$\frac{a}{b} \leq 20\%$$

$$\text{Área}_{\text{abertura}} \leq 20\% \text{Área}_{\text{entrepiso}}$$

Dónde:

a= dimensión de la abertura en una dirección dada.

b=dimensión en planta medida paralelamente a la abertura (a).

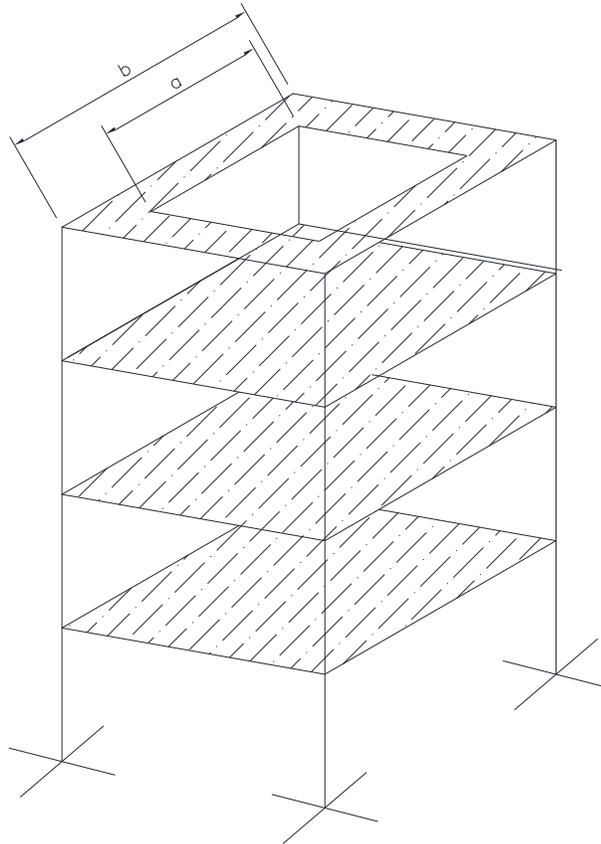


Figura 2.9 Edificio con aberturas.

7. El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 110 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que 70 por ciento de dicho peso (ver figura 2.10).

$$W_i \leq 1.1W_{i-1}$$

$$W_i > 0.7W_{i-1}$$

Dónde:

W_i = peso del piso inmediato inferior.

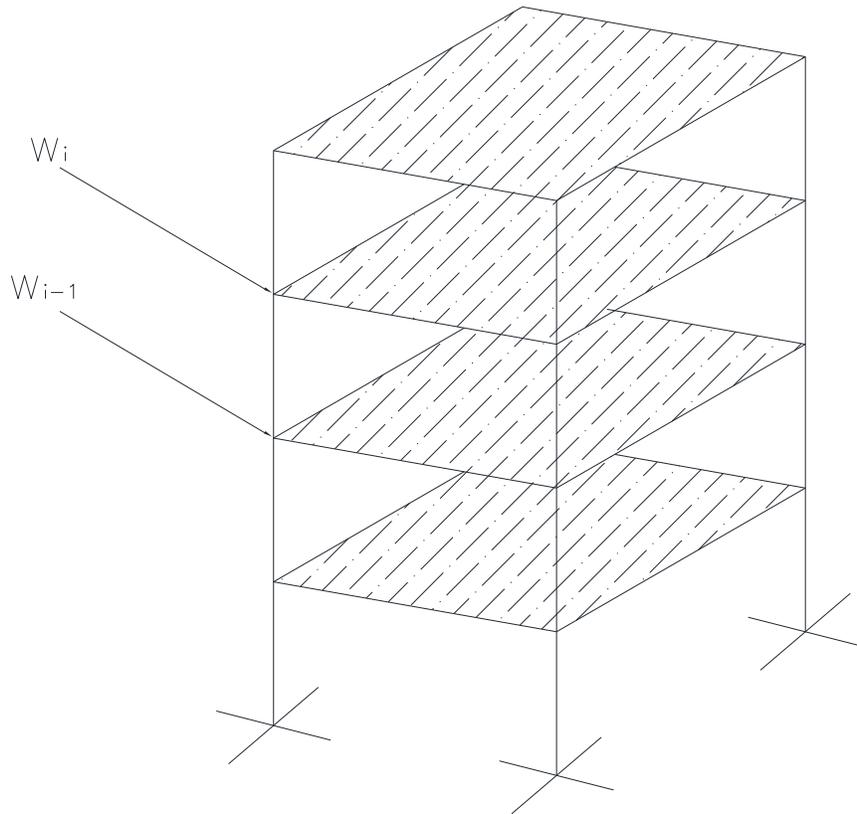
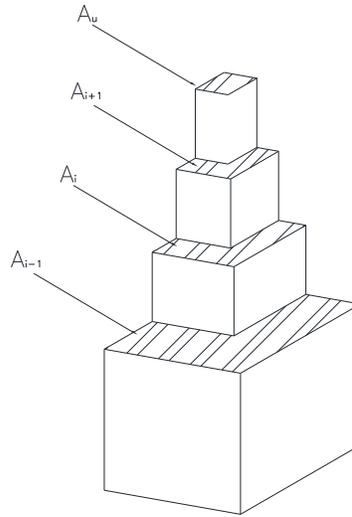


Figura 2.10 Distribuciones deseables del edificio.

8. Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior ni menor que 70 por ciento de ésta. Se exime de este último requisito únicamente al último piso de la construcción. Además, el área de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la menor de los pisos inferiores (ver figura 2.11).

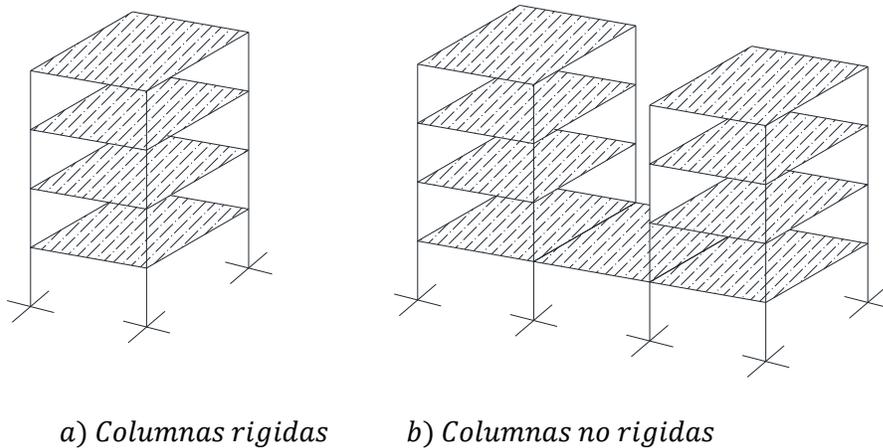


$A_{i\pm 1}$ = área del nivel i – ésimo

A_u = área del último piso

Figura 2.11 Distribuciones deseables del edificio.

9. Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones sensiblemente ortogonales por diafragmas horizontales y por traveses o losas planas (ver figura 2.12).



a) Columnas rígidas

b) Columnas no rígidas

Figura 2.12 Diafragmas en entrepiso de edificios.

10. Ni la rigidez ni la resistencia al corte de ningún entrepiso difieren en más de 50 por ciento de la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito (ver figura 2.13).

$$(R_{entrepiso2} - R_{entrepiso1}) < 50\%(R_{entrepiso1})$$

$$(V_{entrepiso2} - V_{entrepiso1}) < 50\%(V_{entrepiso1})$$

Dónde:

R = rigidez de entrepiso

V = cortante

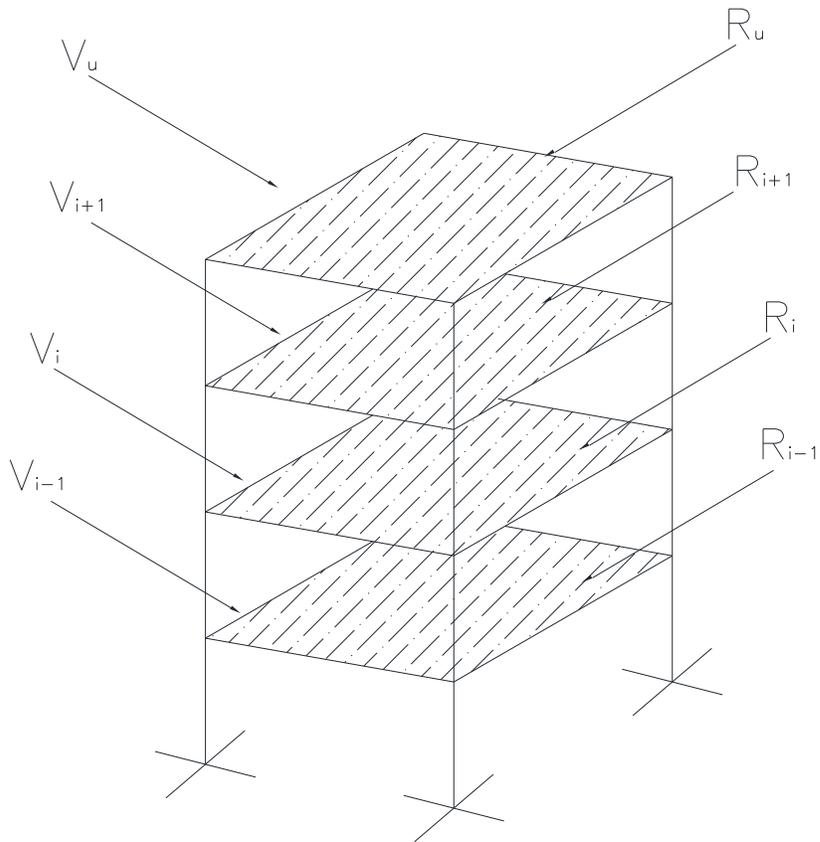


Figura 2.13 Variación de rigidez de resistencia en sistema de entrepiso.

11. En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente, e_s , excede del diez por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

Estructura irregular

Toda estructura que no satisfaga uno o más de los requisitos descritos anteriormente será considerada irregular.

Estructura fuertemente irregular

Una estructura será considerada fuertemente irregular si se cumple alguna de las condiciones siguientes:

- La excentricidad torsional calculada estáticamente, es, excede en algún entrepiso de 20 por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso, medida paralelamente a la excentricidad mencionada.
- La rigidez o la resistencia al corte de algún entrepiso exceden en más de 100 por ciento a la del piso inmediatamente inferior.

Corrección por irregularidad

El factor de reducción Q se multiplicará por 0.9 cuando no se cumpla con uno de los requisitos de regularidad por 0.8 cuando no se cumpla con dos o más de dichos requisitos, y por 0.7 cuando la estructura sea fuertemente irregular. En ningún caso el factor Q se tomará menor que uno.

CAPITULO 3

3.0 ANÁLISIS SÍSMICO DE EDIFICIOS

3.1 Introducción

Los reglamentos de diseño sísmico que aceptan que el análisis ante cargas sísmicas pueden llevarse a cabo considerando que las estructuras tienen un comportamiento elástico lineal, aunque admiten que el comportamiento de estas rebasa el intervalo lineal ante temblores moderados y severos, y que se tengan incursiones importantes en zonas de comportamiento inelástico durante las cuales se pueda disipar gran parte de la energía inducida por el sismo. El análisis sísmico estructural permite determinar las demandas de fuerzas y deformaciones que el sismo induce a la estructura, es decir, los elementos mecánicos que son inducidos en cada uno de los elementos estructurales y que el nivel de deformaciones o desplazamientos se presentan en la estructura una vez que se ve sometida a fuerzas laterales.

A continuación se muestran diferentes métodos para llevar a cabo del análisis sísmico a edificios.

3.2 Análisis sísmico estático de edificios empleando marcos planos

Un marco, es un sistema estructural de soporte formado generalmente por elementos vigas y columnas, conectados rígidamente (unión monolítica). Este tipo de estructuras se emplean en casas, edificios, puentes, naves industriales, lugares de esparcimiento, etc. Dependiendo del trabajo y tipo de carga sobre estas estructuras, se forman modelos de marcos planos y tridimensionales; para el caso de edificios es posible utilizar un planteamiento más sencillo que considera a la estructura como un conjunto de marcos planos unidos mediante un diafragma de piso rígido, cuyo comportamiento puede ser estudiado considerando 3 grados de libertad (2 traslacionales y 1 rotacional), sin embargo, cabe mencionar que existen algunas limitantes u omisiones que se cometen al utilizar este tipo de modelos, algunas de las cuales son conservadoras, pero otras pueden sobreestimar la capacidad de la estructura:

- Los marcos sólo son capaces de soportar fuerzas en su plano y, por tanto, se desprecia la contribución a su rigidez de elementos contenidos fuera de éste.
- Se puede sobrestimar la inercia de columnas en las que concurren varias vigas en planos diferentes.

Cuando los ejes de flexión de los elementos que forman un marco no son principales, su comportamiento no puede ser estudiado como un modelo plano.

Para el análisis de marcos planos dependiendo su geometría tipo de tipo de deformación inducida por las cargas actuantes, podemos encontrar las siguientes variantes:

- Marcos sin deformación axial de elementos
- Marcos con deformación axial de columnas y no de vigas.
- Marcos con deformación axial de vigas y columnas.
- Marcos contraventados con y sin deformación axial de columnas.
- Marcos con muros de cortante con y sin deformación axial de columnas.

3.2.1 Desplazamientos en marcos

Al identificar los tres grados de libertad que definen el movimiento de un diafragma de piso rígido “i” es posible calcular la deformación lateral D_{ij} que experimenta un marco cualquiera “j”, orientado un ángulo B_j ; esto se logra mediante la proyección en planta de los desplazamientos del diafragma u , v y θ sobre el eje del marco, como se indica en las figuras 3.1, 3.2 y 3.3, es decir:

$$D_{ij} = u_i \cos B_j + v_i \sin B_j + r_j \theta_i$$

Donde:

$$r_j = x_i \sin B_j - y_i \cos B_j$$

r_j = Distancia perpendicular al eje del marco y tiene signo de acuerdo a su origen.

La ecuación anterior, es la aplicación del principio de Continuidad, que nos permite establecer una relación geométrica entre los desplazamientos y deformaciones de la estructura.

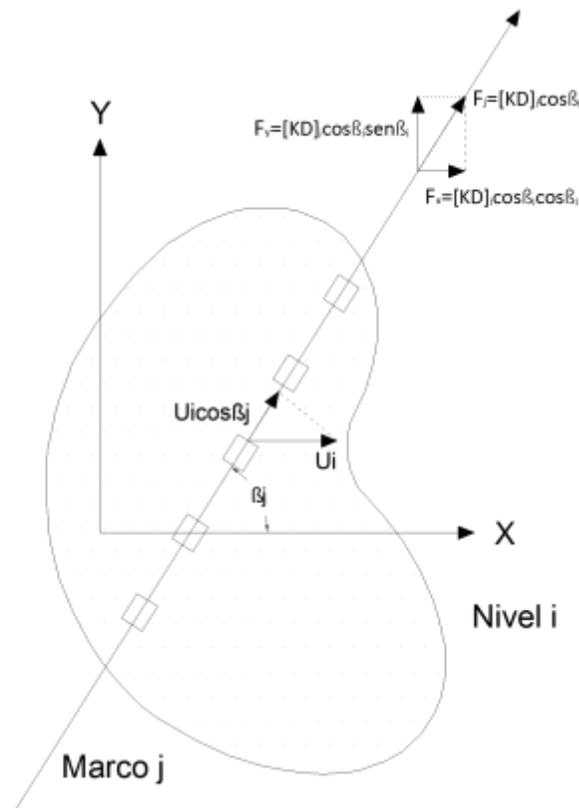


Figura 3.1 Desplazamiento del diafragma en dirección “X” y fuerzas sobre el marco

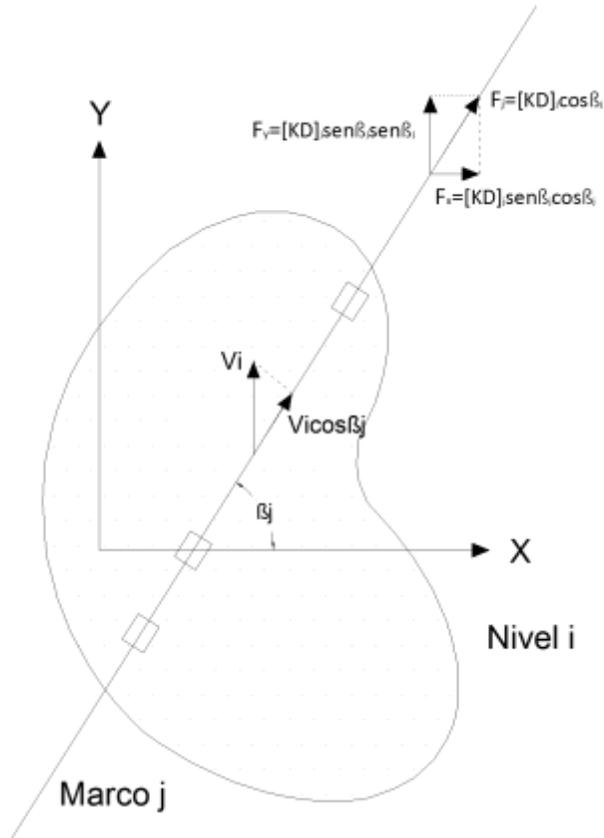


Figura 3.2 Desplazamiento del diafragma en dirección "Y" y fuerzas sobre el marco

