



UNIVERSIDAD DON VASCO A.C.

Incorporación No. 8727-15

a la Universidad Nacional Autónoma de México.

Escuela de Ingeniería Civil

**COMPARATIVA DE DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS
REGULARES DE CONCRETO REFORZADO POR
MÉTODOS DE RESISTENCIA ÚLTIMA Y POR
DESEMPEÑO, UBICADOS EN DISTINTAS ZONAS DEL
ESTADO DE MICHOACÁN**

Tesis

que para obtener el título de

Ingeniero Civil

presenta:

Yudith Paulina Mendoza Espinosa

Asesor:

M.I Enrique Omar Navarro Caballero

Uruapan, Michoacán; 2008.



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a dios por que me ha dado la oportunidad de estar en este mundo, y poder realizar infinidad de cosas, ahora en especial me ayudó a terminar una carrera y por consecuencia a elaborar está tesis.

Agradezco también a todas aquellas personas las cuales de alguna forma me ayudaron de diferentes maneras para la elaboración de esta tesis, primero a la persona que más me motiva siempre y me tiene paciencia, además de estar conmigo en las buenas y en las malas, luego a la persona que a parte de apoyarme económicamente confió en mi, y después a una tercera persona la cual me ayudó a la realización de esta tesis, gracias por su esfuerzo y dedicación, y por último quiero dar gracias a todas las demás personas.

ÍNDICE

Portada

Agradecimiento

Índice

Introducción	1
Antecedentes	1
Planteamiento del problema	3
Objetivos	3
Objetivo general	3
Objetivos particulares	4
Pregunta de investigación	4
Justificación	5
Delimitación	6
Marco de referencia	7
Capítulo 1.- Sismología.	
1.1 Constitución interna de la Tierra	11
1.2 Origen de los Sismos	12
1.3 Ondas Sísmicas	15
1.4 Localización y medida de un Sismo	18
1.5 Instrumentos de registro	22
1.6 Sismicidad en México	23
1.7 Efectos Sísmicos en los Edificios	26

Capítulo 2.- Criterios de Diseño Estructural.

2.1 Proceso de Diseño Estructural	28
2.2 Criterios de Diseño	31
2.2.1 Diseño por medio de modelos	31
2.2.2 Método de los esfuerzos de trabajo	32
2.2.3 Método Plástico o de resistencia última	33
2.2.3.1 Factores de carga	35
2.2.3.2 Factores de resistencia	36
2.2.4 Métodos basados en el análisis al límite	37
2.3 Criterios de Diseño Sísmico	38
2.3.1 Método de diseño por desempeño	39
2.3.1.1 Nivel de desempeño	40
2.3.1.1.1 Propuesta VISION 2000 (SEAOC, 1995)	41
2.3.1.1.2 Propuesta ATC-40 (1996)	43
2.3.1.2. Desempeño esperado de la edificación	48
2.3.1.2.1 Propuesta VISION 2000	49
2.3.1.2.2 Propuesta ATC-40	50
2.3.1.3 Evaluación del comportamiento Sísmico de las Edificaciones Esenciales	52
2.3.1.3.1 Método del Espectro Capacidad-Demanda	53
2.3.1.3.1.1 Espectro de Capacidad	54
2.3.1.3.1.2 Espectro de Demanda	56
2.3.1.3.1.3 Estimación de la Respuesta Sísmica Máxima	59
2.3.1.3.2 Método basado en el desplazamiento directo o rigidez secante	60
2.3.1.4 Necesidad de Intervención de la Edificación	65

2.3.1.4.1 Intervención estructural	65
2.3.1.4.2 Intervención no estructural	66
2.3.1.4.3 Intervención funcional	66

Capítulo 3.- Características Acción-Respuesta de Estructuras de Concreto Reforzado.

3.1 Características acción-respuesta de elementos de concreto	67
3.2 Características generales del concreto y del acero	68
3.2.1 Concreto	68
3.2.1.1 Comportamiento del concreto a compresión	70
3.2.1.1.1 Efecto de la edad del concreto	72
3.2.1.1.2 Efecto de la relación agua-cemento	73
3.2.1.1.3 Efecto de la velocidad de aplicación de la carga	74
3.2.1.2 Comportamiento del concreto a tensión	74
3.2.1.2.1 Prueba de tensión directa	75
3.2.1.2.2 Prueba de tensión indirecta	76
3.2.1.3 Comportamiento del concreto a flexión	77
3.2.1.4 Comportamiento del concreto a cortante	78
3.2.1.5 Módulo de Elasticidad	79
3.2.1 Acero de Refuerzo	81
3.3 Comportamiento de las estructuras de concreto bajo sollicitaciones sísmicas	83
3.4 Comportamiento Inelástico	86

Capítulo 4.- Métodos de Análisis.

4.1 Método Estático	88
4.2 Método Dinámico Modal Espectral	94
4.3 Análisis no lineal	98
4.3.1 Modelo no lineal	98
4.3.2 Método de integración paso a paso	102
4.3.2.1 Método de Newmark	103
4.3.2.1.1 Aceleración constante	103
4.3.2.1.2 Aceleración lineal	105
4.3.2.2 Método de Newmark para sistemas lineales	106
4.3.2.3 Método de Newmark para sistemas no lineales	108
4.4 Análisis Pushover	114

Capítulo 5.- Metodología.

5.1 Enfoque de Investigación	117
5.2 Diseño de la Investigación	118
5.2.1 Diseño con posprueba únicamente y grupo de control	120
5.3 Instrumentos de Recopilación de Datos	121
5.4 Descripción del proceso de Investigación	121

Capítulo 6.- Diseño Sísmico de los Modelos.

6.1 Criterio de Resistencia Última	125
6.2 Criterio de Diseño por Desempeño	137

Capítulo 7.- Comparación de la Respuesta Sísmica de los Edificios Diseñados por Resistencia Última y por Desempeño.

7.1 Determinación de los Sistemas Equivalentes de un Grado de Libertad	153
7.2 Señales sísmicas	157
Conclusiones	162
Bibliografía	166
Anexos	

RESUMEN

Esta tesis consiste en la comparativa de diseño sísmico de edificios regulares de concreto reforzado por métodos de resistencia última y por desempeño, ubicados en distintas zonas del estado de Michoacán, su objetivo es comparar dos de los criterios que se emplean con mayor frecuencia para el diseño de estructuras, y así determinar el que mejor se asemeja a la realidad, y por lo tanto evitar que los daños ocurridos en sismos pasados, en la actualidad puedan reducirse o evitarse lo más posible. El capítulo 1 trata del origen de los sismos, la forma en que se propagan, la forma en que se registran y los efectos que estos pueden tener en las estructuras, el capítulo 2 describe detalladamente los dos criterios de diseño el de resistencia última y el de desempeño, el capítulo 3 describe las características de la estructura utilizando los criterios de resistencia última y de desempeño. Para analizar los resultados de los criterios, se requiere comparar la respuesta sísmica de cada diseño, y por lo tanto es necesario estudiar las características acción-respuesta de estructuras de concreto reforzado, el capítulo 4 describe los métodos de análisis con los cuales se determinan las acciones sísmicas, es decir las fuerzas que un sismo le puede producir a una estructura, el capítulo 5 describe el enfoque que se ha presentado en esta investigación el cual es de carácter cuantitativo y diseño experimental. El capítulo 6 y 7 describen el diseño sísmico de los modelos y comparado la respuesta sísmica de los edificios diseñados por resistencia última y por desempeño. Por último de acuerdo con los resultados obtenidos, puede decir que las estructuras diseñadas por desempeño presentan un nivel de seguridad mayor que las diseñadas por resistencia última.

INTRODUCCIÓN

Antecedentes.

En el país, la ingeniería estructural se ha enfocado a revisar los motivos por los que al presentarse un sismo las estructuras sufren daños severos y en ocasiones llegan hasta el colapso y como consecuencia existen pérdidas materiales y humanas a causa de este fenómeno, como fueron: México en 1985, Loma Prieta en 1989, Northridge en 1994 y Kobe en 1995.

Actualmente, los reglamentos se basan en el diseño por fuerzas para el análisis sísmico de una edificación, el objetivo de estos códigos es evitar daños cuando se presente un sismo en el lapso de su vida útil de construcción, así como también evitar el colapso de la estructura en el caso de que se presentara un evento extraordinario.