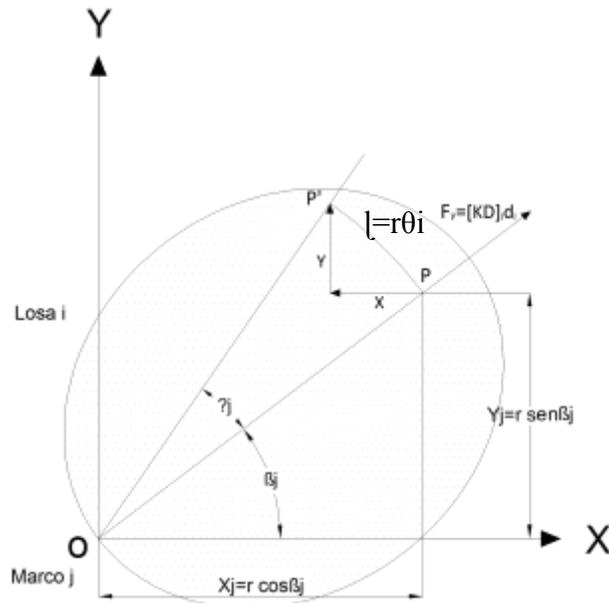


Figura 3.3 Rotación del diafragma respecto al eje Z y fuerza sobre el marco

Para analizar una estructura con facilidad, se debe definir un sistema global de referencia, al cual estarán asociados los desplazamientos de los niveles y las fuerzas aplicadas. Durante el planteamiento, se trasladarán las fuerzas sísmicas, aplicadas en los centros de masas (CM), al origen del sistema de referencia definido. Para garantizar que los efectos de traslación y rotación sean los mismos que los producidos por la fuerza aplicada en su posición inicial (CM), por estática se debe adicionar un momento M_{oi} producto de la fuerza sísmica por las coordenadas del CM referida al origen. Diremos entonces que trabajaremos con fuerzas estáticamente equivalentes, referidas al origen del sistema de referencia empleado como se ilustra en la figura 3.4.

$$M_{oi} = F_y x_{cm} - F_x y_{cm}$$

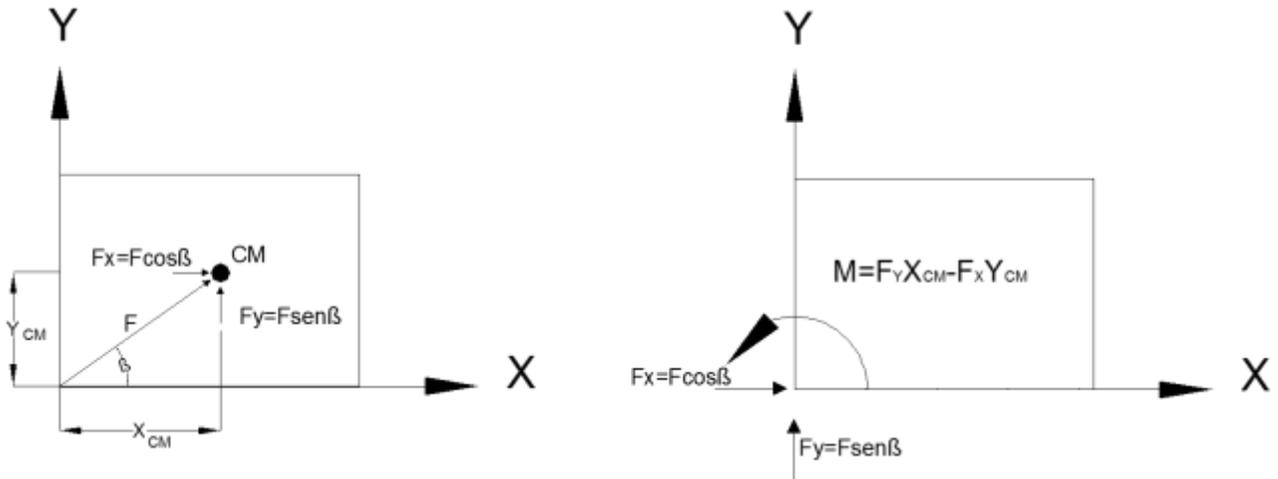


Figura 3.4 Fuerzas estáticamente equivalentes, referidas al origen del sistema de referencia.

3.3 Análisis matricial de edificios.

Los métodos matriciales permiten analizar cualquier tipo de estructura, sujeta a todo tipo de carga. Para estructuras de edificios es adecuado, en la gran mayoría de los casos, usar el método de las rigideces para marcos planos.

El método de las rigideces es un procedimiento matemático para obtener los desplazamientos o fuerzas internas a partir de las componentes fundamentales de la matriz de rigidez de una estructura. Si se trata de un marco, a partir de las matrices de las vigas, columnas y diagonales que conforman el marco.

El método consiste en ensamblar la matriz de rigidez global K de una estructura, con la ecuación que relaciona los desplazamientos y giros que se producen en los nodos de la estructura debida a las sollicitaciones de fuerza que presenta. Y se debe seguir la siguiente metodología:

- Se expresan mediante la ley de comportamiento las fuerzas en función de las deformaciones.
- Se relacionan las deformaciones con los desplazamientos en los nodos en los extremos de la estructura, mediante las ecuaciones de compatibilidad, de esta forma se tienen las fuerzas en función de los desplazamientos.

- Se utilizan las ecuaciones de equilibrio de cada nodo obteniéndose una relación entre fuerzas externas (laterales) y los desplazamientos en los nodos.
- Obteniéndose un sistema de tantas ecuaciones como incógnitas permite conocer los desplazamientos en todos los nodos y por las relaciones de compatibilidad y ley de comportamiento, las deformaciones y fuerzas.

El análisis estructural de un sistema complejo como el caso de un edificio tiene su base en las mismas hipótesis que se emplean para el análisis de sistemas simples, considerando los 3 principios fundamentales.

- Continuidad.
- Ley de Hooke.
- Equilibrio.

Por lo que la relación entre las fuerzas sísmicas [F] y los desplazamientos de los niveles de un edificio [d] se expresa mediante la ecuación.

$$F = K_G * d$$

$$K_G = \text{Matriz de Rigidez Global}$$

Para obtener la matriz de rigidez global se obtiene de manera similar como el caso para sistemas estructurales simples, las consideraciones son:

- Aplicar desplazamientos unitarios independientes en dirección de los grados de libertad existentes considerados.
- Para los desplazamientos aplicados se obtienen las fuerzas o rigideces en todos los elementos estructurales del sistema.
- Proyectar las fuerzas de todos los elementos en las direcciones de los grados de libertad.

Para nuestro caso, los desplazamientos unitarios de la losa aplicados en las direcciones de análisis (u, v, θ), permiten obtener las deformaciones inducidas sobre los marcos al proyectarlos sobre sus ejes. Conocida la deformación que sufre el marco en sus niveles y su respectiva matriz de rigidez lateral [K_D], es posible calcular las fuerzas originadas por estos desplazamientos unitarios.

Para obtener su participación a la matriz de rigidez global de la estructura, es necesario proyectar la fuerza obtenida en cada marco, en dirección de cada uno de los grados de libertad del nivel, lo anterior se muestra en las figuras 3.1, 3.2 y 3.3.

Si N es el número de niveles y se consideran 3 grados de libertad por piso, la matriz de rigidez de un edificio será de orden 3N x 3N. Para mayor claridad $[K_G]$ se puede dividir en una serie de submatrices que muestran la relación que existe entre las fuerzas sísmicas y los desplazamientos de la losa en una dirección particular, es decir:

$$\begin{bmatrix} [K_{xx}] & [K_{xy}] & [K_{x\theta}] \\ [K_{yx}] & [K_{yy}] & [K_{y\theta}] \\ [K_{\theta x}] & [K_{\theta y}] & [K_{\theta\theta}] \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \{u\} \\ \{v\} \\ \{\theta\} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \{F_x\} \\ \{F_y\} \\ \{M_z\} \end{bmatrix}$$

Si los desplazamientos $[u, v, \theta]$ que se aplican son unitarios, siguiendo el procedimiento descrito podemos determinar cada una de las submatrices que forman $[K_G]$; De esta manera se obtiene:

$$[K_{XX}] = \sum [K_D]_j \cos^2 B_j$$

$$[K_{XY}] = \sum [K_D]_j \cos B_j \sin B_j$$

$$[K_{X\theta}] = \sum [K_D]_j \cos B_j r_j$$

$$[K_{YY}] = \sum [K_D]_j \sin^2 B_j$$

$$[K_{Y\theta}] = \sum [K_D]_j \sin B_j r_j$$

$$[K_{\theta\theta}] = \sum [K_{D_T}]_j r_j^2$$

$$[K_{YX}] = [K_{XY}]^T$$

$$[K_{\theta X}] = [K_{X\theta}]^T$$

$$[K_{\theta Y}] = [K_{Y\theta}]^T$$

Para obtener los elementos mecánicos de acuerdo con la relación entre fuerzas sísmicas y desplazamientos:

$$F = K_G * d$$

$$d = [K_G]^{-1} * F$$

Dónde:

$$d = \{u_1, v_1, \theta_1, u_2, v_2, \theta_2, \dots, u_N, v_N, \theta_N\}^T$$

Conocidos los desplazamientos en las losas, mediante el principio de continuidad se calculan los desplazamientos o deformaciones laterales en cada uno de los marcos del edificio.

La relación entre las fuerzas [F] de un marco y los desplazamientos laterales de sus niveles [D]_j, se establece mediante la siguiente ecuación que corresponde a la aplicación del principio de la Ley de Hooke.

$$F = [K_D]_j * [D]_j$$

Finalmente, definidas las fuerzas actuantes en los niveles de un marco, con base en métodos convencionales, se obtienen las fuerzas internas en los elementos estructurales que lo conforman.

3.4 Análisis simplificado.

El método simplificado se basa en la distribución de fuerzas laterales de estructuras simétricas con diafragmas rígidos cuando la carga lateral se aplica en una sola dirección, como se ilustra en la figura 3.5.

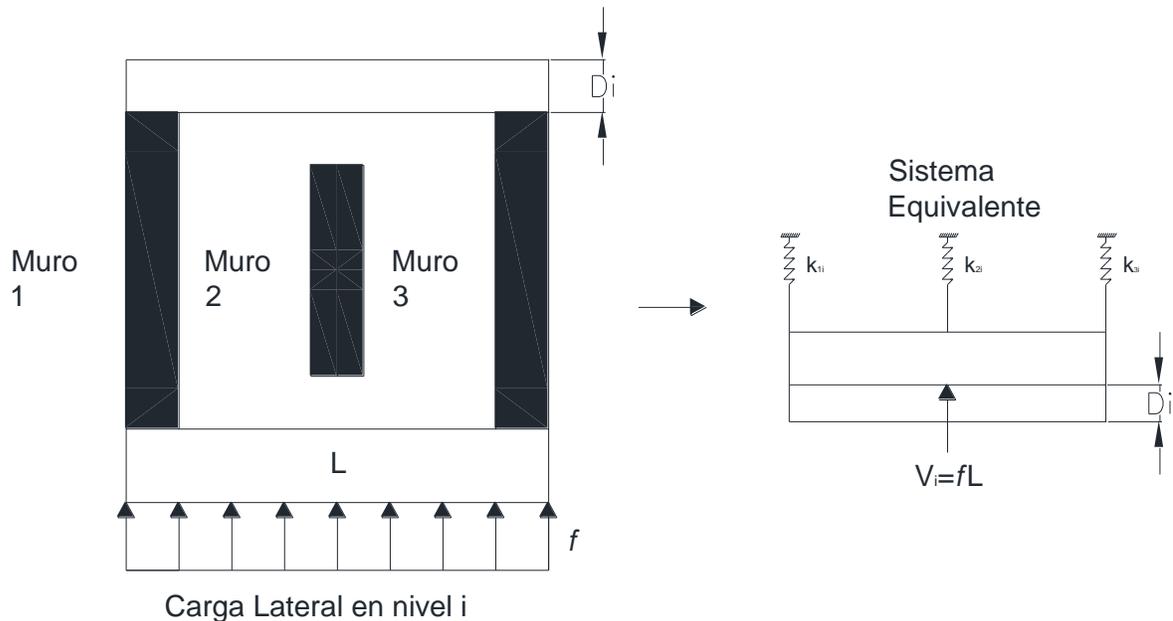


Figura 3.5 Distribución de fuerzas lateral en planta.

Bajo esta hipótesis, en un entresijos i-esimo (i) cualquiera, el cortante aplicado en el entresijo cualquiera aplicado en el entresijo V_i produce un desplazamiento uniforme D_i el cual es impuesto a los muros resistentes en la dirección de análisis, por lo cual cada muro j del nivel i-esimo toma una fuerza cortante V_{ji} proporcionalmente a su rigidez lateral k_{ji} .

$$V_i = \sum_{j=1}^n k_{ji} D_i;$$

$$D_i = \frac{V_i}{\sum_{j=1}^n k_{ji}}$$

$$V_{ji} = k_{ji}D_i = \frac{k_{ji}}{\sum_{j=1}^n k_{ji}} V_i$$

La rigidez lateral de un muro depende principalmente de su deformación por cortante. Por lo tanto, si las deformaciones por flexión se toman de manera indirecta a partir de la rigidez a cortante en términos de un factor de área efectiva (el cual puede ser entendido por algunos como un factor de ajuste), entonces la rigidez lateral k_{ji} del muro j del nivel i -ésimo se puede aproximar como el producto de su módulo de rigidez a cortante G por su área efectiva a cortante dividida entre la altura de entrepiso H_i .

$$k_{ji} = \frac{GF_{AE_{ji}}A_{T_{ji}}}{H_i}$$

Donde $F_{AE_{ji}}$ es el factor de área efectiva del muro j del nivel i -ésimo propuesto por el método simplificado y $A_{T_{ji}}$ es el área de su sección transversal. Por lo tanto, de las ecuaciones se obtiene que la fuerza cortante que debe tomar el muro j del nivel i -ésimo es:

$$V_{ji} = V_i \frac{F_{AE_{ji}}A_{T_{ji}}}{\sum_{j=1}^n F_{AE_{ji}}A_{T_{ji}}}$$

El factor de área efectiva F_{AE} propuesto para el método simplificado en los reglamentos de diseño sísmico de México (NTCDS) depende de la relación de aspecto del muro (alto entre largo, H/L) y está dado por las siguientes expresiones:

$$F_{AE} = 1 \quad \text{si } \frac{H}{L} \leq 1.33$$

$$F_{AE} = \left(1.33 \frac{L}{H}\right)^2 \quad \text{si } \frac{H}{L} > 1.33$$

Dado que la rigidez lateral de los muros depende principalmente de su rigidez a cortante, la rigidez lateral de los muros en elevación se puede discretizar mediante un modelo de cortante, figura 3.6, por lo que se pueden despreciar las rotaciones que experimentan los muros en los entrepisos. En virtud de lo anterior, la matriz de rigidez lateral $[K_D]_j$ del muro j es tridiagonal y, para el caso ilustrado en la figura 3.6, estaría dada por:

$$[K_D]_j = \begin{bmatrix} k_{jk} + k_{jl} & -k_{jl} & 0 \\ -k_{jl} & k_{jk} + k_{jm} & -k_{jm} \\ 0 & -k_{jm} & k_{jm} \end{bmatrix}$$

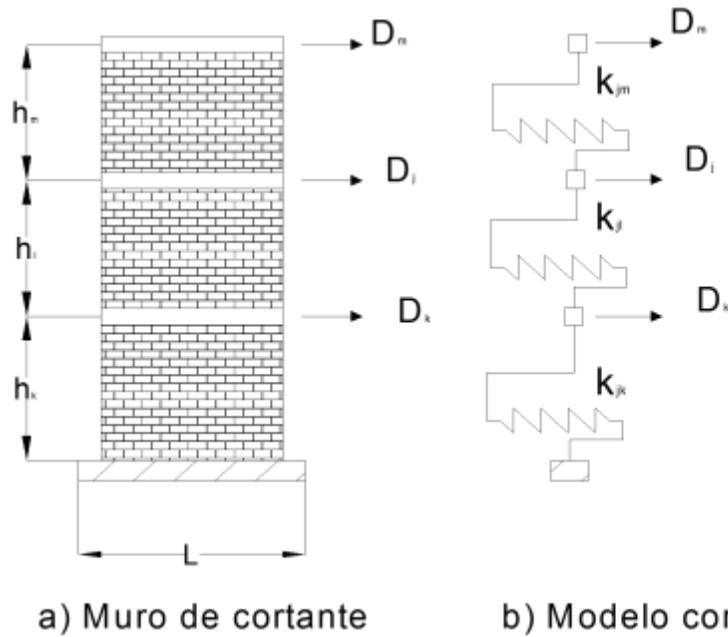


Figura 3.6 Representación de modelos de cortante.

Finalmente, la fórmula aproximada propuesta en el método simplificado de las NTCDS para estimar la excentricidad estática en planta para el nivel i -ésimo, tiene sus bases en la determinación del centroide de las áreas efectivas de los muros con respecto al centro de cortante, como se ilustra en la figura 3.7, por lo que se calcula simplemente como:

$$e_{si} = \frac{\left| \sum_{j=1}^n F_{AEj} A_{Tj} \right|}{\sum_{j=1}^n F_{AEj} A_{Tj}} \leq 0.1B_i$$

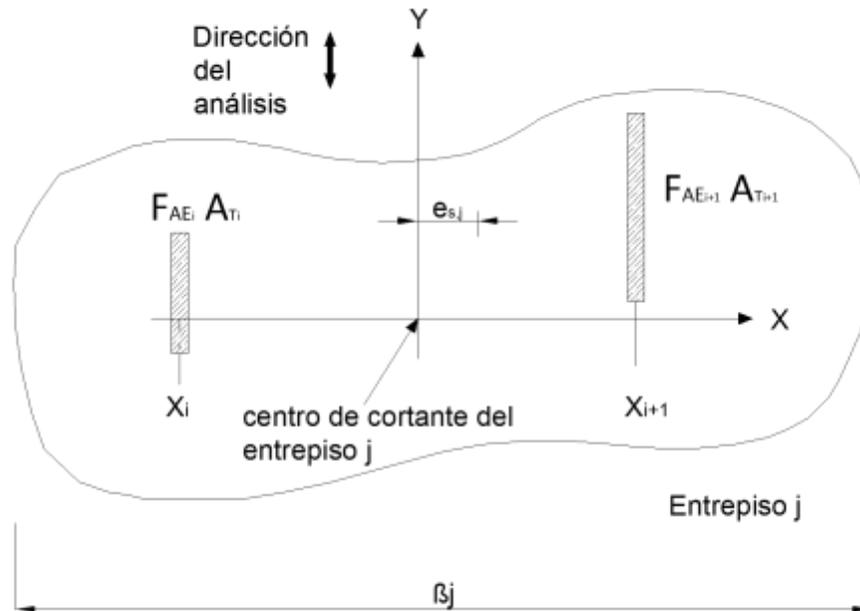


Figura 3.7 Requisito para considerar una distribución simétrica de muros en una dirección.