La filosofía de diseño de estos reglamentos recomiendan fuerzas sísmicas derivadas de espectros de diseño reducidos, para considerarlos en el comportamiento no lineal de la estructura. Por lo tanto, no puede asegurarse que el comportamiento que se presente en la estructura vaya a ser el supuesto en la teoría por los reglamentos.

Los edificios que han sido diseñados con estos criterios han sufrido daños de tal grado que han quedado fuera de servicio, y algunos han quedado irreparables, pues, al analizar el costo de reparación con el de una nueva construcción, surge una comparativa importante y tal vez difícil de tomar la decisión correcta.

Debido a que los métodos actuales de diseño no han cumplido del todo con su función, se ha visto la necesidad de desarrollar nuevas metodologías de diseño sísmico que conduzcan a estructuras que presenten un mejor comportamiento ante la ocurrencia de un sismo, tal como el de diseño por desempeño.

Este criterio por desempeño se enfoca a evaluar y diseñar estructuras más confiables, debido a que se puede predecir los desplazamientos esperados en una estructura.

En esta tesis se van diseñar edificios regulares de concreto reforzado, de 10 y 5 niveles utilizando el criterio de resistencia última y el criterio de diseño por desempeño, con la finalidad de comparar los resultados y evaluar cuál de las dos alternativas arroja una estructura más confiable y segura.

Planteamiento del problema.

El hecho de hacer modificaciones en las metodologías es tratar de mejorarlas, es este caso en las estructuras se emplean comúnmente dos criterios diferentes el más antiguo el de resistencia última, y el más reciente el de desempeño.

Entonces, ¿realmente es recomendable usar el criterio de diseño por desempeño en el análisis de edificios en lugar del criterio de resistencia última?

Se requiere encontrar un criterio de diseño que de como resultado estructuras más confiables y seguras que tengan un mejor comportamiento ante la ocurrencia de un sismo, evitando así pérdidas materiales y humanas.

En esta investigación se presenta una solución del empleo de diferentes criterios de diseño en edificios, con la finalidad de determinar cual de ellos conduce a tener estructuras que cumpla con lo antes mencionado.

Objetivos.**Objetivo general.**

Comparar dos de los criterios que se emplean con mayor frecuencia para el diseño de estructuras, y así determinar el que mejor se asemeja a la realidad, y por lo tanto evitar que los daños ocurridos en sismos pasados, en la actualidad puedan reducirse o evitarse lo más posible.

Objetivos particulares.

- Diseñar edificios por el criterio de resistencia última.
- Diseñar edificios por el criterio de diseño por desempeño.
- Conocer cuál es el mejor criterio de diseño para cada edificio.

Pregunta de investigación.

Hoy en día cuando se presenta un evento como es el sísmico, ya sea en intensidades pequeñas o extremas, se observa que las edificaciones de cualquier tipo sufren daños, entonces se empieza a revisar los criterios que fueron utilizados para el cálculo de estas estructuras, el problema es que los criterios que se emplean no corresponden a lo que sucede en la realidad, por lo que es preciso responder con la presente investigación a las siguientes preguntas:

¿Cómo es el diseño por resistencia última?

¿Cómo es el diseño por desempeño?

¿Cuál es el mejor criterio para el diseño de edificios, por resistencia última o por desempeño?

Justificación.

A pesar de los avances tecnológicos y de los grandes esfuerzos del hombre por predecir la ocurrencia de un temblor, esto no ha sido posible. Sin embargo, aunque los sismos son fenómenos naturales incontrolables, se han podido adoptar ciertas medidas para minimizar sus efectos, buscando que las estructuras tengan un comportamiento adecuado ante la presencia de éstos. Esta ha sido una de las principales tareas que en las últimas décadas, un gran número de investigadores han dedicado al estudio y desarrollo de nuevas filosofías de diseño, que den como resultado estructuras más confiables, que presenten un mejor desempeño.

Uno de los métodos de diseño que ha mostrado mejores resultados es el llamado criterio de diseño por desempeño, el cual ya ha sido adoptado y reglamentado en la mayoría de los países más desarrollados del mundo. Dada la elevada actividad sísmica que se presenta en nuestro país, es importante que se adopte esta nueva filosofía de diseño; sin embargo, para que esto suceda es necesario desarrollar trabajos de investigación analíticos y experimentales que sustenten su aplicabilidad.

El presente trabajo pretende contribuir al desarrollo y difusión del criterio de diseño por desempeño, además servirá para que tanto los alumnos como profesionistas del área de ingeniería civil tengan un apoyo más confiable al momento de decidir el criterio que se empleará en cualquier obra.

Delimitación.

El presente trabajo se enfoca a dos estructuras de tipo B de concreto reforzado, un edificio de 10 niveles y otro de 5 niveles, regulares tanto en planta como en elevación, ubicándolos en las distintas zonas que le corresponden al estado de Michoacán y en los 3 tipos de terreno existentes.

Se evaluará la respuesta sísmica ante los temblores ocurridos en esta región que se tienen registrados.

El diseño por resistencia última se basará en un análisis lineal utilizando el método dinámico modal espectral para calcular las fuerzas sísmicas y las normas establecidas en los reglamentos vigentes para esta región.

El diseño por desempeño se hará en base al método de desplazamientos directos propuesto por Priestley (2000).

Una vez diseñados los edificios se evaluará su respuesta sísmica transformándolos en sistemas de un grado de libertad empleando el método N2, Fajfar (2000).

Marco de Referencia.

Para fines de diseño sísmico, la república Mexicana esta dividida en 4 zonas geográficas, clasificadas de acuerdo a la actividad sísmica.

Dichas zonas se designan con las letras: A, B, C y D, siendo la zona A la de menor intensidad sísmica y la zona D la de mayor intensidad sísmica.



Imagen: Regionalización sísmica de la República Mexicana

Fuente: Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (MOC CFE).

Como se aprecia en la figura anterior el estado de Michoacán le tocan tres de estas zonas: la zona D es la parte sur del estado, la zona C es la parte central y la zona B es la parte norte, tal y como se observa en la siguiente figura.



Imagen: Zonificación sísmica del Estado de Michoacán

Fuente: Reglamento de Construcciones del Estado de Michoacán.

Por otro lado en el país los terrenos de cimentación se clasifican en 3 tipos:

Tipo I. Terreno Firme, tal como tepetate, arenisca medianamente cementada, arcilla preconsolidada muy compactada o suelos de características similares.

Tipo II. Suelo de baja rigidez, tal como arenas no cementadas, limos de mediana o alta compacidad, arcillas preconsolidadas de compacidad media o suelos de características semejantes.

Tipo III. Arenas y limos de baja compacidad o arcillas blandas muy compresibles.

CAPÍTULO 1

SISMOLOGÍA

La sismología es la ciencia que estudia los sismos, causas, efectos y fenómenos relacionados con estos. Se pueden identificar vibraciones naturales y señales sísmicas generadas de manera artificial con bases teóricas y prácticas. Esta ciencia ha aportado ideas a la comprensión de la tectónica de placas, a la estructura del núcleo interno terrestre, a la predicción de terremotos e incluso ayuda en la búsqueda de minerales.

En este capítulo se hablará del origen de los sismos, la forma en que se propagan, la forma en que se registran y los efectos que estos pueden tener en las estructuras.

Según Bazán/Meli (2000) los sismos, terremotos o temblores, son vibraciones de la corteza terrestre provocadas por varios factores el más importante es el origen tectónico según la ingeniería, otros factores son la caída de techos de cavernas subterráneas e incluso a explosiones. Este origen tectónico se debe a las presiones que se generan en la corteza por el magma provocando una fricción en las placas y así genera la falla de los esfuerzos dando como consecuencia una liberación de energía almacenada en las rocas. Esta energía se libera por medio de las ondas vibratorias extendiéndose a distancias considerables.

“El sismo se genera por el corrimiento de cierta área de contacto entre placas. Se identifica un punto, generalmente subterráneo, que se denomina foco o

hipocentro, donde se considera se inició el movimiento; a su proyección sobre la superficie de la tierra se le llama epicentro". (Bazán/Meli; 2000:17)

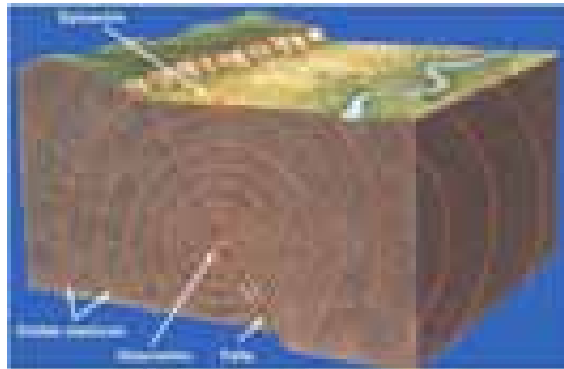


Imagen 1.1: Sismo

Fuente: www.oni.escuelas.edu.ar/.../1130/Terrem9.jpg

Toda la corteza prácticamente tiene fallas geológicas, se observa que la actividad sísmica se suele concentrar en zonas donde los movimientos dentro de esta región de falla suelen ser frecuentes y severos. La zona donde se libera la mayor parte de la energía sísmica es un arco, llamado el Cinturón Circumpacífico.



Imagen 1.2: Cinturón del Pacífico.

Fuente: bp1.blogger.com/.../s400/CINTURON+DE+FUEGO.bmp

Como se observa en la figura México está ubicado en el Cinturón de Fuego, este se localiza en el Océano Pacífico abarca la zona de subducción, las costas de Chile, Perú, Ecuador, Colombia, Panamá, así como todos los países de Centroamérica, Estados Unidos, Canadá y dobla a la altura de las Islas Aleutianas bajando por las costas de China y Japón.

1.1 Constitución interna de la Tierra.

De acuerdo con Gutiérrez y Colaboradores (2001), se han realizado estudios científicos para determinar la composición interna de la Tierra, la mayoría de estos están basados en la propagación de las ondas sísmicas. De acuerdo con estos estudios la tierra está dividida en capas concéntricas del exterior hacia el interior: corteza, manto, núcleo externo y núcleo interno, las cuales se definen a continuación:

- a) Corteza, es la capa sólida y fracturable que inicia en la superficie y llega a los 35 km aproximadamente esto varía de acuerdo a la zona continental, por ejemplo en zonas montañosas es mayor mientras que en los océanos es menor como en 10 km.

- b) Manto, en esta capa se generan temperaturas y presiones dominantes en el material, por lo tanto su estado físico se mantienen entre sólido y plástico, y comprende la parte inferior de la corteza hasta 2900 km de profundidad.

- c) Núcleo externo, su espesor es de 2300 km, partiendo desde la capa anterior hasta los 5200 km de profundidad, con base en datos sismológicos se puede deducir debido a la temperatura que su estado es líquido.
- d) Núcleo interno, este es el centro de la tierra y se ha calculado su estado es sólido con un diámetro de 2340 km.

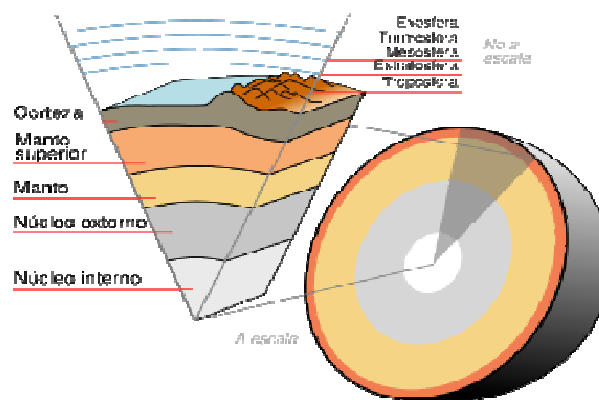


Imagen 1.3: Constitución Interna de la Tierra.

Fuente: [upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/thumb/ ...](https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/thumb/...)

1.2 Origen de los Sismos.

En 1620, Sir Francis Bacon observó que entre la costa atlántica de América y África existe una relación en sus líneas. En 1912 Alfred Wegener fundamentado con la teoría anterior crea la teoría de la deriva Continental, esta afirma que hace 200 millones de años los continentes eran uno solo llamado pangea, y debido a un sustrato viscoso se fueron separando hasta llegar a la posición actual.

Después con base en la teoría de Wegener y con la aportación de geólogos y geofísicos se llegó a la Teoría de Tectónica de Placas, la cual dice que la litosfera

esta dividida en mosaicos, llamados placas, las cuales se mueven entre sí, y su desplazamientos son de 2 a 12 cm por año.

Este movimiento de las placas ocurre debido al arrastre que provocan las corrientes de convección, dentro de la parte viscosa del manto, su función de estas corrientes es llevar el material caliente hacia zonas de poca profundidad, y el material con menor temperatura es transportado hacia zonas con mayor profundidad. “No hay coincidencia entre los límites de las placas y los continentales; una sola placa puede contener completa o parcialmente continentes y áreas oceánicas”. (Gutiérrez y Colaboradores; 2001:7)

Se pueden presentar tres tipos de movimientos en los límites entre placas:

- a) Divergentes: es cuando las placas se están separando, ejemplo las cordilleras oceánicas.

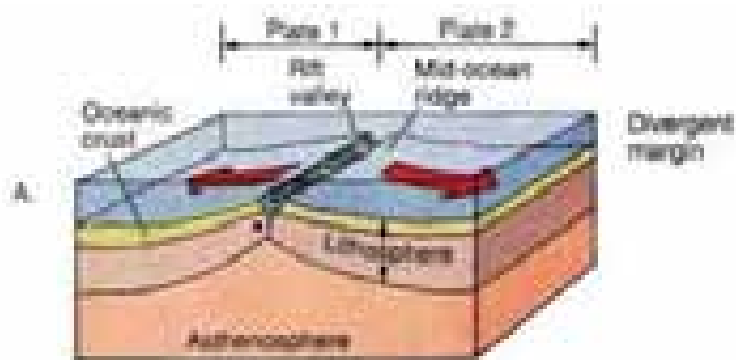


Imagen 1.4: Placas Divergentes

Fuente: rincongeologico.iespana.es/volcanes%20y%20ter...

- b) Convergentes: cuando una placa se introduce debajo de la otra, o cuando chocan entre sí, ejemplos la placa de Cocos bajo la placa Norteamérica de la costa occidental de México, o la colisión de las placas Indoaustraliana y Euroasiática, esto última es la causa de la cadena montañosa del Himalaya.



Imagen 1.5: Placas Convergentes (subducción y colisión)

Fuente: rincongeologico.iespana.es/volcanes%20y%20ter...

- c) De transformación o transcurrentes, cuando se desplazan lateralmente una de otra, ejemplo la falla de San Andrés que cruza el estado de California y parte del norte de la península de Baja California.

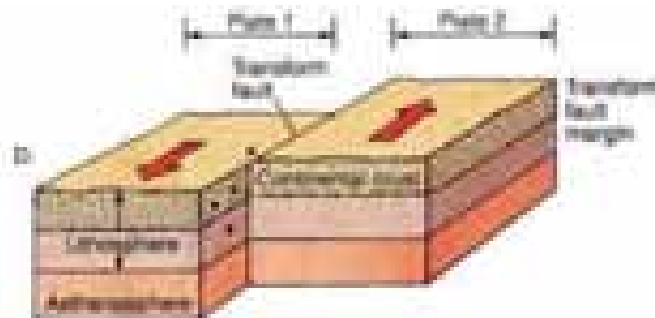


Imagen 1.6: Placas Transformación

Fuente: rincongeologico.iespana.es/volcanes%20y%20ter...

1.3 Ondas Sísmicas.

Las ondas sísmicas son las fuerzas friccionantes vencidas o esfuerzos que superan la resistencia de la roca, generando la ruptura y liberación de energía acumulada, esta se propaga en todas direcciones en forma de onda, a través del medio sólido de la tierra.

Existen tres tipos de ondas sísmicas que son: las ondas primarias (p), las secundarias (s), estas dos son también llamadas ondas internas o de cuerpo debido a que se propagan en todas direcciones en el interior de la tierra, y el tercer tipo de onda son las llamadas superficiales.