Para aplicar este método se deben cumplir los requisitos indicados en la sección 2.1 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo 2004. Se hace caso omiso de los desplazamientos horizontales, torsiones y momentos de volteo. Se verificará únicamente que en cada entreciso la suma de las resistencias al corte de los muros de carga, proyectados en la dirección en que se considera la aceleración, sea cuando menos igual a la fuerza cortante total que obre en dicho entreciso calculada.

3.5 Cálculo de fuerzas sísmicas por el método sísmico estático

El método de análisis estático puede utilizarse para analizar estructuras regulares de altura no mayor de 40 metros y estructuras irregulares no mayores para 30 metros, figura 3.8. En términos generales, la aplicación del método estático requiere los siguientes pasos.

- Representar la acción del sismo por fuerzas horizontales que actúan en los centros de masas de los pisos, en dos direcciones ortogonales. Cada fuerza se tomara igual al peso de la masa que corresponde, multiplicado por un coeficiente proporcional a h_i , siendo h_i la altura de la masa en cuestión sobre el desplante (o nivel a partir del cual las deformaciones estructurales pueden ser apreciables.)
- Distribuir estas fuerzas entre los sistemas resistentes a carga lateral que tiene el edificio (marcos y muros).
- Efectuar el análisis estructural en cada sistema resistente ante cargas laterales que le correspondan.

De acuerdo con lo anterior, las fuerzas sísmicas actuando en cada nivel se pueden estimar de la siguiente forma.

$$F_i = \frac{c}{Q} \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} W_t$$

Dónde:

F_i = Fuerzas en los niveles de la estructura.

W_i = Peso de Entrepiso.

W_t = Peso Total.

h_i = Altura de Entrepiso.

c = Coeficiente Sísmico.

Q = Factor de Comportamiento Sísmico.

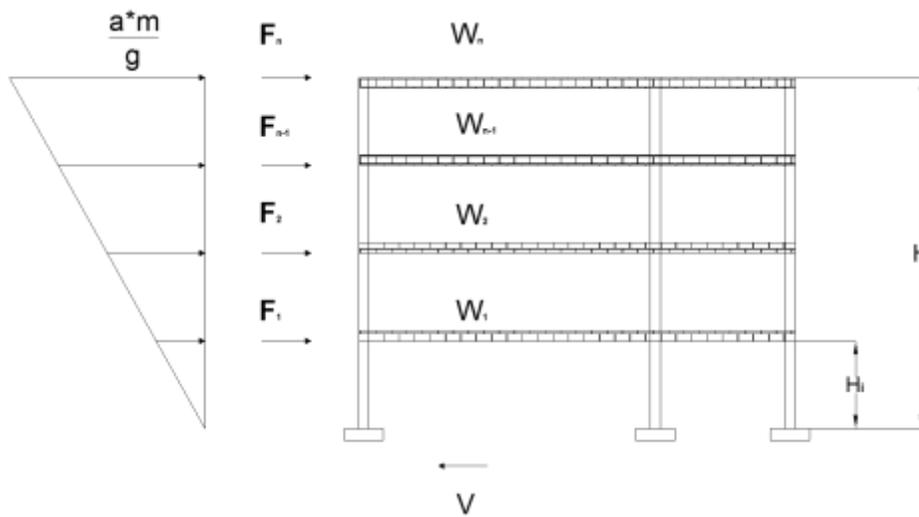


Figura 3.8 Fuerzas laterales aplicadas estáticamente.

De igual manera es necesario tomar en cuenta los efectos de movimientos horizontales del terreno en direcciones ortogonales, combinando los efectos del 100 por ciento del componente sísmico que obra en la dirección de análisis con el 30 % de los efectos del componente en la dirección perpendicular.

3.6 Efectos de torsión

En el intervalo elástico, la no coincidencia entre la fuerza cortante sísmica y la fuerza resistente de los entrepisos de la estructura, trae como consecuencia el acoplamiento entre los desplazamientos traslacionales y rotacionales de los sistemas de piso. Este fenómeno es conocido como torsión sísmica en edificios y se encuentra presente en el comportamiento de estructuras asimétricas. En términos generales, la asimetría se puede presentar por una distribución no uniforme de las rigideces de los elementos estructurales, de las masas asociadas a los niveles y por condiciones geométricas en planta y elevación.

Para fines de análisis, las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del RCDF-04 permiten analizar los edificios sometidos sólo a traslación de los niveles e incluir los efectos torsionantes en la estructura, mediante un momento torsionante calculado como el producto de la fuerza cortante por una excentricidad de diseño. Esta excentricidad de diseño trata de considerar los efectos dinámicos y otro tipo de incertidumbres que el fenómeno implica. Para entender conceptualmente el problema, es común ilustrar los efectos de traslación y rotación desacoplados sobre un sistema simple, como se explica más adelante, pero finalmente para una estructura compleja se realiza un análisis tridimensional.

3.6.1 Excentricidades estática y de diseño

La excentricidad de diseño (e_d) tiene un formato similar en códigos de diseño de varios países, ecs. 3.1 y 3.2:

$$e_{d1} = \alpha e_s + \beta_b \quad (3.1)$$

$$e_{d2} = \delta e_s - \beta_b \quad (3.2)$$

donde:

e_s = Excentricidad estática o estructural

b = Máxima dimensión en planta del edificio, medida perpendicular a la dirección del sismo.

α y δ = Coeficientes que toman en cuenta la amplificación dinámica de la excentricidad y consideran las diferencias entre los resultados de los métodos estáticos y dinámicos de análisis.

β = Coeficiente de torsión accidental, que intenta considerar incertidumbres en las rigideces de los elementos, resistencias, masas y otras fuentes de torsión difíciles de tomar en cuenta, como son las rotaciones en la base producidas por la variación espacial del movimiento del terreno, entre otras.

La tabla 3.1 muestra los valores de los coeficientes α , δ y β estipulados en cuatro códigos de diseño sísmico. En la figura 3.9 se comparan las recomendaciones de diseño sísmico por torsión, tomando como base la excentricidad de diseño (e_{d1}) de los cuatro códigos presentados.

Tabla 3.1 Coeficientes que definen las excentricidades de diseño en diversos códigos

Código	α	δ	β
México (RCDF-1993)	1.50	1.00	0.10
Estados Unidos (UBC-1988)	1.00	1.00	0.05
Canadá (NBCC-1990)	1.50	0.50	0.10
Nueva Zelanda (1992)	1.00	1.00	0.10

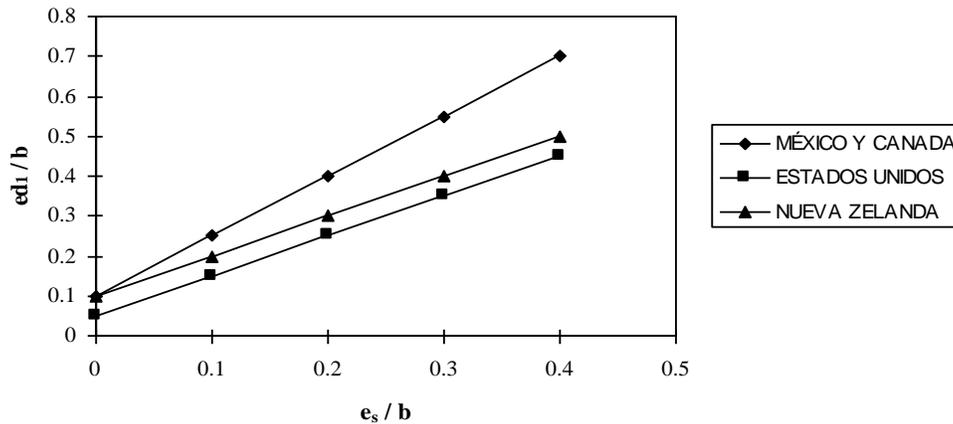


Figura 3.9. Comparación de la excentricidad de diseño e_{d1} en diferentes códigos sísmicos.

En la figura 3.9 se observa que todas las excentricidades de diseño propuestas por diferentes códigos presentan una variación lineal, esta excentricidad de diseño crece a medida que la excentricidad estática o estructural presenta un incremento en su valor. De esta figura, se observa que la excentricidad de diseño propuesta de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del RCDF es la que presenta los mayores valores.

La excentricidad estática o estructural, e_s , se define como la distancia entre el Centro de Torsión, CT ($X_{CT} j, Y_{CT} j$), y el punto por donde pasa la fuerza cortante sísmica en el entrepiso, V_i . A éste último

se le conoce como Centro de Cortante, CC (X_{ccj}, Y_{ccj}), figura 3.10. Con base en lo anterior, para cada dirección de análisis se tendrían una excentricidad, es decir:

$$e_{sxj} = X_{ccj} - X_{CTj} \quad (4.3)$$

$$e_{syj} = Y_{ccj} - Y_{CTj} \quad (4.4)$$

Conocida la posición de los CM (X_{CMj}, Y_{CMj}), en los niveles del edificio y la fuerza sísmica, F_j , que actúa en éstos, las coordenadas del CC (X_{ccj}, Y_{ccj}) se obtienen con las siguientes ecuaciones:

$$X_{CCj} = \sum_j^{NN} F_j X_{Mj} / V_j \quad (4.5)$$

$$Y_{CCj} = \sum_j^{NN} F_j Y_{Mj} / V_j \quad (4.6)$$

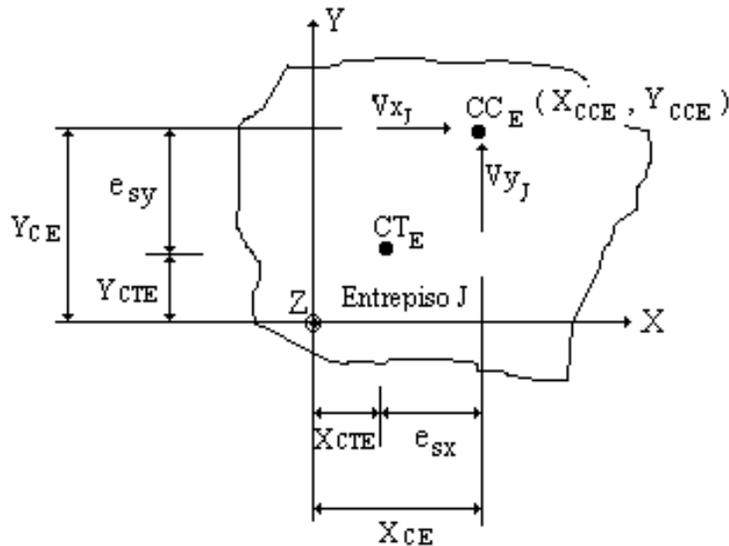


Figura 3.10. Excentricidad estática o estructural (e_s).

Para los fines del análisis sísmico, el Centro de Torsión (CT), de un edificio se define como el lugar geométrico en sus niveles o entrepisos en el cual se debe aplicar la fuerza o cortante sísmico, para que exista solo traslación, figura 3.11. Con base en lo anterior y para un análisis donde sólo exista traslación, el CT en el entrepiso, corresponderá al punto en el cual se ubica la resultante de sus

resistencias (fuerza cortante resistente en los elementos del entrepiso). Esta última definición nos permite calcular el CT, con ayuda de programas comerciales.

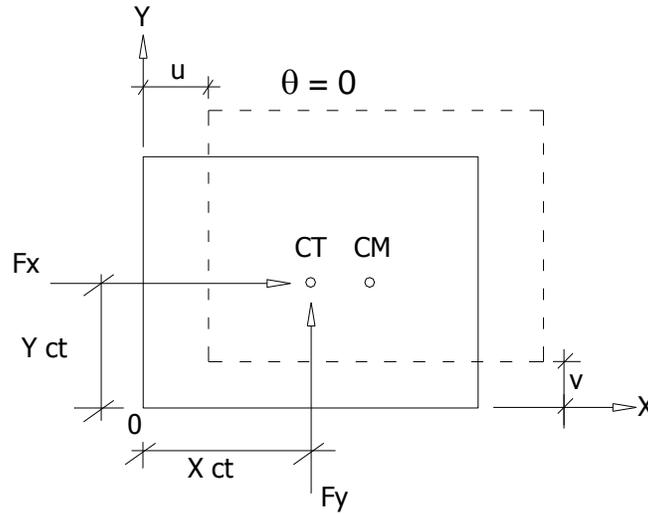


Figura 3.11. Coordenadas del Centro de Torsión en el nivel.

Para determinar la fuerza cortante por torsión en los elementos de un entrepiso, el momento torsionante se calculará considerando los dos casos de la excentricidad de diseño y se identificarán los efectos más desfavorables para cada elemento estructural o plano resistente.

De manera ilustrativa, las fuerzas cortantes sísmicas totales en los entrepisos se obtienen al sumar algebraicamente un cortante directo, producido sólo por efectos de traslación en el nivel, y un cortante generado por torsión, figura 3.12.

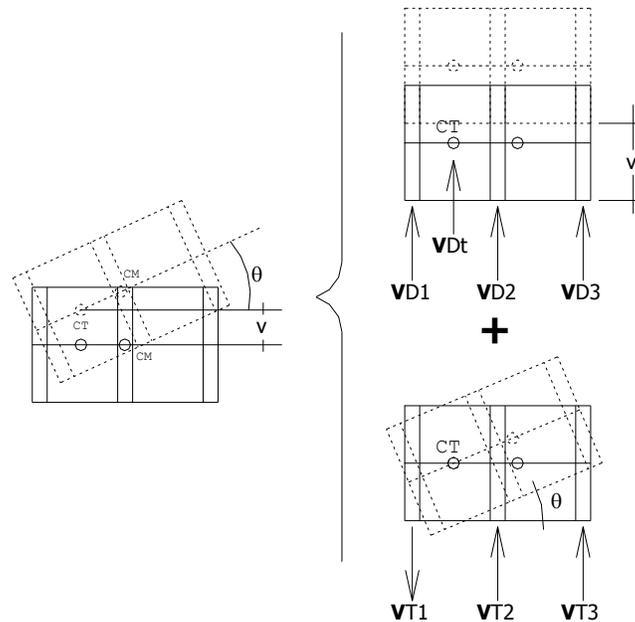


Figura 3.12. Obtención conceptual del cortante de diseño.

3.7 Análisis dinámico

Los métodos de análisis dinámico se puede emplear para cualquier tipo de estructuras independientemente de las características, en los métodos de análisis es necesario resolver las ecuaciones de movimiento de sistemas estructurales por lo cual, además de la característica de la rigidez que se emplea en el método estático, se incluyen también las propiedades inerciales y de amortiguamiento, por lo que de acuerdo a lo anterior el análisis dinámico es más preciso que el método de análisis estático, ya que incorpora datos que no son tomados en cuenta en el análisis estático. Los reglamentos de construcciones aceptan como métodos de análisis dinámico, el análisis dinámico espectral y el método de análisis paso a paso de respuesta a sismos específicos.

Los pasos del análisis dinámico son los mismos pasos básicos del estático bajo la salvedad que las fuerzas laterales aplicadas en los centros de masas de los pisos se determinan a partir de la respuesta dinámica de la estructura. El método de análisis modal espectral implica el uso simultáneo de los modos de vibración de la estructura y de los espectros de diseño, por lo que se supone que la estructura se comporta elásticamente.

Una de las ventajas del análisis modal espectral consiste en que es necesario la respuesta debida a unos cuantos de los primeros modos de vibración de la estructura, ya que en general la respuesta total de las estructuras que se debe a modos superiores es poco significativa.

Para entender el método dinámico es necesario el cálculo de las frecuencias naturales, periodos y modos de vibración; los cuales se obtienen a partir de las soluciones de las ecuaciones de movimiento de una estructura elástica no amortiguada, para la cual no existen fuerzas externas.

En la figura 3.13 se muestra un sistema en vibración libre no amortiguada.

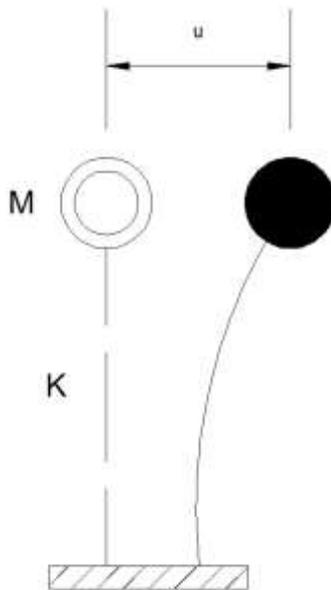


Figura 3.13 Sistema en vibración libre no amortiguada.