La onda primaria también llamadas principales o de dilatación, es la que comprime y expande la roca en la misma dirección de su trayectoria, su velocidad varía entre 1100 y 8000 m/s según el tipo de roca, tiene la capacidad de propagarse a través de sólidos y líquidos, por ejemplo el magma y los océanos. Se puede transmitir a la atmosfera por medio de ruido. El retumbo de esta onda es la consecuencia del vibrado en ventanas y muros.

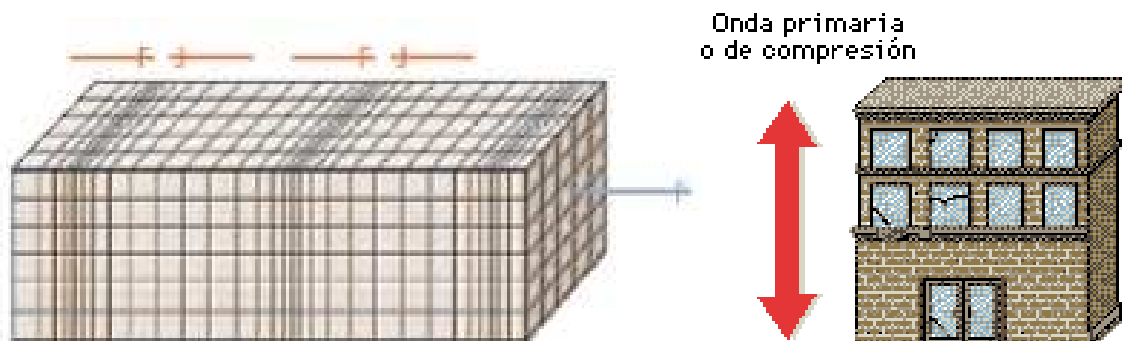


Imagen 1.7: Onda Primaria (onda p) y ejemplo.

Fuente: www.kalipedia.com/kalipediamedia/cienciasnat. Enciclopedia Encarta, ©Microsoft Corporation.

La segunda onda es la secundaria o de cortante, tienen como característica principal que mientras se propaga en un sentido, deforma el material en el otro sentido de su trayectoria, por esta causa no se transmite en los fluidos. Su velocidad es menor la onda varía entre 500 y 4400 m/s. Esta onda es la responsable de daños en construcciones debido a su movimiento vertical y horizontal en todas las direcciones.

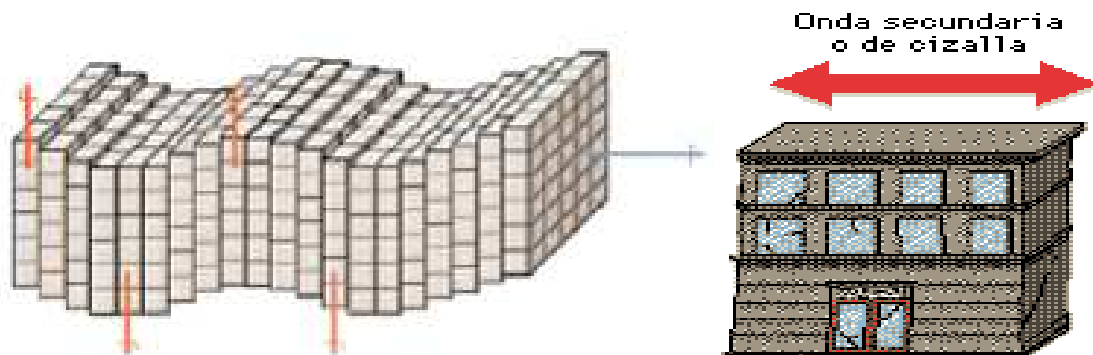


Imagen 1.8: Onda Secundaria (onda s) y ejemplo.

Fuente: www.kalipedia.com/kalipediamedia/cienciasnat. Enciclopedia Encarta, ©Microsoft Corporation.

Las ondas superficiales son las que se propagan en la parte superior de la corteza terrestre, a mayor profundidad menor amplitud a su movimiento. Estas se clasifican a su vez en: ondas Love y Rayleigh.

Ondas Love, deforman la roca de manera similar a las ondas s, pero su propagación es en sentido horizontal. Causan daños en tuberías, vías férreas, etc.

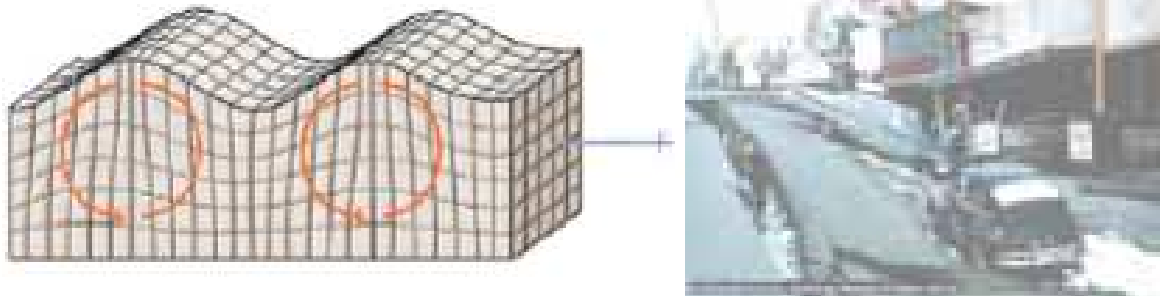


Imagen 1.9: Onda Love, ejemplo Terremoto en Alaska

Fuente: www.kalipedia.com/kalipediamedia/cienciasnat. Enciclopedia Encarta, ©Microsoft Corporation.

Ondas Rayleigh, su movimiento es vertical similar a las olas marinas. Generalmente son las que provocan mayor daño de todas las ondas a causa de su movimiento, y suelen afectar a las cimentaciones de las estructuras.

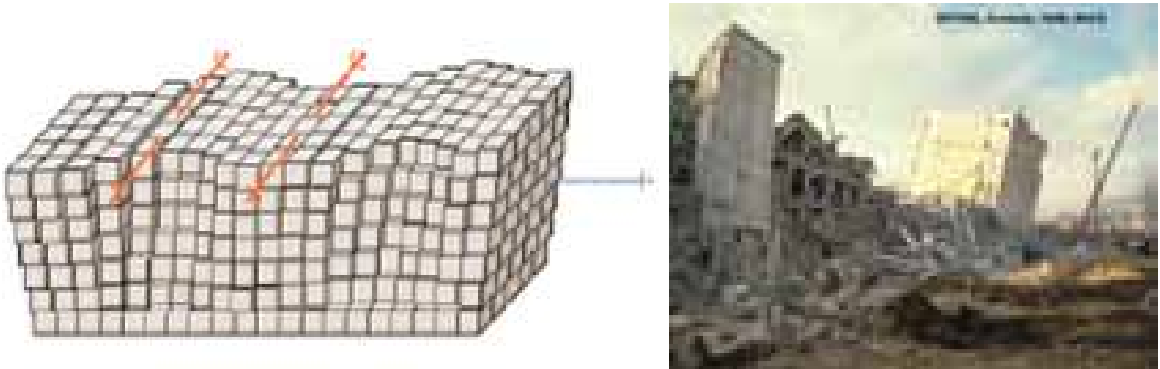


Imagen 1.10: Onda Rayleigh, ejemplo Terremoto Spitak, Arménie,1988.

Fuente: www.kalipedia.com/kalipediamedia/cienciasnat. www.ucm.es/info/Geofis/g-sismolo/Terremoto.jpg

1.4 Localización y medida de un Sismo.

Para identificar el epicentro de un sismo se requiere de contar con estaciones sismológicas para poder ubicar puntos cerca de las fallas geológicas. Por medio de sismógrafos se detectan las vibraciones a causa de las ondas sísmicas, las ondas que se aprecian son las p y s las cuales llegan a diferentes velocidades debido a sus características, por lo tanto se calcula la diferencia de tiempo en segundos de llegada, multiplicada por 8 y de esta manera saber la distancia en kilómetros aproximada al epicentro.

De acuerdo a lo anterior sólo se cuenta con la distancia del epicentro, por lo que se hace necesario saber la dirección, para esto se requiere de por lo menos 3 estaciones en diferente posición para la ubicación de otras distancias. Se trazan círculos de radio igual a la distancia epicentral y el área o el punto de intercepción es el epicentro.

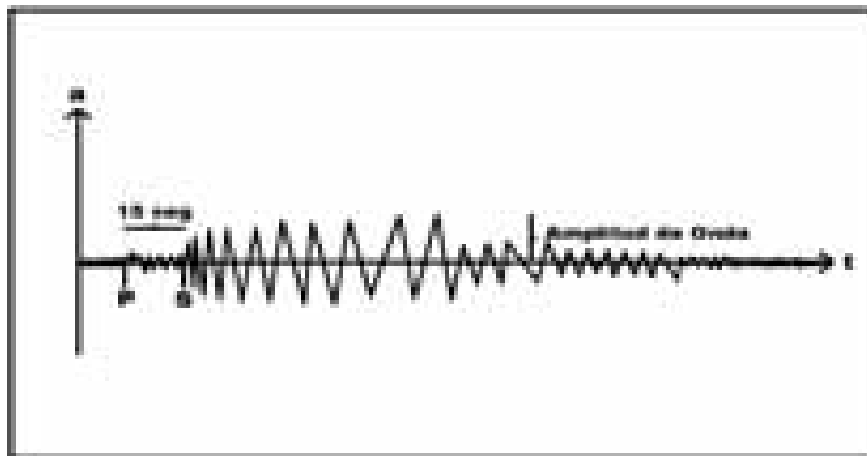


Figura 1.1: Gráfica de Vibraciones de Ondas Sísmicas.

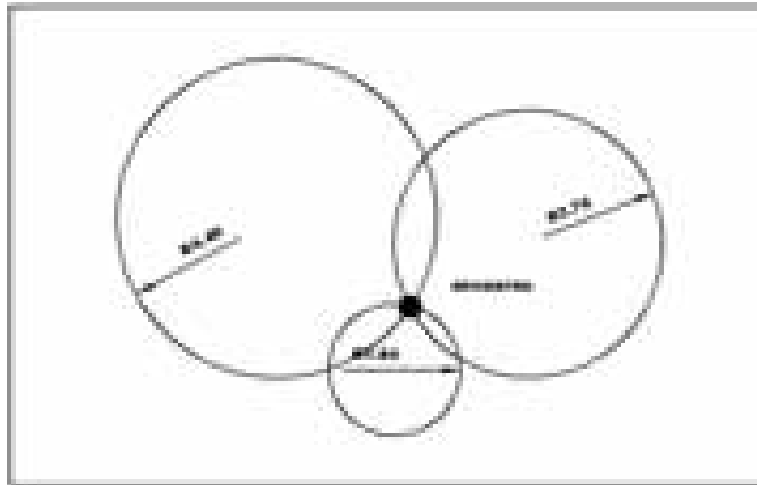


Figura 1.2: Gráfica de Epicentro.

Según Bazán/Meli (2000), para medir el tamaño de un sismo se utiliza la magnitud, su objetivo es medir la energía liberada por un temblor y su potencial destructiva.

La escala más común es la de Richter también llamada magnitud local ML , ésta escala fue propuesta para sismos en California, empleando un sismógrafo en particular. Por esta razón algunos autores han propuesto escalas basadas en registros de los diferentes tipos de ondas que hay. Pero no dejen de tener limitaciones, debido a ciertas características y se saturan, ya no pueden avanzar después de llegar a valores de 8 aunque siga aumentando el temblor.

Debido a lo anterior los sismólogos han desarrollado una medida más efectiva de la energía disipada por un sismo esta se conoce como momento sísmico M_0 , este se define por el producto de la rigidez a cortante de la corteza terrestre por el área de ruptura y por el deslizamiento de la falla que genera el temblor. Una manera de

relacionar el momento sísmico con las escalas de magnitud, Hanks y Kanamori han definido una nueva escala con base en la fórmula:

$$M = \frac{2 (\log M_0)}{3 - 10.7} \quad (1.1)$$

donde:

\log = se toma en base 10.

M_0 = esta dada en dinas-cm.

M = magnitud de momento sísmico.

Esta escala tiene tendencia universal, debido a que tienen características para medir grandes sismos y no tiene base en ninguna onda sísmica. Esta ecuación tiene errores de un décimo aproximadamente, por lo tanto, ayuda a precisar la magnitud y así determinar la destructividad de un temblor.

De acuerdo a su magnitud se pueden deducir los daños, menores de 3 son sismos instrumentales son difíciles de percibir. Los menores de 5 por lo general no producen daño, al menos cuando son superficiales o están cerca del epicentro. Los que están entre 5 y 7 causan daños en zonas pequeñas, de acuerdo al incremento de la magnitud aumenta la zona afectada y la violencia del sismo.

Para los ingenieros no es tan importante la magnitud del sismo como los efectos en los lugares donde existen edificaciones o donde se van a construir. Esto es la severidad de la energía sísmica que sufre el lugar, esta es una característica de los sismos se le llama intensidad. Cabe mencionar que un mismo sismo tiene una magnitud, pero puede tener diferentes intensidades, dependiendo del sitio del

registro. Esto es entre más se aleja del epicentro la intensidad disminuye, mientras que para una distancia epicentral los sismos tienen mayor magnitud.

Las escalas para medir la intensidad tampoco son universales. Las escalas mas utilizadas son de tipo instrumental donde su base esta en función de la aceleración máxima del terreno en el sitio interés. Debido a esta limitaciones la mayoría de las veces no se puede contar con instrumentos colocados precisamente en el sitio donde es importante conocer su intensidad, por lo tanto se acude a utilizar escalas del tipo cualitativo donde su base son los daños producidos.

La escala de Mercalli Modificada es la más utilizada para medir intensidades. Esta escala tiene valores entre I y XII, cuando son de IV o menores no tienen daño estructural y cuando es la intensidad de X tiene una destrucción total. Otra de sus limitaciones en esta escala es que solo toma en cuenta a los edificios de la zona afectada.

Escala de Mercalli	Escala de Richter
I. Casi nadie lo ha sentido.	2.5 En general no sentido, pero registrado en los sismógrafos.
II. Pocos personas lo han sentido.	3.0 Sentido por mucha gente.
III. También sentido por mucha gente que, sin embargo, no mucha tiene cuenta de que es un terremoto.	3.5
IV. Se ha sentido en el interior de los edificios por mucha gente. Parece un temblor que ha golpeado el edificio.	4.0 Pueden producirse algunos daños locales pequeños.
V. Sentido por casi todos, mucha gente se despierta. Pueden verse árboles o postes sacudidos.	4.5 Terremoto destructivo.
VI. Sentido por todos, mucha gente corre fuera de los edificios. Los muebles se mueven, pueden producirse pequeños daños.	5.0 Terremoto importante.
VII. Todo el mundo corre fuera de los edificios. Las estructuras más robustas quedan muy dañadas, pequeños daños en el suelo.	5.5 Grandes terremotos de más.
VIII. Las construcciones especialmente pesadas dañadas ligeramente, las otras se derrumban.	
IX. Todos los edificios muy dañados, desplazan en las montañas construcciones grandes apreciadas en el suelo.	
X. Muchas construcciones destruidas, suelo muy agrietado.	
XI. Terremoto de casi todos las construcciones. Muchas destruidas grandes muy amplias en el suelo.	
XII. Desplazamiento total de las construcciones sobre la superficie del suelo, los objetos se levantan y volar.	

Imagen 1.11: Escalas Sísmicas: Mercalli y Richter

Fuente: Enciclopedia Encarta, ©Microsoft Corporation.

1.5 Instrumentos de registro.

Existen principalmente dos tipos de instrumentos para medir los sismos, estos son: los sismógrafos y los acelerógrafos.

Su forma de operar es el mismo para los dos y consiste en una masa sujeta por un resorte y un amortiguador, el cual permite que este en reposo con respecto al movimiento del terreno, y si a esta masa se le sujeta un lápiz el cual en un papel pagado a un disco girando a una velocidad constante, pueda registrar así el movimiento del suelo.

Los sismógrafos son utilizados para determinar los epicentros y mecanismos focales. Se caracterizan por su alta sensibilidad, esto es ampliar decenas o centenas de veces la velocidad del terreno, esto es con un sismo muy pequeño y con uno a larga distancia, por lo contrario cuando el sismo es muy fuerte y esta a una distancia muy corta este no tiene capacidad para registrarlo completo, debido a que su sensibilidad tiende a saturarse.