La ecuación de un sistema en vibración libre no amortiguado es la siguiente.

$$M\ddot{u} + Ku = 0$$

Dónde:

$$M = \text{masa del sistema}$$

$$K = \text{Rigidez del sistema}$$

Para el caso de un sistema de un grado de libertad es una matriz donde:

$$\ddot{u} = \text{aceleración.}$$

$$u = \text{desplazamiento}$$

Para la ecuación del movimiento de un sistema en vibración libre los desplazamientos pueden expresarse por medio de la siguiente función.

$$u(t) = q_n t \Phi_n$$

Dónde:

$$\Phi_n = \text{Forma del modo}$$

$$t\Phi_n = \text{Periodo natural}$$

La variación en el tiempo del desplazamiento se describe por la siguiente función armónica simple.

$$q_n t = A_n \cos(w_n t) + B_n \text{sen}(w_n t)$$

Dónde:

$$A \text{ y } B = \text{Constantes de Integración.}$$

Combinando expresiones

$$u(t) = \Phi_n [A_n \cos(w_n t) + B_n \text{sen}(w_n t)]$$

Sustituyendo $u(t)$ en la ecuación de vibración libre no amortiguada.

$$[-w_n^2 m \Phi_n + k \Phi_n] q_n t = 0$$

La ecuación anterior satisface en dos formas, la primera con:

$$q_n t = 0$$

Pero en este caso no existiría el movimiento en el sistema, la segunda solución es cuando las frecuencias naturales (w) y los modos de vibración (ϕ_n) satisfagan la ecuación:

$$[w_n^2 \mathbf{m} \phi_n] = \mathbf{k} \phi_n$$

En la ecuación anterior k y m son valores conocidos, ahora se determinaran las frecuencias naturales y los modos de vibrar por lo que:

$$[k - w_n^2 \mathbf{m}] \phi_n = 0$$

Para que existan valores de ϕ_n distintos de cero es necesario que el determinante del sistema se anule, por lo que:

$$\det[k - w_n^2 \mathbf{m}] = 0$$

Matemáticamente la ecuación anterior constituye un problema de valores característicos, desarrollando el determinante se obtiene una ecuación algebraica de grado n cuya incógnita es w^2 siendo n el número de grados de libertad, cuya solución conduce a n valores de w^2 es decir a n frecuencias de vibración que corresponden a otros tantos periodos naturales de vibración, ya que:

$$T_n = \frac{2\pi}{w_n}$$

Se acostumbra enumerar en orden creciente, así la frecuencia w_1 (llamada frecuencia fundamental) tiene el menor valor y la última w_n el mayor.

En la figura 3.14 se muestran las propiedades dinámicas para un sistema de vibración libre para un sistema de tres grados de libertad.

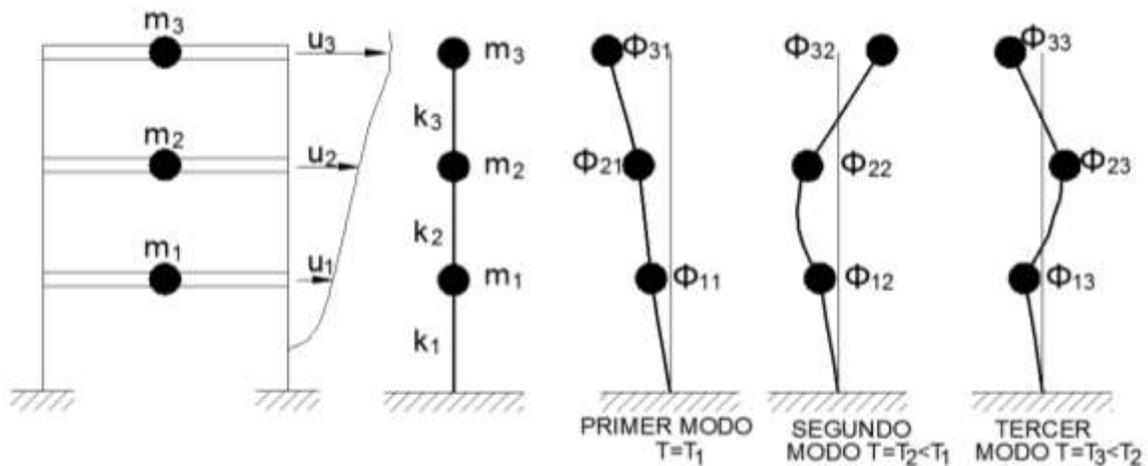


Figura 3.14 Modos de vibrar.

Cuando en el análisis modal espectral se desprecie el acoplamiento entre los grados de libertad de traslación horizontal de rotación con respecto a un eje vertical, las NTCDS exigen incluir el efecto de todos los modos naturales de vibración con periodo mayor a 0.4 segundos, pero considerando al menos los tres primeros modos de traslación en cada dirección de análisis.

Si el análisis se considera explícitamente el acoplamiento mencionado deberá incluirse el efecto de los modos naturales que, ordenados según valores decrecientes de sus periodos de vibración, sean necesarios para que la suma de sus pesos efectivos en cada dirección de análisis sea mayor o igual a 90 % del peso total de la estructura. Los pesos modales efectivos se determinan con la siguiente expresión.

$$W_{ei} = \frac{(\{\phi_i\}^T [W] [J])^2}{\{\phi_i\}^T [W] [\phi_i]}$$

Donde:

ϕ_i = Vector de amplitudes del i – esimo modo natural de vibrar de la estructura.

W = Matriz de Pesos de las masas de la estructura.

J = Vector de Posición correspondiente a los grados de libertad de traslación.

Para calcular la participación de cada modo natural en las fuerzas laterales que actúan sobre la estructura, se supondrán las aceleraciones espectrales de diseño especificadas (espectro de diseño).

Las respuestas modales r_i se combinarán para calcular las respuestas totales r_0 de acuerdo con la expresión llamada regla de combinación modal de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados. (SRSS).

$$r_0 \cong \left(\sum_{n=1}^N r_{no}^2 \right)^{1/2}$$

La regla de combinación SRSS es aplicable siempre que los periodos de los modos naturales en cuestión difieran al menor 10 % entre sí. Para las respuestas en modos naturales que no cumplen esta condición se tendrá en cuenta el acoplamiento entre ellos utilizando la regla de combinación cuadrática completa modal llamada CQC, cuya forma es la siguiente.

$$r_0 \cong \left(\sum_{n=1}^N r_{no}^2 + \sum_{i=1}^N \sum_{n=1}^N \rho_{in} r_{io} r_{no} \right)^{1/2}$$

Independientemente del método dinámico de análisis que se emplee, es necesario tomar en cuenta los efectos de movimiento horizontales del terreno en direcciones ortogonales, es decir, es necesario combinar los efectos del 100 % de un componente del sismo con 30 % de los efectos del componente en la dirección perpendicular.

Si se emplea el método de cálculo paso a paso de respuestas a temblores específicos, podrá acudir a acelerogramas de temblores reales o de movimientos simulados, o a combinaciones de estos, siempre que se usen no menos de cuatro movimientos representativos, independientes entre sí y que se tenga en cuenta el comportamiento no lineal de la estructura y las incertidumbres que existan con respecto a sus parámetros.

CAPITULO 4

4.0 IDENTIFICACIÓN DE DIRECCIONES PRINCIPALES DE ANÁLISIS

4.1 Introducción

Se presenta una metodología matricial para identificar las direcciones principales de análisis que ocasionan la respuesta máxima de una estructura ante efectos sísmicos. Tomando en cuenta lo anterior, los efectos más desfavorables debido a fuerzas sísmicas, serán producidos cuando las cargas laterales se apliquen en la dirección donde la estructura ofrezca la menor rigidez lateral, es decir, su menor capacidad para oponerse a la deformación lateral.

4.1 Formulación matemática

Partiendo de la ecuación matricial que establece la relación entre fuerzas y desplazamientos laterales se tiene:

$$\begin{Bmatrix} Fx_i \\ Fy_i \\ M_i \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{xx} & k_{xy} & k_{x\theta} \\ k_{yx} & k_{yy} & k_{y\theta} \\ k_{\theta x} & k_{\theta y} & k_{\theta\theta} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mu_1 \\ v_1 \\ \theta_1 \end{Bmatrix}$$

$$F = [K]\{d\}$$

Es posible obtener esta misma relación en un sistema de referencia girado un ángulo cualquiera.

Es decir, en un sistema cualquiera X'-Y' tendremos: $F' = [K']\{d'\}$

Para llegar a la ecuación anterior se tiene que realizar un proceso de transformación de coordenadas, en el cual se pueden proyectar fuerzas y desplazamientos, a partir de las siguientes relaciones:

$$[F'] = [T]\{F\} \quad \text{y} \quad \{d\} = [T^T]\{d'\}$$

Donde

$$[T] = \begin{bmatrix} \cos\varphi & \text{sen}\varphi \\ -\text{sen}\varphi & \cos\varphi \end{bmatrix}$$

Premultiplicando a la ecuación original por [T] en ambos lados de la igualdad y sustituyendo a {d}, resulta:

$$[T]\{F\} = [T][K][T^T]\{d'\}$$

Finalmente, simplificando, se llega la ecuación deseada $F' = [K']\{d'\}$

Donde:

$$[K'] = [T][K][T^T]$$

Considerando sólo la acción de cargas laterales, la matriz tiene la forma

$$[K'] = \begin{bmatrix} \cos\varphi & \text{sen}\varphi \\ -\text{sen}\varphi & \cos\varphi \end{bmatrix} \begin{bmatrix} K_{xx} & K_{xy} \\ K_{yx} & K_{yy} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \cos\varphi & -\text{sen}\varphi \\ \text{sen}\varphi & \cos\varphi \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{xx'} & K_{xy'} \\ K_{yx'} & K_{yy'} \end{bmatrix}$$

De esta manera se puede obtener una matriz de rigidez asociada a cualquier dirección de análisis, sin embargo, como se mencionó anteriormente, será de interés encontrar el ángulo para el cual la estructura presente su menor rigidez lateral, como se hace a continuación.

Para que los ejes sean principales se debe cumplir $K_{xy}'=0$

Esto es evidente cuando el edificio está formado por marcos ortogonales ya que el coseno el seno de anulan.

$$k_{xy} = \sum K_{Dj} \cos \beta_j \sin \beta_j$$

Donde

K_{Dj} = Matriz de rigidez lateral del marco

β_j = Inclinación del marco respecto al sistema de referencia.

El problema será entonces obtener el valor de γ para hacer que $K_{xy}'=0$. Considerando nuevamente sólo la acción de cargas laterales, se pueden plantear las siguientes ecuaciones:

$$\begin{bmatrix} Fx' \\ Fy' \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{xx}' & 0 \\ 0 & K_{yy}' \end{bmatrix} \begin{bmatrix} dx' \\ dy' \end{bmatrix}$$

Resolviendo:

$$Fx' = k_{xx}' dx' \quad y \quad dx' = \frac{Fx'}{k_{xx}'}$$

$$Fy' = k_{yy}' dy' \quad y \quad dy' = \frac{Fy'}{k_{yy}'}$$

Si la fuerza se aplica en una dirección principal, la relación entre fuerzas y desplazamientos es proporcional y puede plantearse el siguiente desarrollo a partir de la ecuación del método de rigideces:

$$F = [K]\{d\}$$

$$F = [\lambda]\{d\}$$

$$[k - \lambda I]\{d\} = 0$$

Las raíces de la ecuación anterior, serán entonces las direcciones principales buscadas. Como puede observarse se trata de un problema de eigenvalores, donde para obtener una solución diferente de la trivial se calcula el determinante y se iguala a cero.

$$Det[k - \lambda I]\{d\} = 0$$

$$Det \begin{bmatrix} k_{xx} - \lambda & k_{xy} \\ k_{yx} & k_{yy} - \lambda \end{bmatrix} = 0$$

Resolviendo la ecuación de segundo grado que resulta del determinante se obtiene la fórmula para encontrar las rigideces principales:

$$kx'x' = \frac{kxx + kyy}{2} + \sqrt{\left(\frac{kxx - kyy}{2}\right)^2 + kxy^2}$$

$$ky'y' = \frac{kxx + kyy}{2} - \sqrt{\left(\frac{kxx - kyy}{2}\right)^2 + kxy^2}$$

Los cofactores de una matriz singular son los elementos de los vectores característicos.

$$\mu_x = \alpha(kyy - kx'x')$$

$$\mu_x = \alpha(-kxy')$$

Con base en lo anterior, el ángulo que define las direcciones principales se obtiene de la siguiente ecuación:

$$\tan\gamma = -\frac{kxy}{kyy - kx'x'}$$

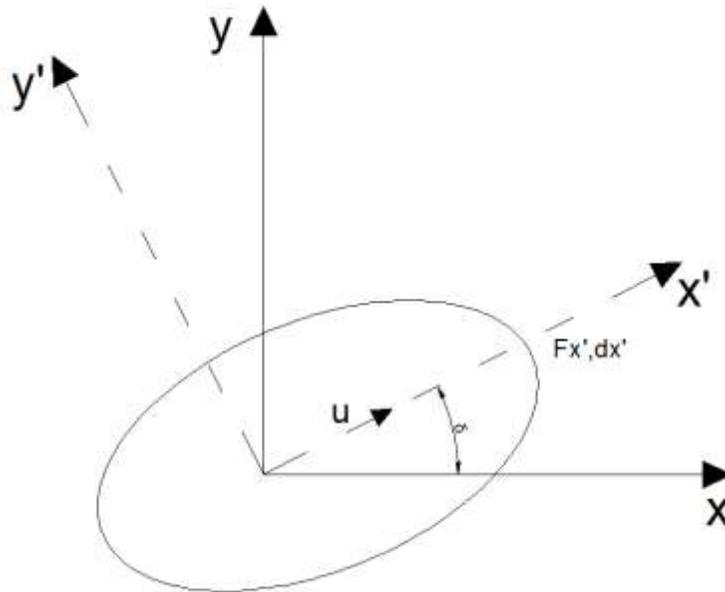


Figura 4.1. Ejes principales de rigidez.

El conocer las direcciones principales de rigidez lateral, figura 4.1, nos dará información de la orientación de la menor rigidez y por lo tanto será posible conocer el desplazamiento mayor de la estructura.

4.2 Aplicación a un edificio irregular de 1 nivel

A continuación se muestra una planta irregular de un marco de un solo nivel, figura 4.2, para la cual se calculará la dirección de los ejes principales, no se considerará la deformación por flexión en las trabes, lo cual implica que la rigidez lateral del sistema estará dada por la capacidad lateral de las columnas.

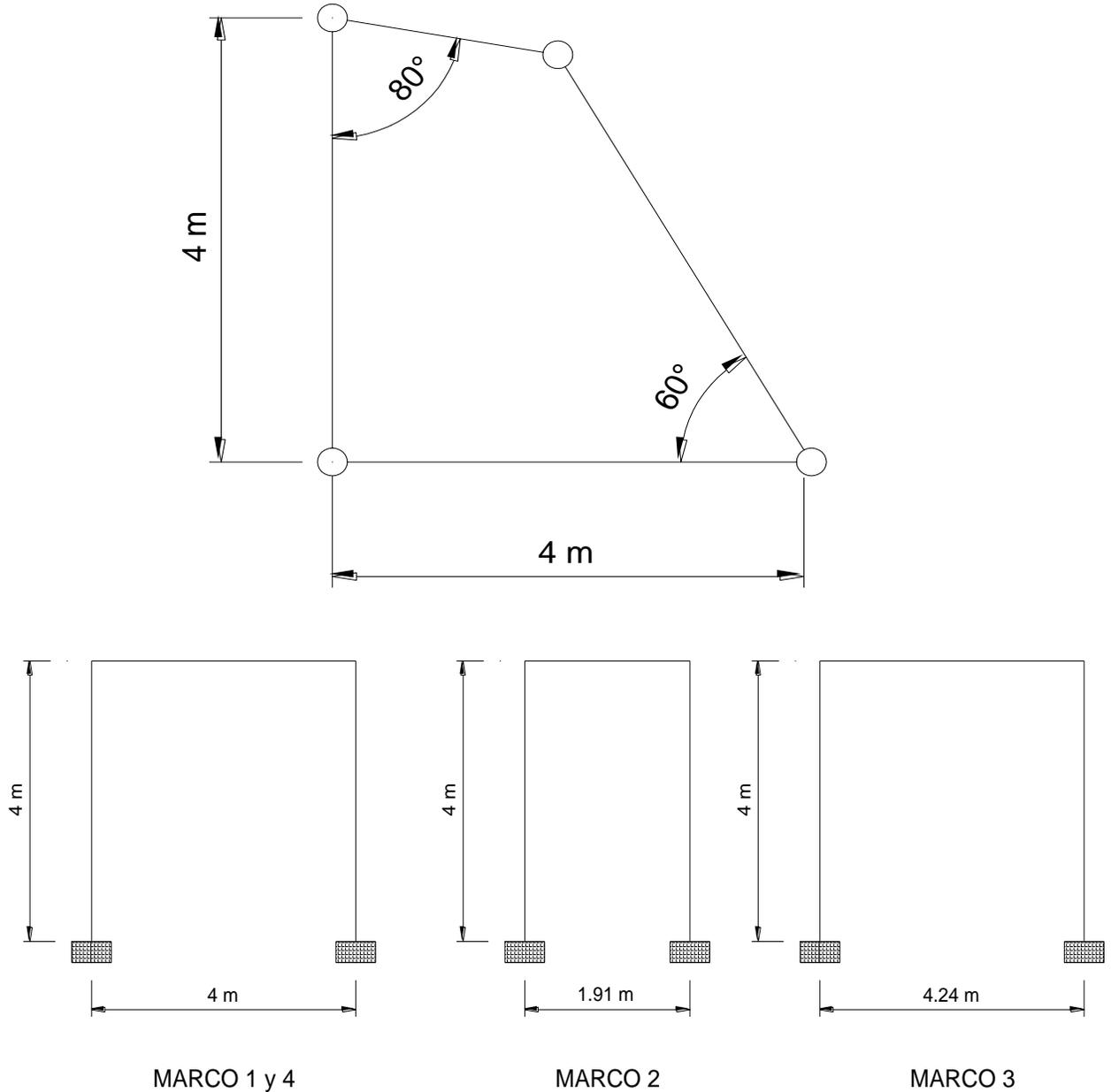


Figura 4.2 Planta irregular marco de 1 nivel.

La dirección de los marcos de la planta estructural se indica en la figura 4.3.

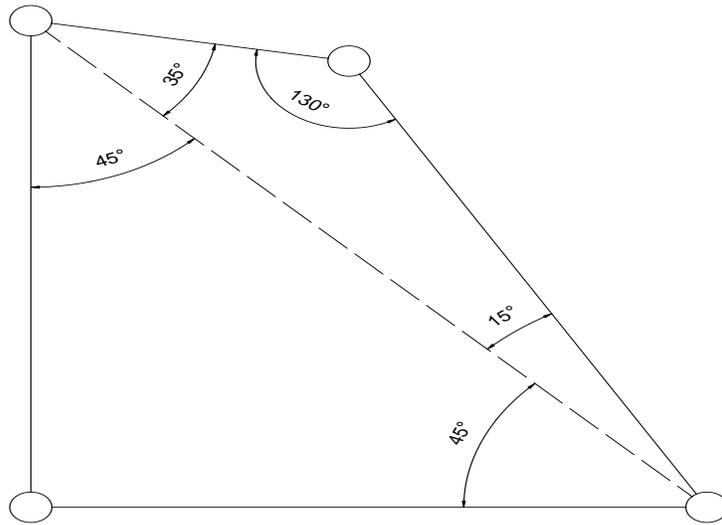


Figura 4.3 Direcciones de los marcos.