Imagen 1.12: Sismógrafo

Fuente: Enciclopedia Encarta, ©Microsoft Corporation.

Los acelerógrafos son los que determinan la variación de las aceleraciones con el tiempo de acuerdo al sitio de colocación. Estos tienen tres sensores de registro de aceleraciones los cuales son dos en sentido horizontal y el otro en sentido vertical. “Los parámetros más importantes para definir la intensidad del movimiento y sus efectos en las estructuras son la aceleración máxima, expresada generalmente como fracción de la gravedad, la duración de la fase intensa el movimiento, y el contenido de frecuencias”. (Bazán/Meli; 2000:21)



Imagen 1.13: Acelerógrafo CMG-5TD

Fuente: www.ampere.com.mx/fotos/cm5td.jpg

1.6 Sismicidad en México.

Es importante indicar que alrededor del 5% de la energía sísmica mundial ocurren en México, las principales fuentes sísmicas son:

Zona de Subducción: en esta zona ocurren la mayor parte de los sismos y de mayor magnitud, y con poca profundidad. Los sismos que ocurren a lo largo de costa del Pacífico, entre Jalisco y Chiapas, son causados por el proceso de subducción de la placa de Cocos y la Rivera debajo de la placa de Norteamérica.

Zona de Transformación: esta zona está ubicada en el norte del país en la península de Baja California. Los sismos que se generan son debido al movimiento relativo entre la placa del Pacífico y de Norteamérica y es una extensión de la falla de San Andrés.

Zona de Temblores de Fallamiento Normal: los sismos que se presentan en esta zona son de profundidad intermedia. Estos ocurren dentro del continente en lugares cercanos a la costa.

Estos temblores se presentan debajo de la zona de contacto entre las placas de Cocos y de Norteamérica a causa del esfuerzo gravitacional de la placa Cocos.

Los Sismos de fallamiento normal son de menor magnitud y ocurren con menor frecuencia que los de subducción, pero llegan a causar daños importantes debido a la cercanía de las poblaciones.

Zona de Fallas Locales: los temblores se presentan en el interior de la placa de Norteamérica como consecuencia de rompimientos de la corteza en zonas débiles, causados por los esfuerzos que se producen dentro de la placa. Su magnitud y frecuencia es menor en comparación a los demás, pero al ocurrir dentro del continente suelen ser catastróficos para las poblaciones cerca del epicentro.

Existe un sistema de fallas que dan origen a este tipo de sismos, su ubicación va desde Acambay en el estado de México hasta el Lago de Pátzcuaro, a causa de un temblor generó destrucciones en esta población de Pátzcuaro a principios del siglo pasado.



Imagen 1.14: Fuentes Sísmicas en México.

Fuente: www.kalipedia.com/kalipediamedia/geografia/me...

En base a estudios estadísticos y geofísicos en México se considera que el próximo temblor importante ocurrirá en las Costas de Guerrero. En esta región se tienen un tiempo de quietud sísmica mayor al periodo de retorno estimado. A estos lugares de quietud sísmica se les conoce como brechas sísmicas.



Imagen 1.15: Falla de San Andrés, California.

Fuente: Enciclopedia Encarta, Francois Gohier / Photo Researchers, Inc.

1.7 Efectos Sísmicos en los Edificios.

De acuerdo Bazán/Meli (2000), el movimiento sísmico que se da en el suelo se transmite a la base de los edificios de la misma manera que el suelo, pero en el cuerpo o masa del edificio se oponen fuerzas al movimiento que se da en su base y por lo tanto se generan fuerzas de inercia que ponen en riesgo la estabilidad de la estructura.

Los movimientos del suelo son el sentido vertical y horizontal, siendo los primeros los más críticos.

La flexibilidad que presenta una estructura ante las fuerzas de inercia que actúan en ella no solo son causa de la intensidad, si no también las propiedades que la constituyen influyen. Las fuerzas que actúan son proporcionales a la masa de la estructura y otras son causa de propiedades dinámicas que definen su forma de vibrar.

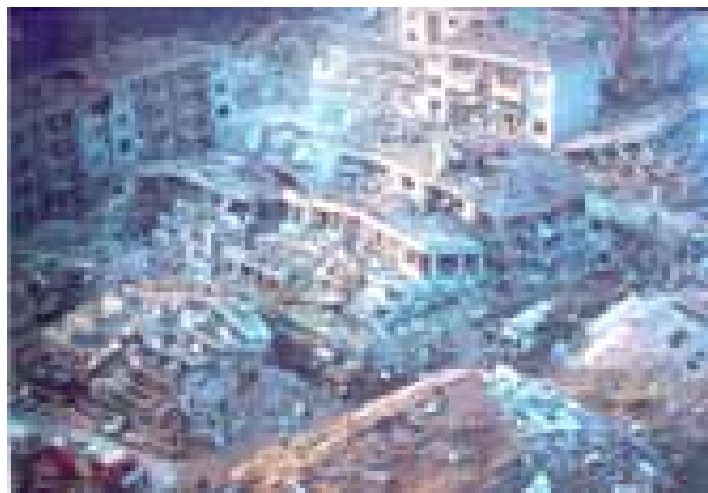


Imagen 1.16: Terremoto

Fuente: www2.uah.es/.../imágenes/terremoto3.jpg

CAPÍTULO 2

CRITERIOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL

El diseño estructural es un tanto complejo de explicar por la infinidad de variables que intervienen en su proceso. Se piensa que el describir el procedimiento de diseño es su mejor definición.

“El diseño estructural es un conjunto de actividades a desarrollar para determinar las características geométricas y mecánicas que una estructura debe tener para garantizar que soportará las cargas a las que va a estar sujeta en las diferentes etapas de su vida útil sin sufrir daño alguno.” (Navarro y Colaboradores; 2004:2)

“Una estructura es un sistema global integrado por un conjunto de subsistemas que se combinan para cumplir una función. Todos estos subsistemas deben interactuar adecuadamente, por lo que se hace necesario tomar en cuenta la relación entre ellos”. (Navarro y Colaboradores; 2004:2)

El objetivo del diseño es producir estructuras con una función determinada, incluyendo un grado de seguridad razonable, un comportamiento adecuado en condiciones normales de servicio, así como ofrecer comodidad, economía y estética.

De acuerdo con De buen y Colaboradores (2003), el diseño de cualquier estructura implica cumplir con una capacidad, la cual depende de la resistencia de los elementos que la conforman, y para ello es necesario tomar en cuenta la forma

de aplicación de las solicitaciones. Teniendo en cuenta fenómenos como el impacto y la fatiga.

La forma de falla es otro elemento importante, que es necesario tomar en cuenta, tratando de evitar la falla frágil y procurar que se presenten fallas dúctiles, esto es que se presenten deformaciones considerables antes de llegar al colapso.

Regularmente, cuando se dice que falla un elemento se piensa en el colapso, pero lo que realmente significa es todo aquel comportamiento distinto al esperado en el diseño. Por ejemplo: agrietamiento en losas, muros, trabes, flechas, asentamientos mayores a los permisibles, columnas desplomadas, vibraciones excesivas, etc.

Otros factores que se pueden presentar aunque sean poco comunes son la inestabilidad y el volteo. Existe riesgo de inestabilidad en estructuras muy esbeltas en las que se alcance su resistencia máxima. Así mismo, en estructuras sujetas a cargas horizontales (viento, sismo, empujes de tierra o líquido, etc.) el riesgo de que se presente el volteo en la base o en algún punto intermedio puede ser una consideración crítica.

2.1 Proceso de Diseño Estructural.

De acuerdo con Meli (2001), el diseño estructural se puede dividir en tres etapas que son: estructuración, análisis y dimensionamiento.

1.- Estructuración: consiste en determinar los materiales de los elementos que forman la estructura, y de esta manera determinar el peso y las resistencias de la edificación, así como la forma que adoptará para cumplir con su función.

2.- Análisis: es la parte donde se determina la respuesta de la estructura debido a las acciones o cargas que estará sometida, se divide en los siguientes pasos:

- a) Modelación de la estructura: se idealiza la estructura en un modelo teórico, se procede a realizar un análisis en el que se requiere definir las propiedades de los materiales y características geométricas de las secciones. Los modelos para estructuras como puentes y edificios son: vigas, columnas, losas, armaduras, etc., los cuales unidos o combinados forman marcos, vigas continuas, etc.
- b) Determinación de las acciones de diseño: consiste en determinar las acciones que actuarán sobre la estructura. Se requiere conocer los sistemas constructivos, el peso de los materiales, la ubicación de la estructura, en fin, la información suficiente para determinar las solicitaciones eventuales o permanentes a las que estará sujeta la edificación; para ello se hace necesario consultar los códigos y reglamentos.
- c) Determinación de los elementos mecánicos de diseño: se aplican métodos de cálculo para determinar las fuerzas internas o elementos

mecánicos, como son fuerzas axiales, cortantes, momentos flexionantes y torsión, a los que estarán sujetos los elementos estructurales como son vigas, columnas, etc. Es importante evaluar las acciones y el modelo de la estructura lo más aproximado posible a la estructura real.

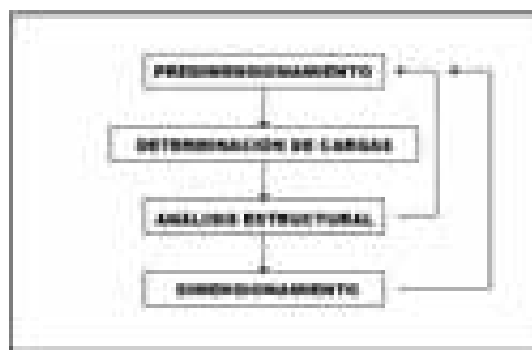
3.- Dimensionamiento: en esta etapa se obtienen las dimensiones de los elementos estructurales, además de verificar que cumplan con los requisitos de seguridad. Después los resultados se describen en planos constructivos con sus especificaciones correspondientes.

Los resultados del diseño deben respaldar un comportamiento adecuado en condiciones de servicio, con una seguridad adecuada contra la ocurrencia de falla, así como el aprovechamiento de los materiales y técnicas de construcción.

Para garantizar que la respuesta de la estructura sea adecuada debe estar comprendida dentro de valores límites, para lo cual se establece el concepto de estado límite que considera lo siguiente:

- a) Estado límite de falla: consiste en determinar la seguridad de la estructura en situaciones de falla parcial o total.
- b) Estado límite de servicio: relaciona las situaciones que afectan el funcionamiento de la estructura, esto es no ponen en riesgo la estabilidad como son deformaciones, vibraciones, etc. causan inseguridad pero no afectan en su uso.

Cabe mencionar que la respuesta de la estructura depende de las dimensiones de sus elementos, por lo que para realizar el análisis se hace un predimensionamiento. Si la respuesta es satisfactoria se dejan las dimensiones y si no es así se corrigen. Por lo tanto, se puede decir que el diseño estructural nos lleva al siguiente proceso iterativo:



Cuadro 2.1: Proceso de Diseño de una Estructura.

Para realizar el proceso anterior se requiere de la aplicación de criterios, los cuales se explican en el siguiente apartado.

2.2 Criterios de Diseño.

2.2.1 Diseño por medio de modelos.

De acuerdo con De buen y Colaboradores (2003), la mejor manera de diseñar una estructura es a través de un modelo a escala natural, comprobando su comportamiento al aplicar combinaciones de cargas o solicitaciones las cuales tendrá realmente. Se cree que este método fue utilizado en la antigüedad, y que a través del tiempo se fueron desarrollando nuevos procedimientos mejorados.

“El comportamiento del prototipo puede deducirse del comportamiento del modelo, teniendo en cuenta los principios de similitud que establece la teoría de los modelos.” (De Buen y Colaboradores; 2003:8)

Es importante tomar en cuenta que el modelo debe resistir cargas mayores a las estimadas que deberá soportar en condiciones de servicio, estos valores deben estar comprendidos con los límites admisibles. Según el comportamiento, se hacen las modificaciones necesarias para lograr que la respuesta sea satisfactoria.

Se aprecia que el método es preciso pero tiene limitaciones, sobre todo en el empleo de los materiales, que son diferentes a los de modelos naturales, y es costoso, por lo que sólo suelen emplearse para construcciones de gran importancia.

2.2.2 Método de los esfuerzos de trabajo.

El método de esfuerzos de trabajo es un procedimiento analítico que se desarrolla de la siguiente manera:

Se determinan mediante un análisis elástico las acciones internas (cargas axiales, momentos, fuerzas cortantes y torsiones) en los elementos de la estructura, inducidas por las cargas de servicio.

Luego, se calculan los esfuerzos producidos por las fuerzas en los elementos, comparándose con los esfuerzos permisibles que puede soportar el material del que está hecha la estructura.

Se debe cumplir con:

$$\textit{Esfuerzo de Trabajo} \leq \textit{Esfuerzo Permisible}$$

Si no se cumple se modifican las dimensiones o las propiedades del material de los elementos de la estructura hasta que pasen.

Este método es razonable cuando los materiales de la estructura tienen un comportamiento elástico, pero cuando son de naturaleza inelástica, como lo es el concreto reforzado se dice que tiene limitaciones. “no se permite diseñar con un criterio uniforme de seguridad, puesto que el mantener una determinada relación entre los esfuerzos de rotura y los permisibles no es garantía de que exista la misma relación entre las resistencias últimas y las solicitaciones de trabajo.” (De Buen y Colaboradores; 2003:9)

2.2.3 Método Plástico o de resistencia última.

De acuerdo con Meli (2001), el objetivo del diseño estructural es el mantenerse la estructura dentro de los estados límite, tanto de falla como de servicio, porque para evitar rebasar el estado límite de falla se requiere utilizar factores de seguridad.

Estos factores de seguridad se determinan en los reglamentos de diseño para los casos más usuales. Sin embargo, para estructuras que difieren de lo usual es conveniente emplear factores de seguridad mayores en base al criterio del diseñador.

“Si se maneja adecuadamente el concepto de resistencia y el de acción, se podría llegar a diseñar con un factor de seguridad óptimo (FS).” (Navarro y Colaboradores; 2004:6)

$$FS = \frac{R}{S} \quad (2.1)$$

donde:

R = Valor de la resistencia esperada

S = Valor de la acción o carga de servicio.

El uso de un factor de seguridad causa incertidumbre debido a las variables y otros aspectos empleados en el diseño.

“Los reglamentos manejan las incertidumbres en la resistencia a través de factores de reducción aplicados a los esfuerzos de los materiales y las incertidumbres en las acciones o cargas, mediante los llamados factores de carga.” (Navarro y Colaboradores; 2004:6)

El criterio de diseño por resistencia última, es un procedimiento para determinar los elementos mecánicos mediante un análisis elástico, y calcular la resistencia de los miembros de la estructura ante cada uno de estos elementos cumpliendo con lo siguiente:

$$F_R (R) > F_C (S) \quad (2.2)$$

donde: F_R = Factor de reducción de resistencia

F_C = Factor de carga

Estos factores F_C y F_R los cuales afectan tanto las resistencias como las solicitaciones, tienen la finalidad de tener un rango de seguridad, tanto en la resistencia del elemento y en el valor de la carga esperada.

Este criterio de diseño es el que actualmente se usa en los reglamentos de diseño en México. Este método permite tener una idea de la seguridad a la falla de las secciones de manera individual. El dimensionamiento plástico no requiere del uso del módulo de elasticidad, lo cual es una incertidumbre al emplear concreto reforzado en las estructuras.

2.2.3.1 Factores de carga.

El Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (2004) establece los siguientes factores de carga:

- a) Para combinaciones que incluyan exclusivamente acciones permanentes y variables, el factor de carga, F_C , será de 1.4, excepto en estructuras que soporten pisos en los que pueda haber normalmente aglomeración de personas, o en construcciones que contengan equipo sumamente valioso, caso en el cual el factor de carga será de 1.5.
- b) Para combinaciones de acciones que incluyan una accidental, como viento o sismo, además de las acciones permanentes y variables, el factor de carga, F_C , será de 1.1.

- c) Para acciones cuyo efecto sea favorable a la resistencia o estabilidad de la estructura, se tomará un factor de carga, F_c , de 0.9. En estos casos, como ya se explicó anteriormente, se utiliza la carga nominal mínima.
- d) En la revisión de estados límite de servicio se tomará un factor de carga igual a uno.