Para obtener la rigidez lateral del marco se aplica un desplazamiento unitario en el nivel, figura 4.4.

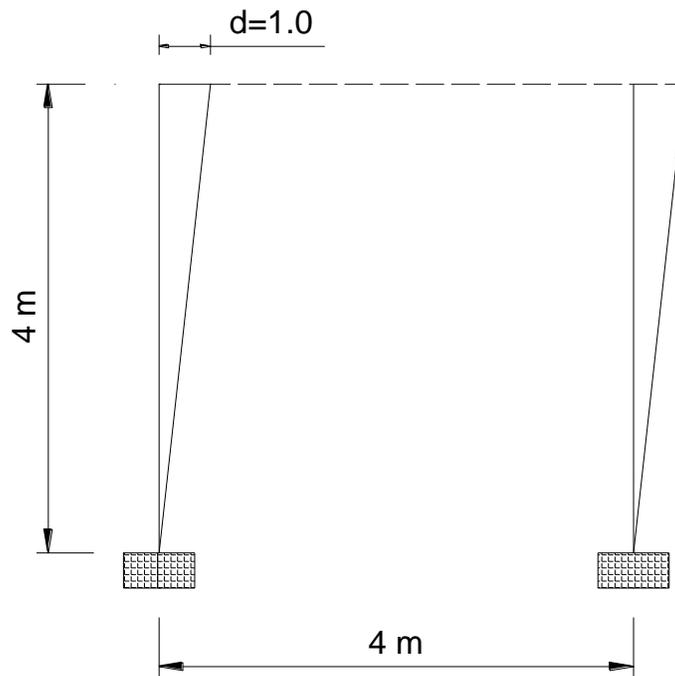


Figura 4.4 Desplazamiento unitario de marco 1.

La rigidez del marco queda expresada con la siguiente ecuación.

$$K_D = \frac{24EI}{L^3}$$

$$K_D = \frac{24EI}{4^3}$$

$$K_D = 0.375 EI$$

En la tabla 4.1 se muestran las rigideces y orientaciones para cada marco.

Tabla 4.1 Rigideces y orientaciones en marcos.

Marco	K_D	B_j	$K_D \cos^2 B_j$	$K_D \sin^2 B_j$	$K_D \cos B_j \sin B_j$
1	0.375 EI	0°	0.375	0	0
2	0.375 EI	10°	0.364	0.011	-0.064
3	0.375 EI	120°	0.094	0.281	-0.162
4	0.375 EI	90°	0	0.375	0
			0.833	0.667	-0.226

$$k_{xx} = 0.833 EI$$

$$k_{yy} = 0.667 EI$$

$$k_{xy} = -0.226 EI$$

Con la información anterior se calculan las rigideces principales.

$$k_{x'x'} = \frac{0.833 + 0.667}{2} + \sqrt{\left(\frac{0.833 - 0.667}{2}\right)^2 + (-0.226)^2}$$

$$k_{y'y'} = \frac{0.833 + 0.667}{2} - \sqrt{\left(\frac{0.833 - 0.667}{2}\right)^2 + (-0.226)^2}$$

$$k_{x'x'} = 0.999$$

$$k_{y'y'} = 0.510$$

$$\tan \delta = -\frac{-0.226}{0.667 - 0.999}$$

$$\delta = -34.98$$

La dirección principal de análisis se muestra en la figura 5.5.

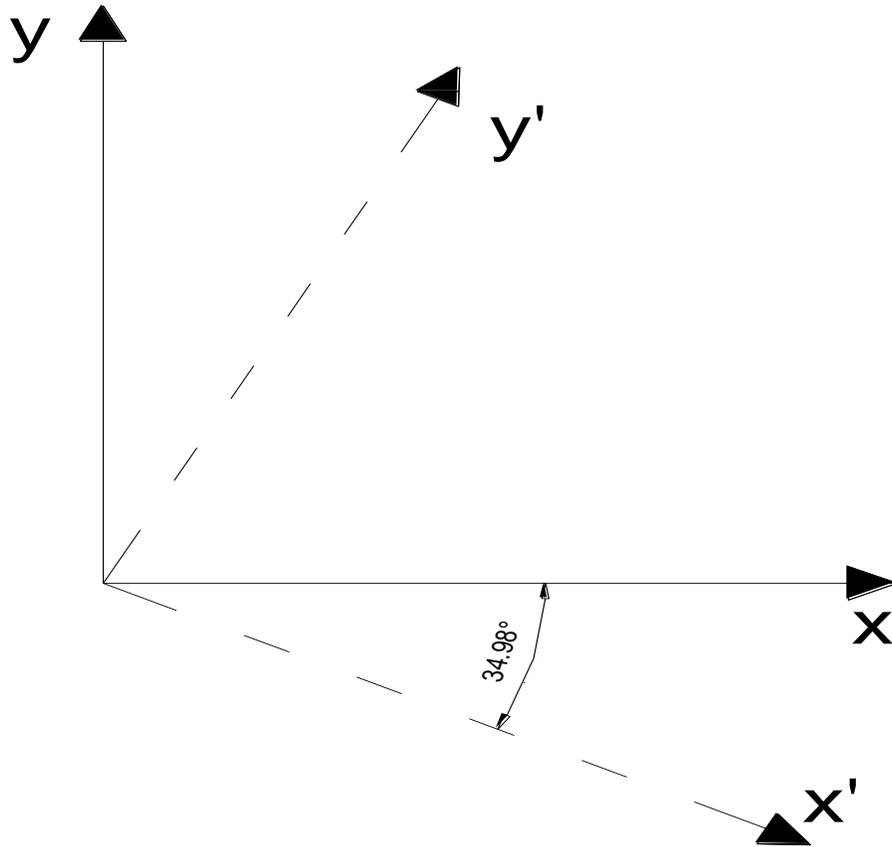


Figura 4.5 Dirección principal de análisis.

CAPITULO 5

5.0 CASOS DE ESTUDIO

5.1 Introducción

Para validar la metodología expuesta en el capítulo anterior se propone analizar 2 plantas de edificios para las cuales se determinarán sus direcciones principales.

5.2 Planta irregular

En la figura 5.1 se muestra la planta estructural de un edificio irregular de 1 nivel que, en principio, tiene 4 ejes de simetría, sin embargo sólo 2 de ellos estarán asociados a los ejes principales.

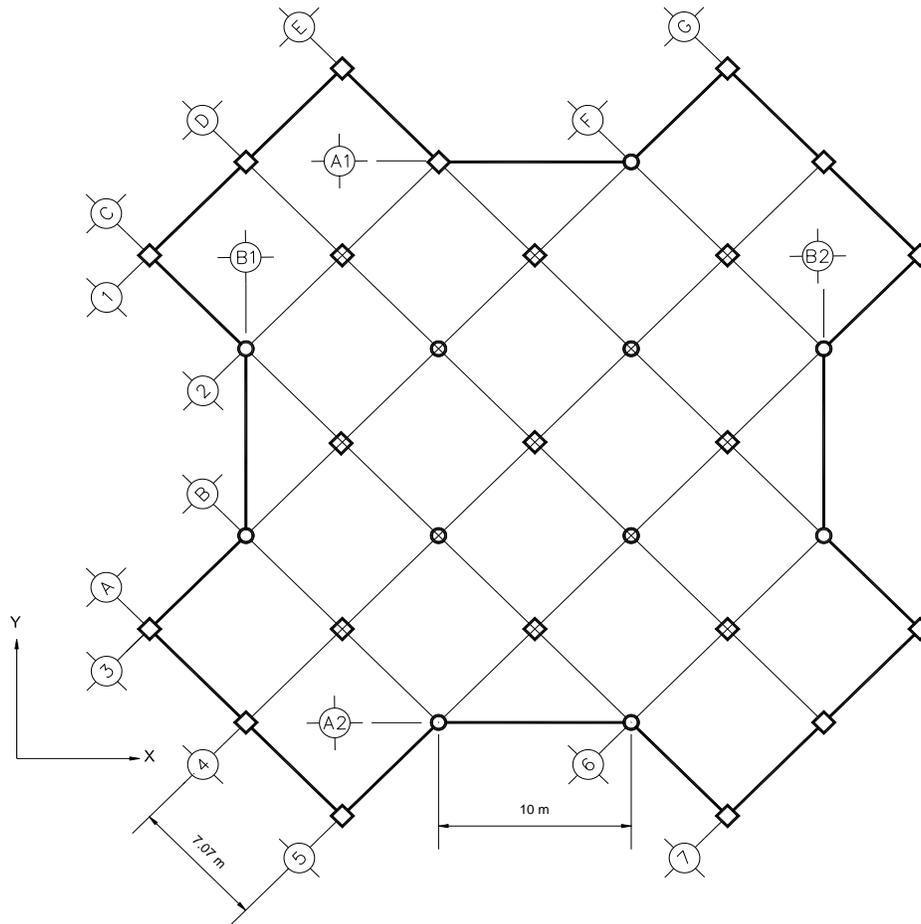


Figura 5.1 Planta de un edificio irregular.

Para fines de análisis, parecería indistinto si los ejes en los que se aplican las fuerzas sísmicas son los convencionales horizontal-vertical o inclinados 45° , sin embargo, la máxima respuesta sólo puede ser producida en una de las 2 direcciones antes mencionadas, por lo cual será necesario determinarla.

Las propiedades geométricas de las secciones propuestas son las que se indican en la figura 5.2..

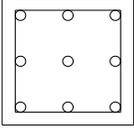
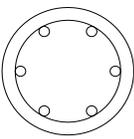
	<p>Area= 2500 cm² Ix= 520833 cm⁴ Iy= 520833 cm⁴ Sx= 20833 cm³ Sy= 20833 cm³</p>
	<p>Area= 1963 cm² Ix= 306797 cm⁴ Iy= 306797 cm⁴ Sx= 12272 cm³ Sy= 12272 cm³</p>

Figura 5.2 Propiedades geométricas.

La relación de rigidez de las columnas se encuentra definido por:

$$r_I = \frac{\text{Rigidez de Columna Cuadrada}}{\text{Rigidez de Columna Circular}}$$

$$r_I = \frac{520833 \text{ cm}^4}{306797 \text{ cm}^4}$$

$$r_I = 1.69$$

Se puede observar que la rigidez de la columna cuadrada es 1.69 veces más que la columna circular, con esta relación y considerando la no deformación en las traveses se calculará la matriz de rigidez de los marcos, como marco tipo se utilizara el marco del eje F, la geometría del marco se muestra en la figura 5.3.

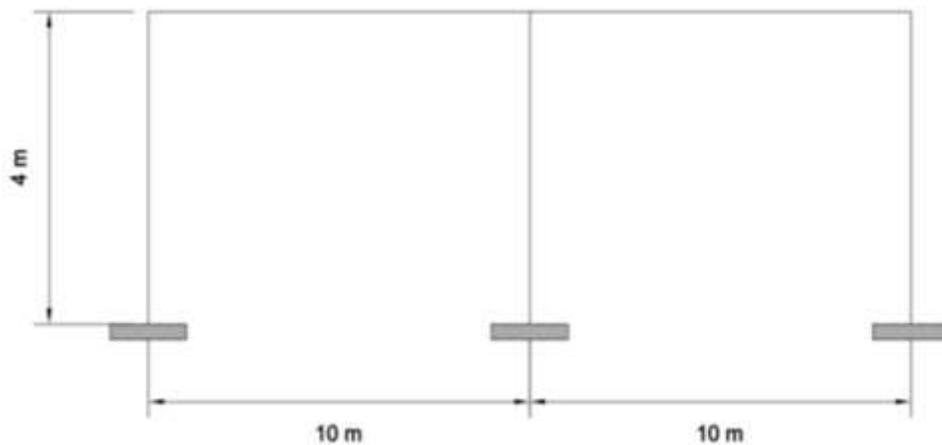


Figura 5.3 Marco tipo eje F.

La crujía del marco F se encuentra conformada por 2 columnas circulares y una columna cuadrada por lo que la matriz de rigidez del marco (K_D) se encuentra definido por:

$$K_D = \frac{(12 * E * 1.69)}{4^3} + 2 \frac{(12 * E * 1)}{4^3}$$

$$K_D = 0.691E$$

Tomando como origen de coordenadas globales la intersección del eje 5 y el eje A, la orientación del marco es:

$$\beta = 135^\circ$$

$$k_{xx_{Marco\ 7}} = K_{dj} \cos^2 \beta$$

$$k_{xx_{Marco\ 7}} = 0.691(\cos^2 135)$$

$$k_{xx_{Marco\ 7}} = 0.345E$$

$$k_{yy_{Marco\ 7}} = K_{dj} \sin^2 \beta$$

$$k_{yy_{Marco\ 7}} = 0.691(\sin^2 135)$$

$$k_{yy_{Marco\ 7}} = 0.345E$$

$$k_{xy_{Marco\ 7}} = K_{dj} \cos \beta \sin \beta$$

$$k_{xy_{Marco\ 7}} = 0.691(\cos 135 \sin 135)$$

$$k_{xy_{Marco\ 7}} = -0.345E$$

El procedimiento anterior se deberá realizar para todos los marcos que conforman la planta estructural, en la tabla 5.1 se muestran los valores **kxx**, **kyy** y **kxy** de la planta.

Tabla 5.1 Rigideces principales en planta irregular.

EJE	COLUMNAS CUADRADAS	COLUMNAS CIRCULARES	K _D	DIRECCION	K _{xx}	K _{yy}	K _{xy}
1	3	0	2.253	45	1.127	1.127	1.127
2	2	1	1.947	45	0.973	0.973	0.973
3	4	3	4.338	45	2.169	2.169	2.169
4	5	2	4.644	45	2.322	2.322	2.322
5	4	3	4.338	45	2.169	2.169	2.169
6	1	2	1.640	45	0.820	0.820	0.820
7	3	0	2.253	45	1.127	1.127	1.127
A	3	0	2.253	135	1.127	1.127	-1.127
B	1	2	1.640	135	0.820	0.820	-0.820
C	4	3	4.338	135	2.169	2.169	-2.169
D	5	2	4.644	135	2.322	2.322	-2.322
E	5	2	4.644	135	2.322	2.322	-2.322
F	1	2	1.640	135	0.820	0.820	-0.820
G	3	0	2.253	135	1.127	1.127	-1.127
A1	1	1	1.196	0	1.196	0.000	0.000
A2	0	2	0.889	0	0.889	0.000	0.000
B1	0	2	0.889	90	0.000	0.889	0.889
B2	0	2	0.889	90	0.000	0.889	0.889
				$\sum T$	23.498	23.191	1.778

$$\sum k_{xx} = 23.498E$$

$$\sum k_{yy} = 23.191E$$

$$\sum k_{xy} = 1.778E$$

Las rigideces principales se obtienen con las expresiones.

$$k_{x'x'} = \frac{k_{xx} + k_{yy}}{2} + \sqrt{\left(\frac{k_{xx} - k_{yy}}{2}\right)^2 + k_{xy}^2}$$

Sustituyendo valores.

$$k_{x'x'} = \frac{23.498 + 23.191}{2} + \sqrt{\left(\frac{23.498 - 23.191}{2}\right)^2 + (1.778)^2}$$

$$kx'x' = 25.122E$$

La dirección principal de análisis se calcula con la siguiente expresión.

$$\tan\delta = -\frac{1.778E}{23.191E - 25.122E}$$

$$\delta = 42.63^\circ$$

Con base en lo anterior, se concluye que la dirección principal de análisis, que ocasionaría la respuesta máxima en la estructura se encuentra aproximadamente a 45° con respecto al eje horizontal.

5.3 Planta regular

En la figura 5.4 se muestra la planta estructural de un edificio regular para el cual las direcciones principales de análisis deben ser paralelas a sus ejes de simetría.

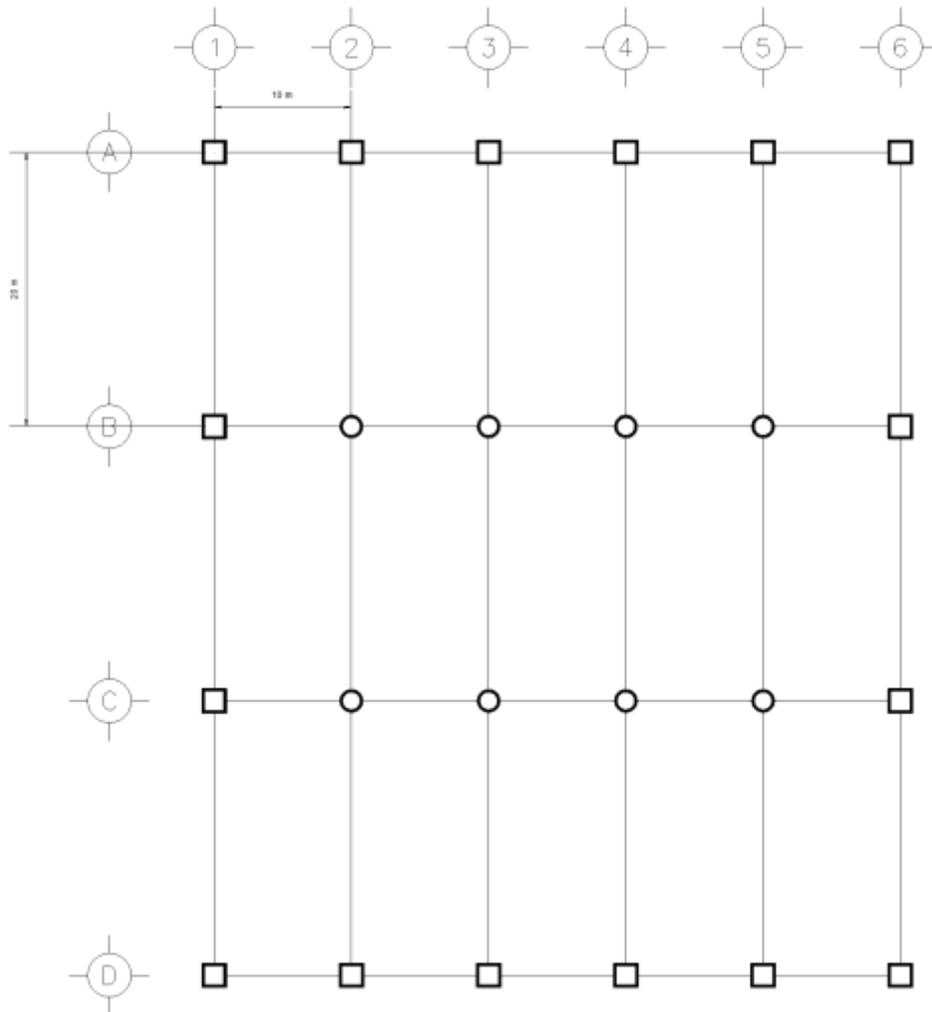


Figura 5.4 Planta estructural edificio regular.

La crujía del marco C se encuentra conformada por 2 columnas cuadradas y 4 columnas circulares, por lo que la matriz de rigidez del marco (K_D) se encuentra definido por:

$$K_D = \frac{2(12 * E * 1.69)}{4^3} + 4 \frac{(12 * E * 1)}{4^3}$$

$$K_D = 1.383E$$

Tomando como origen de coordenadas globales la intersección del eje A y del eje 1, se obtiene

$$\beta = 0^\circ$$

$$k_{xx_{Marco\ 7}} = K_{d_j} \cos^2 \beta$$

$$k_{xx_{Marco\ 7}} = 1.383(\cos^2 0)$$

$$k_{xx_{Marco\ 7}} = 1.383E$$

$$k_{yy_{Marco\ 7}} = K_{d_j} \sin^2 \beta$$

$$k_{yy_{Marco\ 7}} = 0.691(\sin^2 0)$$

$$k_{yy_{Marco\ 7}} = 0$$

$$k_{xy_{Marco\ 7}} = K_{d_j} \cos \beta \sin \beta$$

$$k_{xy_{Marco\ 7}} = 0.691(\cos 0 \sin 0)$$

$$k_{xy_{Marco\ 7}} = 0$$

De igual manera el procedimiento anterior se deberá realizar para todos los marcos que conforman la planta estructural, en la tabla 5.2 se muestran los valores k_{xx} , k_{yy} y k_{xy} de la planta.

Tabla 5.2 Rigidices principales en planta regular.

MARCO	COLUMNAS CIRCULARES	COLUMNAS CUADRADAS	KD	β_j	k_{xx}	k_{yy}	k_{xy}
1	4	0	0.750	0	0.750	0.000	0.000
2	2	2	1.009	0	1.009	0.000	0.000
3	2	2	1.009	0	1.009	0.000	0.000
4	2	2	1.009	0	1.009	0.000	0.000
5	2	2	1.009	0	1.009	0.000	0.000
6	4	0	0.750	0	0.750	0.000	0.000
A	6	3	2.076	90	0.000	2.076	0.000
B	2	4	1.643	90	0.000	1.643	0.000
C	2	4	1.643	90	0.000	1.643	0.000
D	6	0	1.125	90	0.000	1.125	0.000
				Σ	5.535	6.485625	0.000

$$\sum k_{xx} = 5.535E$$

$$\sum k_{yy} = 6.485E$$

$$\sum k_{xy} = 0E$$

$$k_{x'x'} = \frac{5.535 + 6.485}{2} + \sqrt{\left(\frac{6.485 - 5.535}{2}\right)^2 + (0)^2}$$

$$k_{x'x'} = 12.024$$

$$k_{y'y'} = \frac{5.535 + 6.485}{2} - \sqrt{\left(\frac{6.485 - 5.535}{2}\right)^2 + (0)^2}$$

$$k_{y'y'} = 5.3397$$

$$\tan\delta = -\frac{-0}{12.024 - 5.3397}$$

$$\delta = 0^\circ$$

Se observa que aplicando el método para obtener las direcciones principales de una planta estructural regular se obtiene como resultado que esta coincide con la dirección del eje global de referencia, como sucede con edificios de plantas regulares.

CAPITULO 6

6.0 RESULTADOS

6.1 Introducción

En este capítulo se presentan los resultados de la respuesta lateral de uno de los edificios ya identificados en el capítulo previo, considerando la fuerza sísmica en direcciones principales y no principales.

6.2 Comparación de desplazamientos en direcciones principales y no principales de análisis

Se ilustra la aplicación de la metodología descrita en el capítulo anterior para este caso, se ha establecido una estructura irregular la cual cuenta con 4 niveles, siendo la azotea el último piso, sin ningún uso exclusivo, se supone que la estructura se encuentra localizada en la zona IIIa de la Ciudad de México, la configuración y disposición de los elementos estructurales en planta se muestran en la figura 6.1, figura 6.2 y figura 6.3.

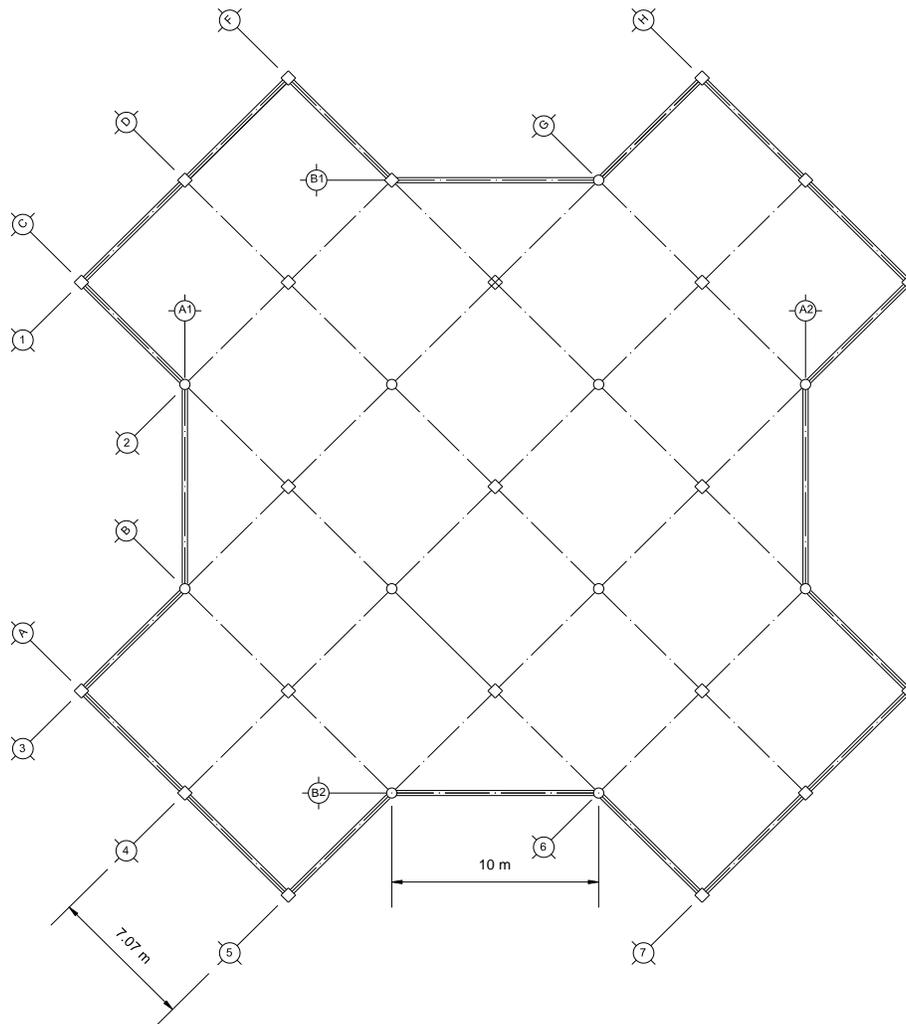


Figura 6.1 Configuración estructural del edificio en planta.

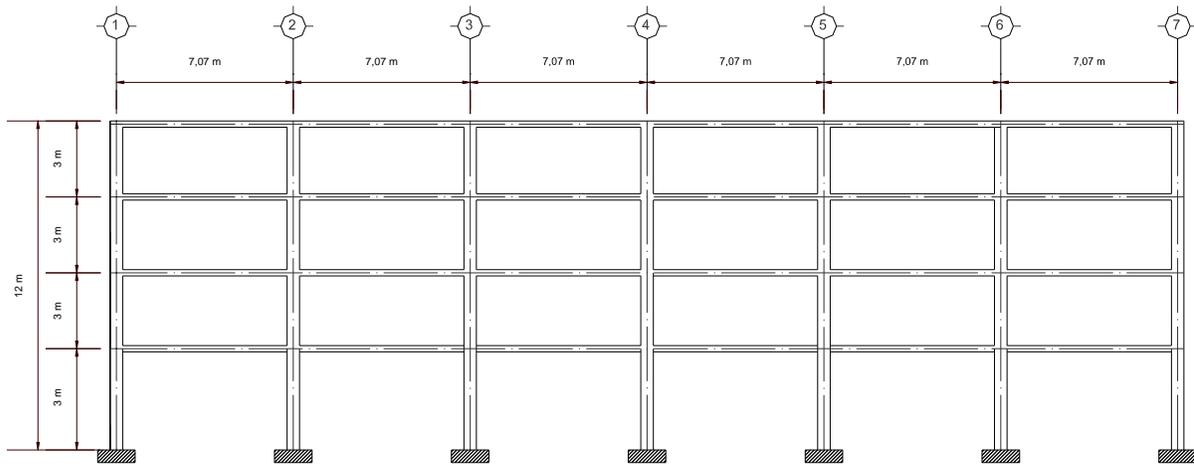


Figura 6.2 Configuración estructural del edificio en elevación.

Las columnas y trabes serán de concreto reforzado que tiene las siguientes propiedades:

- Peso volumétrico. 2400 kg/m^3
- Resistencia a la compresión. $f'c=300 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Elasticidad. $E=242487.1 \text{ kg/cm}^2$

Las propiedades geométricas de las secciones estructurales se muestran en la siguiente figura.

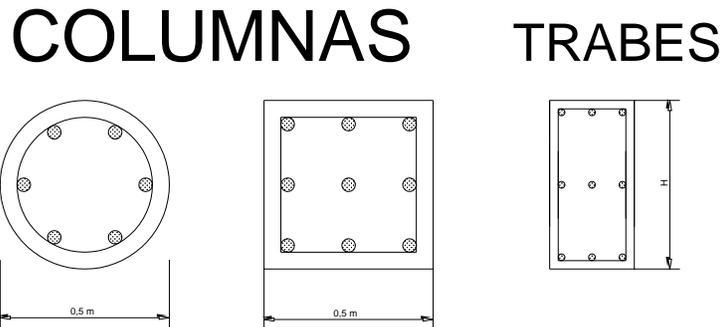


Figura 6.3 Secciones Estructurales.

Las hipótesis aplicadas al modelo estructural son las siguientes:

- Se supone que el material es elástico, homogéneo e isótropo.
- Las losas de los niveles se consideran como diafragmas de piso infinitamente rígidos en su plano, cuyo comportamiento puede ser estudiado, con razonable precisión, en función de tres grados de libertad: dos traslaciones en el plano del nivel (u y v) y una rotación alrededor de un eje vertical (ϕ).
- Se aplican las cargas actuantes de sismo, así como otros tipos de cargas para la modelación.

6.3 Análisis de cargas

Las tablas 6.1 y 6.2 muestran las cargas muertas calculadas para la estructura.

Tabla 6.1 Cargas muerta calculada.

Cargas calculadas de Azotea	
Concepto	Magnitud (kg/m²)
Losa de 12 cm de espesor	288
Pisos	65
Morteros	52
Falso plafón	30
Muros	100
Carga adicional (NTC)	40
Total de cargas muertas (W_m)=	575
Cargas calculadas de Entrepiso	
Concepto	Magnitud (kg/m²)
Losa de 12 cm de espesor	288
Relleno para dar pendientes	100
Impermeabilizante	65
Falso plafón	30
Carga adicional (NTC)	40
Total de cargas muertas (W_m)=	523

Las cargas vivas se tomaron en base a las recomendaciones de las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones en la tabla 6.1 de dichas normas.

Tabla 6.2 Cargas vivas de entrepiso.

Cargas vivas unitarias		
Destino de piso o cubierta	Magnitud (kg/m²)	
	W_m	W_a
Azotea	100	70
Entrepiso	250	180

En la tabla 6.3 se muestra un resumen del peso estimado de la estructura para el análisis sísmico.

Tabla 6.3 Peso Estimado de la estructura.

Nivel	Sist Piso (m²)	CM+CV (T/m²)	Peso total CM+CV (Ton)	Peso propio Elementos	Peso del Nivel (Ton)
4 (azotea)	1098.99	0.593	651.70	124.75	776.45
3	1098.99	0.755	829.74	124.75	954.49
2	1098.99	0.755	829.74	124.75	954.49
1	1098.99	0.755	829.74	124.75	954.49
Peso Total de la estructura					3639.91

El peso estimado de la estructura es de 3639.91 toneladas, en base a esto se utilizará el método de análisis sísmico estático para obtener las fuerzas sísmicas en los niveles.

6.4 Revisión de irregularidad.

De acuerdo a las NTCDS en la sección 6.2 establece que para que pueda considerarse una estructura como regular deberá cumplir con los siguientes requisitos (tabla 6.4); en caso que no satisfaga alguno de estos, la estructura será considerada como irregular.

Tabla 6.4 Requisitos de Regularidad.

CONDICIONES DE REGULARIDAD	CUMPLE	NO CUMPLE
Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes. Estos son sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales de diseño.		
La relación de altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5		
La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5		
En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda del 20 % de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera del entrante o saliente		
En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente		
No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20 % de la dimensión en planta medida paralelamente a la abertura, las áreas huecas no ocasionan asimetría significativa en posición de un piso a otro y el área total de aberturas no excede ningún nivel de 20 % del área de la planta.		
El peso de cada nivel incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 110 % del correspondiente al piso inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que 70 % de dicho peso.		
Ningún piso tiene un área delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110 % de la del piso inmediato inferior ni menor que 70 % de esta, se exige de este último requisito únicamente al último piso de la construcción, Además, el área de ningún entrepiso excede en más de 50 % a la menor de los pisos inferiores.		
Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones sensiblemente ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas.		
Ni la rigidez ni la resistencia al corte de ningún entrepiso difieren en más de 50 % de la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.		
En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente excede del 10 % de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.		

De acuerdo con las NTCDS la estructura puede clasificarse como una estructura irregular, por lo que será necesario aplicar las correcciones por irregularidad, las cuales son:

- El factor (Q) se multiplicará por 0.9 cuando no se cumpla con uno de los requisitos de regularidad.
- Se multiplicará por 0.8 cuando no se cumpla con dos o más requisitos.
- Se multiplicará por 0.7 cuando la estructura sea fuertemente regular.

Por lo tanto el factor Q resulta de 1.8.

6.5 Método sísmico estático

El peso total de la estructura es 3640 toneladas. Los parámetros utilizados para el análisis sísmico estático se muestran en la tabla 6.5.

Tabla 6.5 Parámetros para análisis sísmico.

Parámetro para análisis sísmico	
Coficiente Sísmico	0.4
Factor de comportamiento sísmico Q	2.00
Factor de Q reducido por irregularidad	1.80

Con base en lo anterior, en la tabla 6.6 se obtienen las fuerzas sísmicas en los niveles.

Tabla 6.6 Fuerzas sísmicas en los niveles.

ENTREPISO		Altura del nivel (h)	Peso del nivel	W*h	Fuerza en el nivel
NIVEL	Altura (m)	m	ton	ton-m	ton
4 (azotea)	3	12	776.45	9317.41	284.42
3	3	9	954.49	8590.38	262.23
2	3	6	954.49	5726.92	174.82
1	3	3	954.49	2863.46	87.41
		TOTAL	3639.91	26498.18	

De acuerdo a las NTCDS se tomarán en cuenta los efectos bidireccionales, es decir, los efectos de ambos componentes horizontales del movimiento del terreno se combinarán tomando, en cada dirección en que se analice la estructura, el 100 por ciento de los efectos del componente que obra en esa dirección y el 30 por ciento de los efectos del que obra perpendicularmente a ella, con los signos que resulten más desfavorables para cada concepto. En la tabla 6.7 se muestran las magnitudes de las fuerzas que serán aplicadas al edificio en direcciones principales y no principales.

Tabla 6.7 Fuerzas en nivel dirección no principal.

Nivel	100 % Fx (ton)	30% Fy (ton)
4 (azotea)	284.42	85.33
3	262.23	78.67
2	174.82	52.45
1	87.41	26.22

6.6 Modelo estructural

Considerando la geometría, secciones y propiedades de materiales se realizó el modelo estructural del edificio mediante el programa ETABS, figuras 6.4 y 6.5, el cual incluye las características y parámetros de todos los elementos lo que permitirá conocer el comportamiento de la estructura.

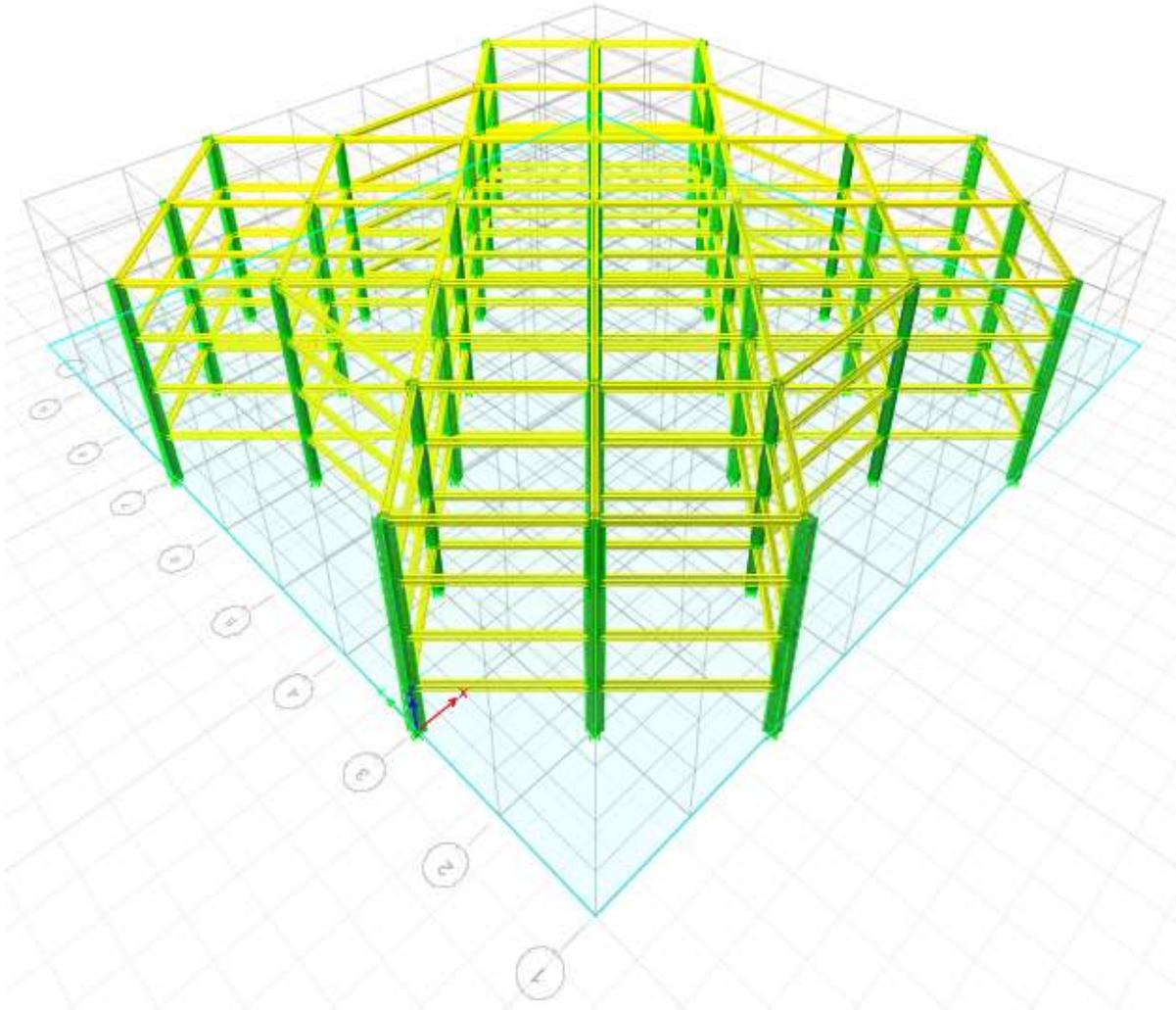


Figura 6.4 Modelo Estructural ETABS.

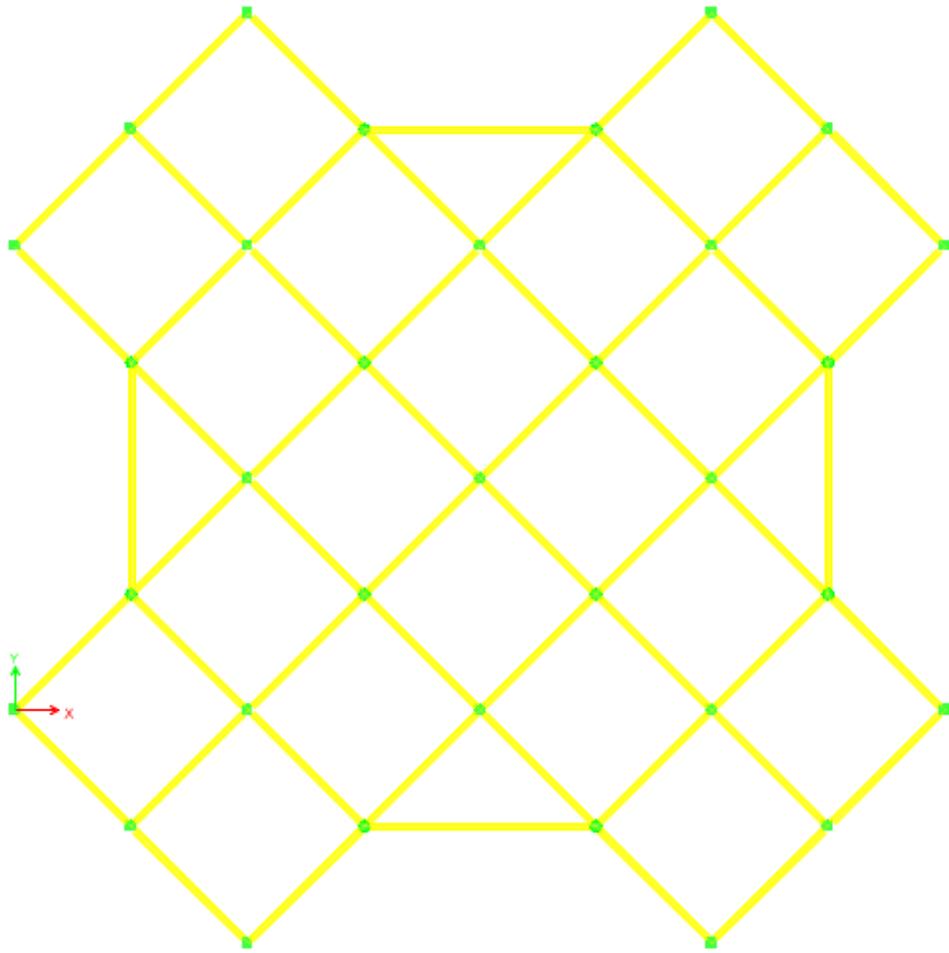


Figura 6.5 Planta Irregular Modelo Estructural.

En la figura 6.6 se ilustra la dirección de los efectos bidireccionales en las direcciones principales de análisis.

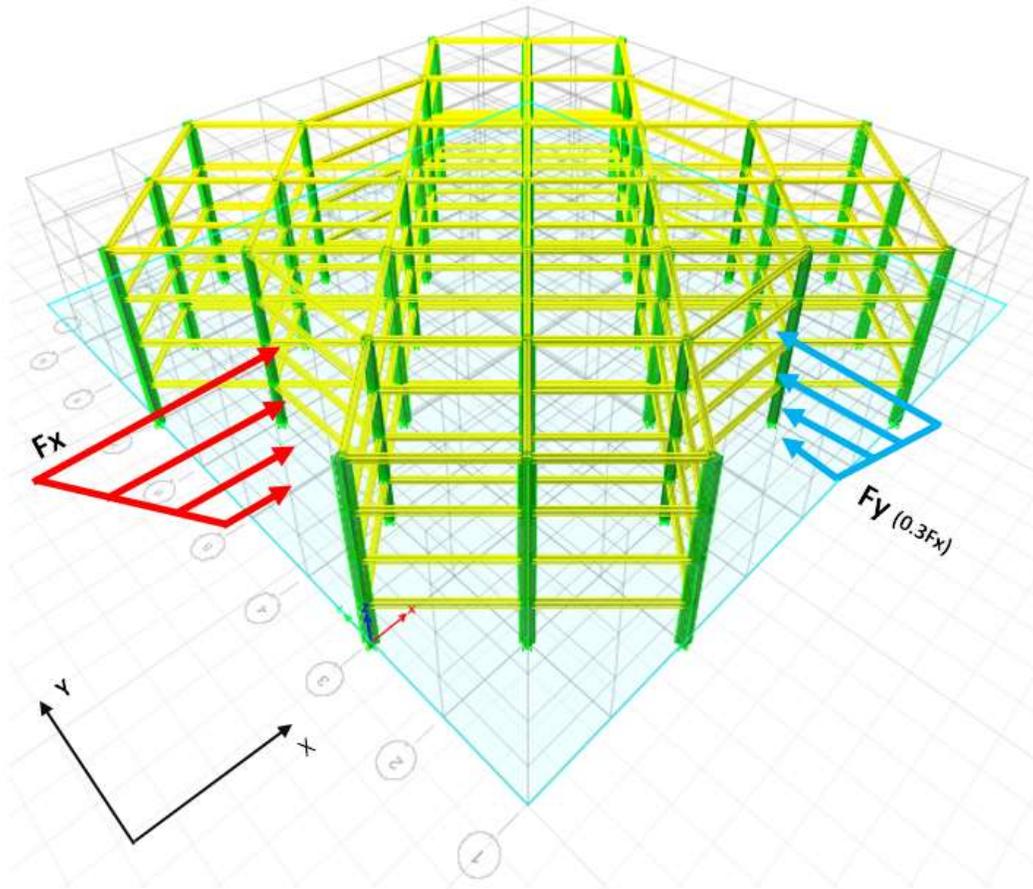


Figura 6.6 Esquema de cargas de entrepiso en direcciones principales (método sísmico estático).

De la figura 6.6, se puede observar que las fuerza sísmicas fueron aplicadas sobre los diafragmas de entrepiso del modelo estructural en la dirección de los ejes coordenados, los cuales coinciden con las direcciones principales obtenidas en el capítulo anterior.

Estas mismas cargas fueron aplicadas en direcciones no principales, como se aprecia en la figura 6.7.

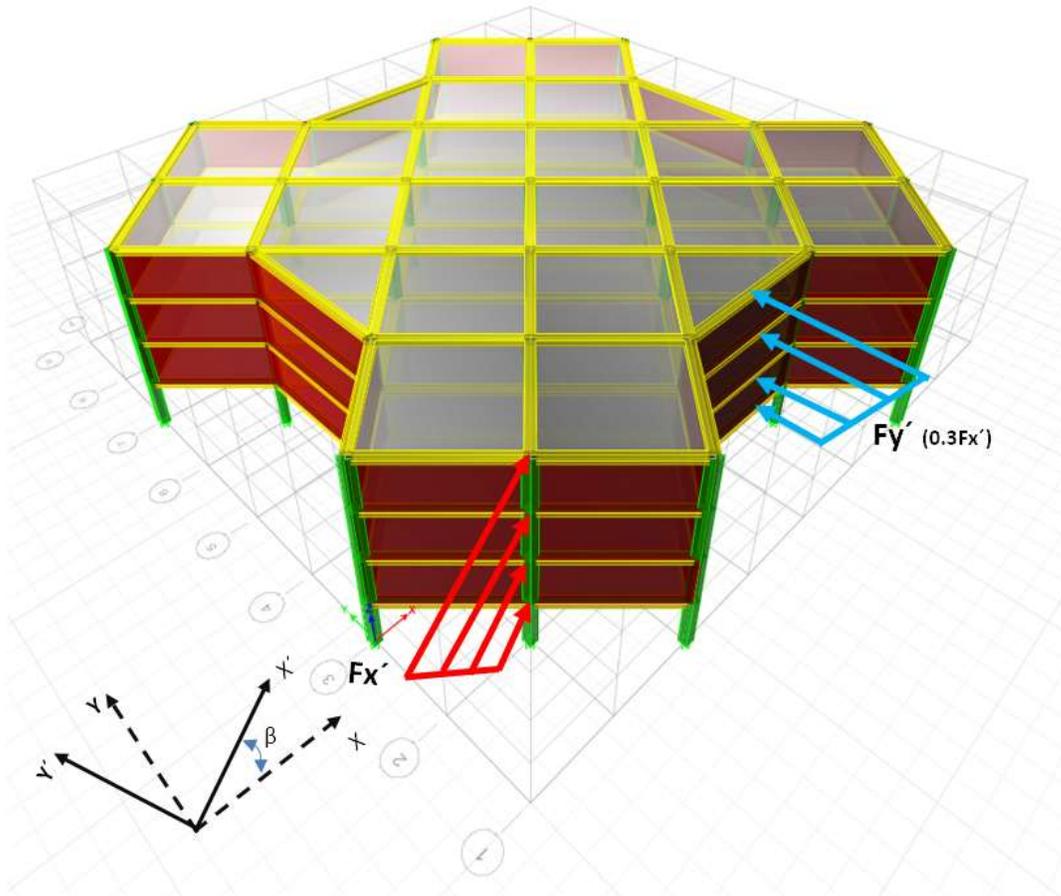


Figura 6.7 Esquema de cargas de entrepiso en direcciones no principales (método sísmico estático).

En base a las condiciones de carga descritas anteriormente se obtuvieron los desplazamientos y distorsiones para las direcciones principales y no principales de análisis.

6.7 Desplazamientos y distorsiones

En las tablas 6.9 y 6.10 se presentan los desplazamientos y distorsiones laterales obtenidas del análisis estructural para el análisis en direcciones no principales y principales respectivamente.

Tabla 6.9 Desplazamientos y distorsiones en direcciones no principales de análisis.

Nivel	Desplazamientos (cm)		Distorsiones	
	U_x	U_y	δ_x	δ_y
4 (azotea)	25.88	7.76	0.02454	0.00770
3	18.66	5.60	0.02718	0.00852
2	10.66	3.20	0.02461	0.00771
1	3.42	1.03	0.01161	0.00364

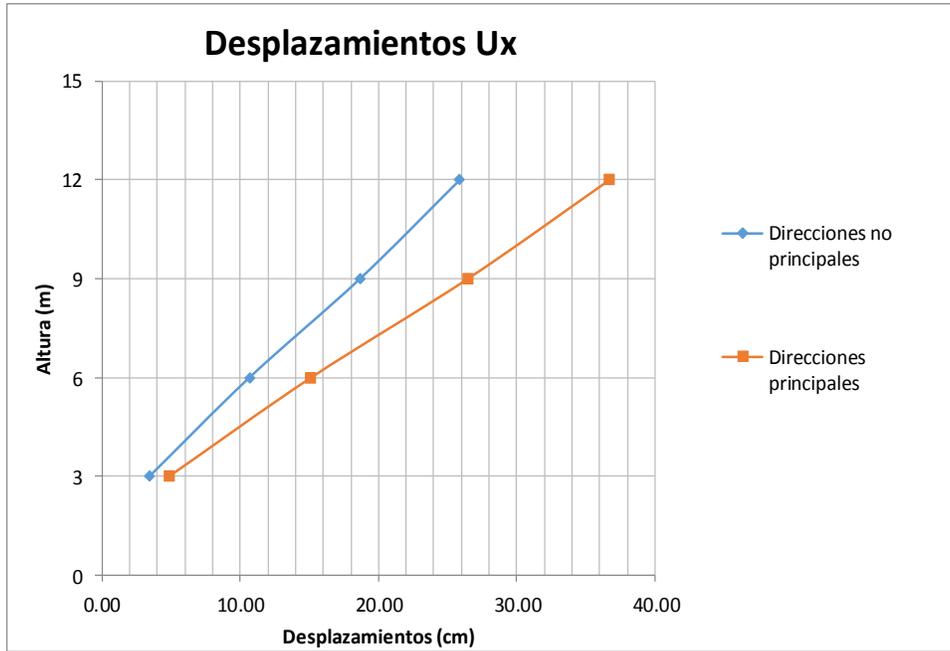
Tabla 6.10 Desplazamientos y distorsiones en direcciones principales de análisis.

Nivel	Desplazamientos (cm)		Distorsiones	
	U_x	U_y	δ_x	δ_y
4 (azotea)	36.71	11.01	0.03481	0.01091
3	26.46	7.94	0.03855	0.01208
2	15.12	4.54	0.03491	0.01094
1	4.85	1.45	0.01647	0.00516

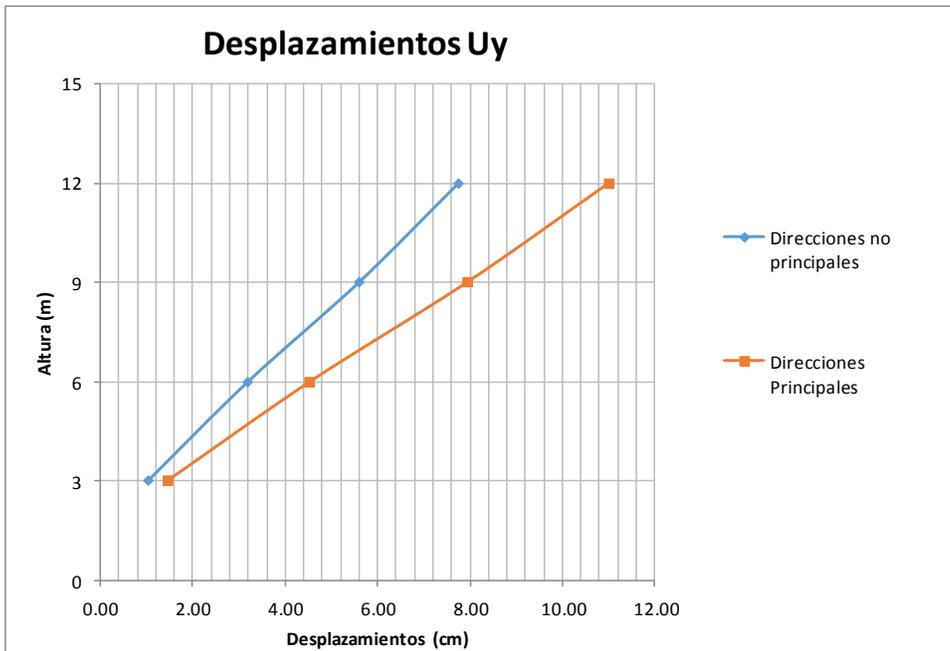
Se puede observar que los desplazamientos obtenidos utilizando las direcciones principales de análisis son mayores que los obtenidos cuando las fuerzas sísmicas se aplicaron en las direcciones no principales.

Las gráficas 6.1 y 6.2 muestran los desplazamientos obtenidos en ambas condiciones de análisis.

Gráfica 6.1 Desplazamientos dirección "x" (ambas condiciones de análisis).

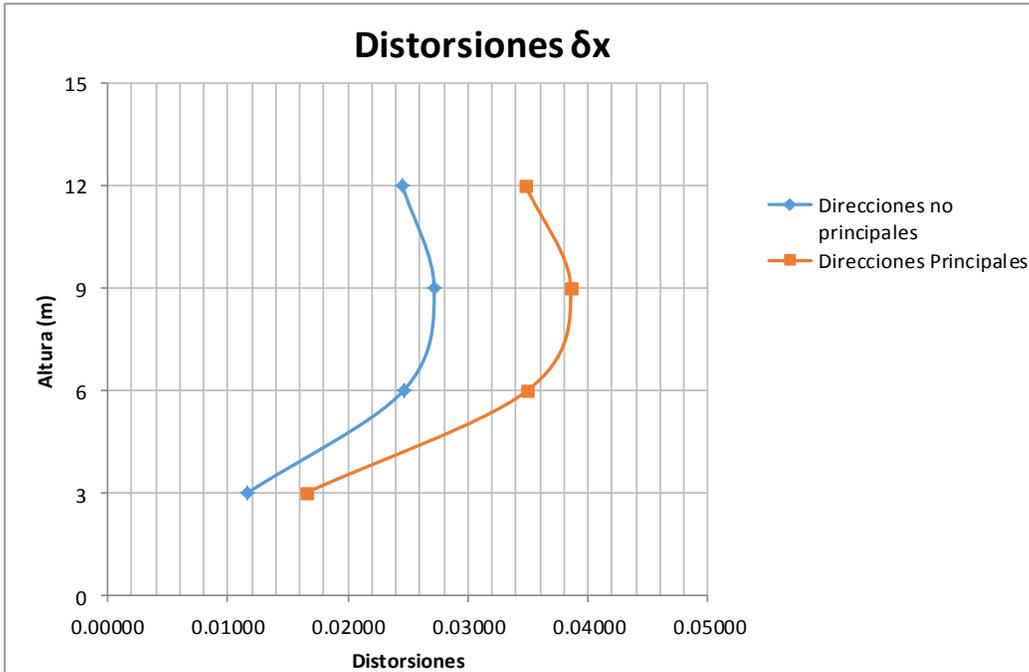


Gráfica 6.2 Desplazamientos dirección "y" (ambas condiciones de análisis).

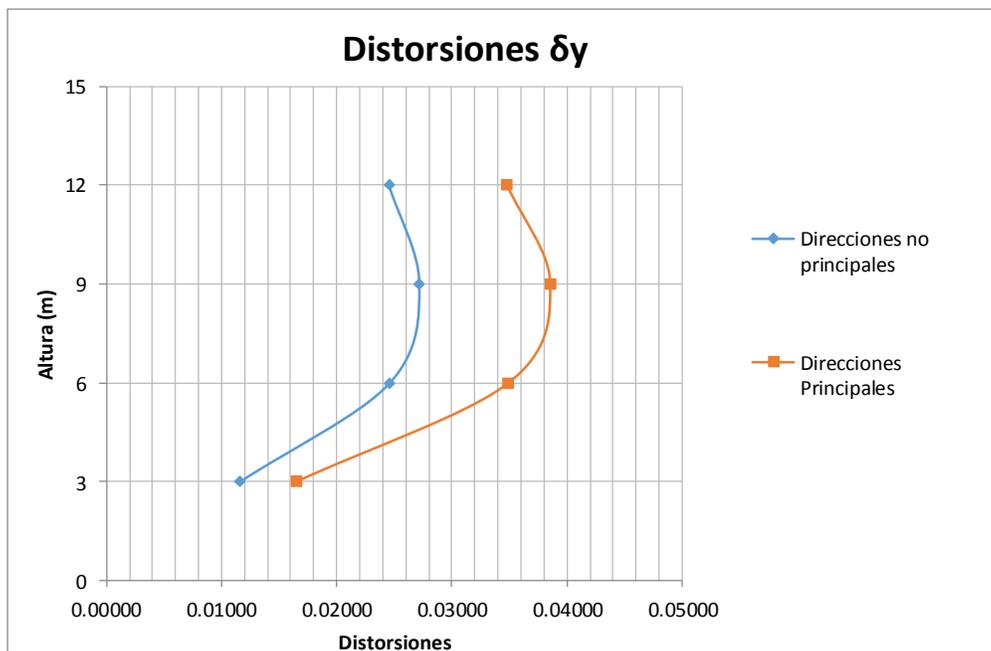


Las gráficas 6.3 y 6.4 muestran las distorsiones laterales de entrepiso obtenidas en ambas condiciones de análisis.

Gráfica 6.3 Distorsiones dirección "x" (ambas condiciones de análisis).



Gráfica 6.4 Distorsiones dirección "y" (ambas condiciones de análisis).



En los resultados obtenidos se puede observar que los desplazamientos y las distorsiones laterales para la dirección principal de análisis son mayores. Para este caso, ambas condiciones estudiadas arrojan resultados que exceden el límite reglamentario establecido en las NTCDS para las distorsiones de entrepiso en marcos con elementos no estructurales desligados, es decir, rebasan el valor de 0.012 veces el desplazamiento relativo de entrepiso entre la altura del mismo. Por lo anterior, es importante tener presente que la respuesta lateral puede variar y que el objetivo de un análisis será encontrar la máxima.

6.8 Aplicación de la norma de diseño por torsión para análisis sísmico estático

Otro aspecto que se puede subestimar si no se cuenta con la identificación clara de los ejes principales de análisis en los cuales se obtendrá la respuesta máxima, es el cálculo de los efectos de torsión, los cuales son importantes en el análisis de estructuras irregulares. A continuación se discuten las implicaciones que pueden presentarse.

Como se estableció anteriormente, para fines de análisis sísmico, la aplicación de la norma por torsión, requiere del cálculo de la excentricidad estática en el entrepiso, la cual es función de la posición del centro de torsión (CT) y del centro de cortante (CC). Además, se necesita determinar la excentricidad accidental por torsión, la cual depende de la dimensión máxima de la planta (b) perpendicular a la fuerza sísmica.

En la figuras 6.1 y 6.2 se presentan los parámetros para el cálculo de la excentricidad de diseño e_{d1} , ec. 3.1, a partir de las ubicaciones del CT y del CC obtenidas para una cierta distribución de rigideces y de masas en un entrepiso cualquiera de un edificio. Estos parámetros se calcularon considerando que la fuerza sísmica está aplicada en direcciones principales y no principales, figuras 6.8 y 6.9.

Como puede observarse de estas figuras, aunque la distancia entre el CT y el CC no cambie, la magnitud de la excentricidad estructural sí puede variar, ya que esta se mide sobre un eje perpendicular a la fuerza sísmica. Esta misma situación se presenta cuando se obtiene el valor de la dimensión máxima de la planta perpendicular a la fuerza sísmica. A continuación se presenta el cálculo de la excentricidad de diseño e_{d1} para los 2 casos presentados.

- a) Excentricidad de diseño referida a ejes no principales

$$e_{sp} = 7.07\text{m} \quad b_p = 42.4\text{m}$$

$$e_{d1} := 1.5 \cdot (e_{sp}) + 0.1 \cdot (b_p) = 14.85\text{m}$$

- b) Excentricidad de diseño referida a ejes principales

$$e_{np} = 5\text{m} \quad b_{np} = 40\text{m}$$

$$ed_1 := 1.5 \cdot (es_{np}) + 0.1 \cdot (b_{np}) = 11.5m$$

Los cálculos presentados hacen evidente que la aplicación de la norma por torsión arroja resultados erróneos cuando no se consideran las direcciones principales de análisis.

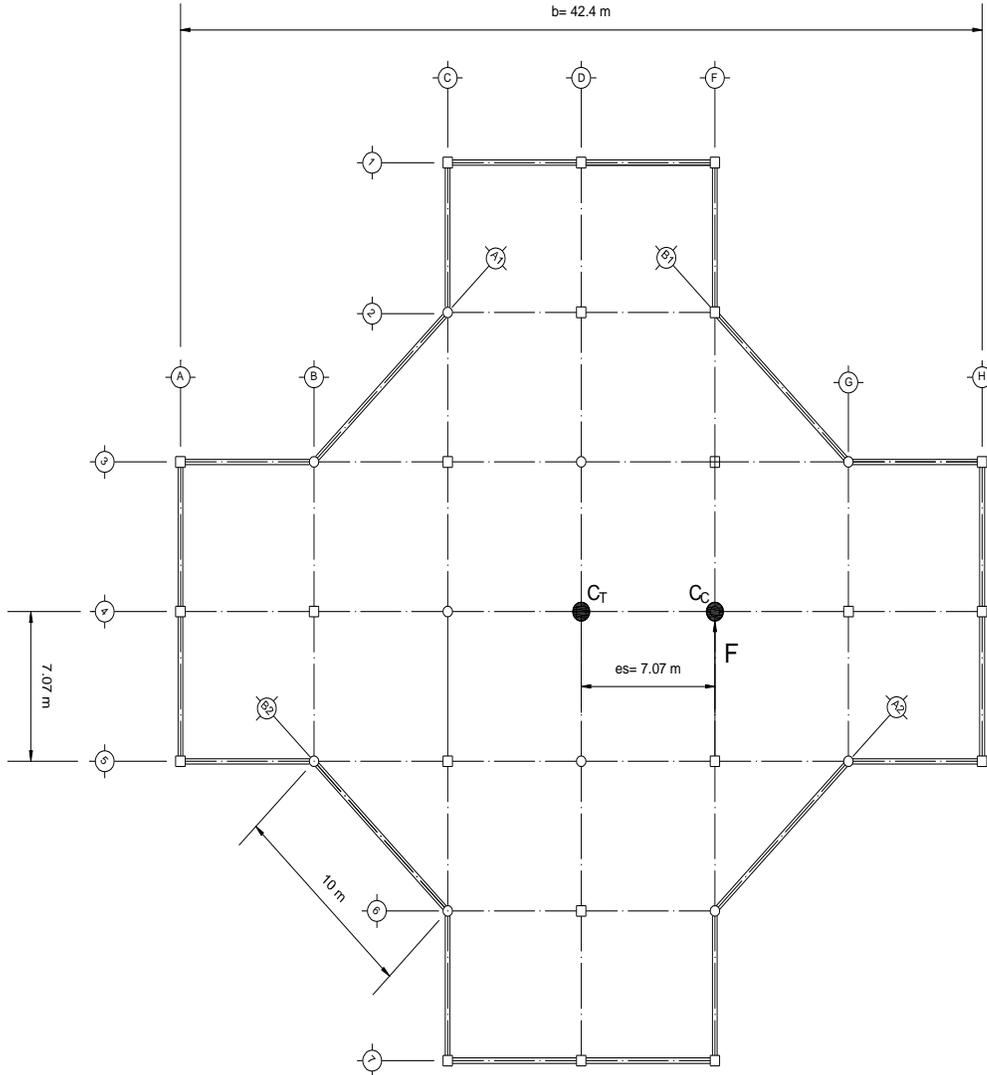


Figura 6.8 Obtención de la excentricidad de diseño por torsión considerando la fuerza sísmica en direcciones no principales.

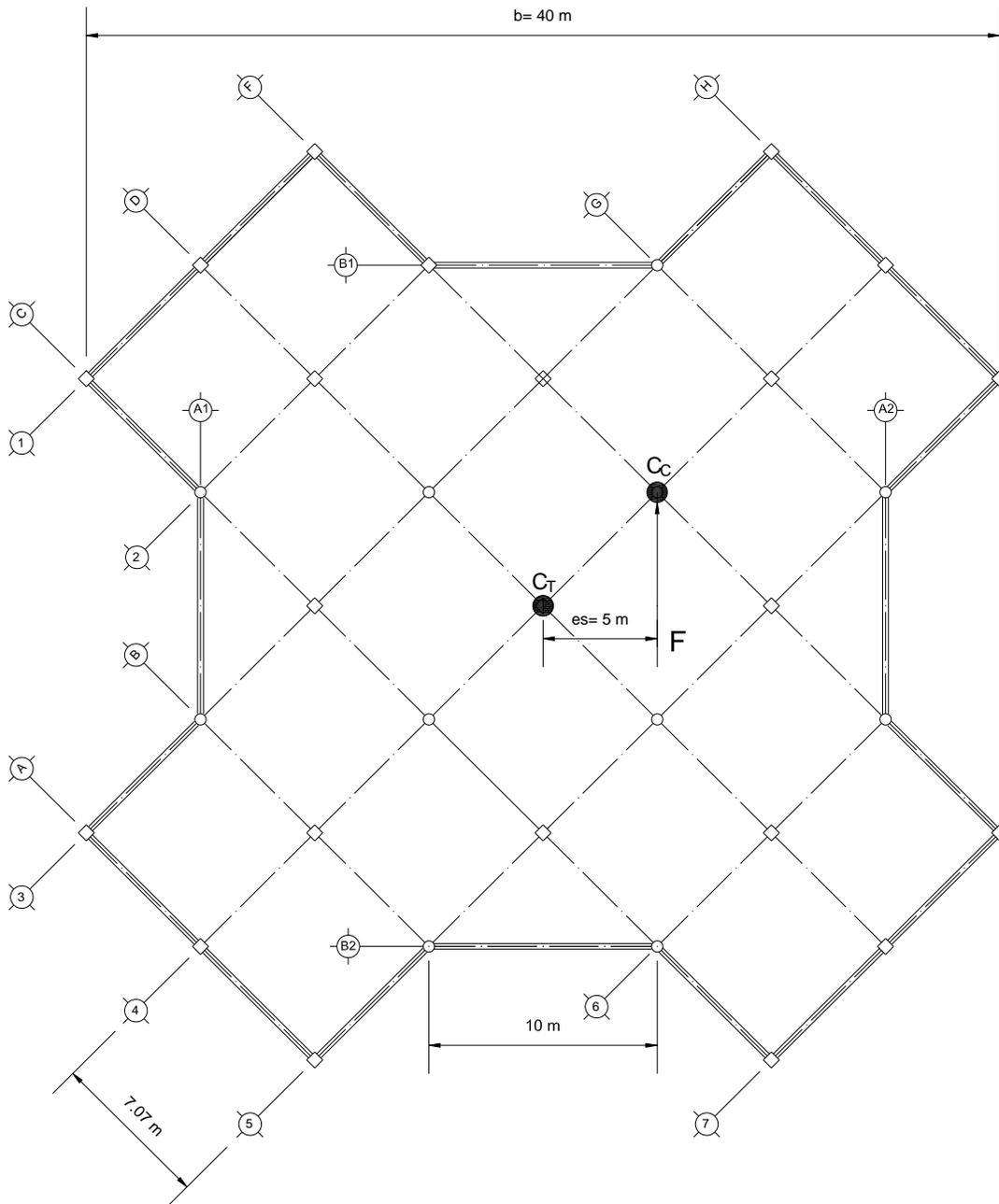


Figura 6.9 Obtención de la excentricidad de diseño por torsión considerando la fuerza sísmica en direcciones principales

CAPITULO 7

7.0 CONCLUSIONES

CONCLUSIONES

El objetivo del diseño sísmico es generar estructuras que sean capaces de resistir la energía que transmite el suelo hacia la estructura. Durante un sismo, la base del edificio tiende a seguir el movimiento del suelo, mientras que, por inercia, la masa del edificio se opone a ser desplazada dinámicamente. La geometría y componentes de las estructuras deberán proporcionar suficiente rigidez lateral para la disipación de esta energía y para mantener en un rango aceptable los esfuerzos y los desplazamientos producidos. Con base en lo anterior, en el proceso de análisis es importante identificar las direcciones principales bajo las cuales se obtenga la respuesta máxima, dada por los mayores desplazamientos laterales o distorsiones de entrepiso y fuerzas en los elementos estructurales. Esto es particularmente importante para estructuras irregulares, donde las direcciones principales no son evidentes, por lo que el diseñador deberá obtenerlas previamente a la realización del análisis estructural para evaluar el comportamiento más desfavorable de la estructura bajo un sismo.

En este trabajo se presentó la aplicación de una metodología para la obtención de las direcciones principales de análisis y se evaluó la respuesta de una estructura tridimensional con irregularidad en planta. Los resultados mostraron que existen diferencias importantes en la respuesta cuando se aplica la demanda sísmica en direcciones principales y no principales.

Otro aspecto que se tiene que cuidar en el análisis de estructuras irregulares, es la aplicación de la normatividad de diseño por torsión, ya que pueden cometerse errores en el cálculo de los parámetros involucrados en las excentricidades de diseño cuando se trabaja con ejes no principales.

En la actualidad se cuenta con un gran número de herramientas para la modelación y análisis de estructuras, sin embargo, es de suma importancia conocer cuáles son sus alcances y limitaciones para que se obtengan resultados que reproduzcan las condiciones de trabajo a las que estará sometida una estructura y cumplan con los niveles de seguridad establecidos por los reglamentos de diseño.

BIBLIOGRAFÍA

1. **Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones de Diseño Estructural de las Edificaciones.** Gobierno del Distrito Federal, México 2004.
2. **Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.** Gobierno del Distrito Federal, México 2004.
3. **Reglamento de construcciones para el Distrito Federal.** Gobierno del Distrito Federal, México 2004.
4. Enrique Bazán, Meli Roberto, **Diseño Estructural**, Limusa Noriega Editores, México 2004.
5. Enrique Bazán, Meli Roberto, **Diseño Sísmico de Edificios**, Limusa Noriega Editores, México 2004.
6. Wilson E. ETABS, **Extended 3D Analysis of Building Systems, Computers and Structures**, Inc. (CSI) Berkeley, California.
7. Octavio García, **Análisis Sísmico Estático de Edificios Asimétricos**, DEPMI, UNAM.
8. **http://www2.ssn.unam.mx:8080/website/jsp/region_sismica_mx.jsp**. Servicio Sismológico Nacional de México, UNAM.
9. **Norma técnica complementaria al Reglamento de la Ley de Protección Civil del Distrito Federal.** Gobierno del Distrito Federal, México 2010.