2.2.3.2 Factores de resistencia.

Las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (2004), mencionan que las resistencias deben afectarse por un factor de reducción, F_R . Con las excepciones indicadas en el texto de las Normas, los factores de resistencia tendrán los valores siguientes:

- a) $F_R = 0.9$ para flexión.
- b) $F_R = 0.8$ para cortante y torsión.
- c) $F_R = 0.7$ para transmisión de flexión y cortante en losas o zapatas.
- d) Flexocompresión:
 - $F_R = 0.8$ cuando el núcleo esté confinado.
 - $F_R = 0.8$ cuando el elemento falle en tensión;
 - $F_R = 0.7$ si el núcleo no está confinado y la falla es en compresión; y
- e) $F_R = 0.7$ para aplastamiento.

2.2.4 Métodos basados en el análisis al límite.

En los métodos anteriores, el diseño de los elementos se basa en un análisis elástico es decir, se propone que el material tendrá un comportamiento elástico ideal, esto se cumple si una estructura agota su resistencia cuando cualquiera de las secciones de sus elementos alcanza su máxima capacidad de carga.

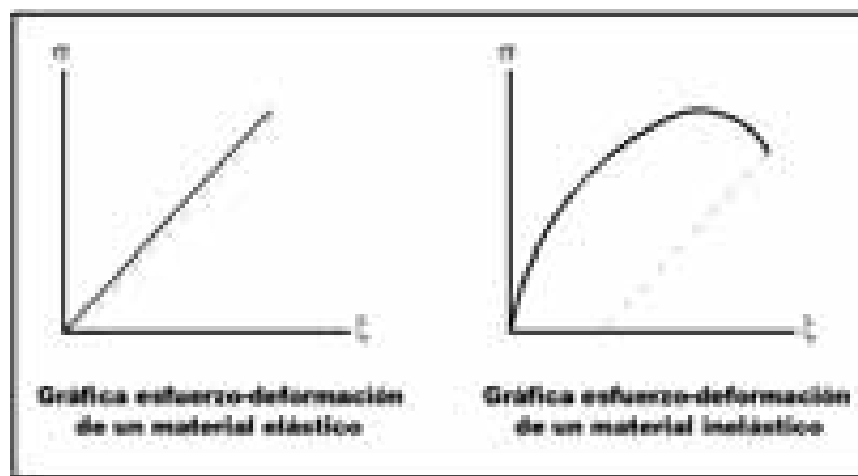


Figura 2.1: Gráficas esfuerzo-deformación de material elástico e inelástico.

Sin embargo, de acuerdo con De buen y Colaboradores (2003), los métodos de análisis al límite, proponen utilizar para el diseño, la resistencia máxima tanto del material como de la estructura en conjunto. Esto ocurre cuando se tiene un material elastoplástico como muchos de los materiales usados en la construcción, la estructura puede seguir admitiendo incrementos de carga, aunque algunas de sus secciones hayan alcanzado su resistencia máxima, pues la naturaleza inelástica de los materiales le permite seguirse deformando sin llegar a la falla. Cuando esta situación pasa se dice que se presentan articulaciones plásticas.

Este método no ha tenido mucha aceptación, debido a que suele ser complejo. Pues es difícil definir en el análisis el comportamiento inelástico de los materiales, además de complicarse proponer el número de articulaciones plásticas que puedan presentar la estructura sin poner en riesgo su estabilidad.

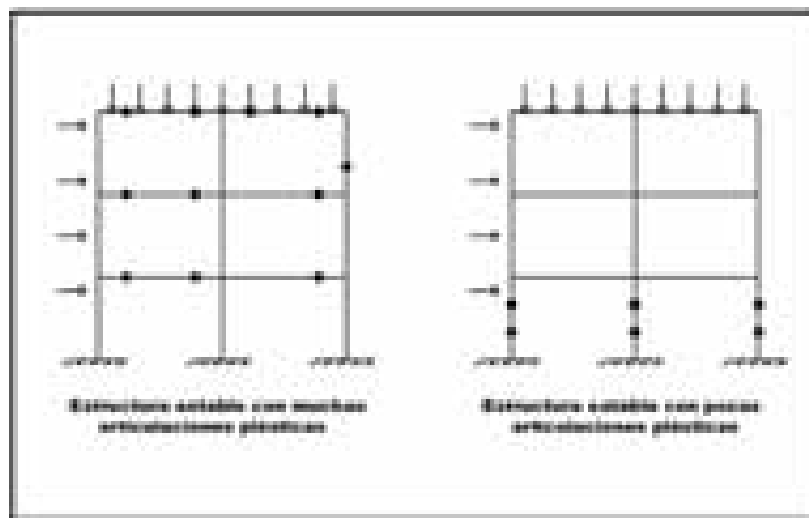


Figura 2.2: Estructura estable con muchas y pocas articulaciones.

2.3 Criterios de Diseño Sísmico.

A causa los diferentes daños que han sufrido las estructuras debido a la ocurrencia de sismos de gran magnitud, se ha optado por utilizar el diseño sísmico.

Los colapsos de estructuras han sido por diferentes motivos, entre los cuales destacan: la insuficiente resistencia de elementos verticales ante carga lateral, la capacidad de deformación o ductilidad, las fallas en las conexiones, la presencia de estabilidad y el volteo en estructuras, la presencia de fallas por cortante, entre otras.

El diseño sísmico tiene por objetivo analizar, diseñar y detallar las estructuras, para tener un comportamiento adecuado dentro del campo inelástico ante la ocurrencia de un sismo de diseño, y de esta manera salvaguardar la vida humana.

Los reglamentos actuales de diseño establecen que: se debe evitar el colapso, pero aceptar daños ante un sismo severo que tiene poca probabilidad de presentarse durante la vida útil, y evitar daños ante sismos moderados con probabilidad significativa de presentarse en este lapso.

2.3.1 Método de diseño por desempeño.

Los grandes daños que han sufrido las estructuras durante sismos ocurridos en las últimas décadas, Ciudad de México (1985), Northridge (1994), Kobe (1995), etc., han puesto en evidencia las deficiencias de los actuales métodos de diseño.

Investigadores de ingeniería sísmica se han dado la tarea de dos temas: adoptar una nueva filosofía de diseño conocida como diseño por desempeño y el estudio de dispositivos de protección sísmica llamados disipadores de energía.

De acuerdo con Aguilar (2001), el diseño basado en el desempeño sísmico consiste en la selección de esquemas de evaluación que permitan el dimensionamiento y detallado de los componentes estructurales, no estructurales y del contenido, de manera que para un movimiento especificado y con diferentes niveles de confiabilidad, la estructura dañada debe estar dentro de los límites permisibles.

Su objetivo es diseñar, construir y mantener edificaciones que sean capaces de presentar un desempeño predecible, cuando son afectadas por sismos. El desempeño se cuantifica en términos de la cantidad de daño sufrido en las estructuras por un movimiento sísmico y el impacto en las actividades después del evento.

El desarrollo del comportamiento esperado en una edificación consta de tres fases: fase conceptual, fase numérica y fase de implementación.

Dentro de la primera fase conceptual, el desempeño sísmico se establece con tres conceptos fundamentales: el nivel de desempeño, el nivel de amenaza y el desempeño esperado de la edificación.

2.3.1.1 Nivel de desempeño.

El nivel de desempeño representa una condición límite o permisible en función de los daños físicos que presenta la estructura, la seguridad de los habitantes de la edificación y la funcionalidad después del sismo.

Se han destacado dos propuestas: el Comité VISION 2000 (SEAOC, 1995) y el ATC (1996). La primera se enfoca a términos de significación pública como impacto en ocupantes, usuarios y en términos técnicos ingenieriles como extensión del deterioro, degradación de elementos estructurales o no estructurales. La segunda considera la extensión del daño, donde se consideran los elementos estructurales, los no estructurales y su contenido en función de la estructura.

2.3.1.1.1 Propuesta VISION 2000 (SEAOC, 1995).

Se definen cuatro niveles de desempeño:

A.- **Totalmente Operacional.** Nivel de desempeño en el cual no ocurren daños. Las consecuencias sobre los usuarios de las instalaciones son despreciables. La edificación permanece totalmente segura para sus ocupantes. Todo el contenido y los servicios de la edificación permanecen funcionales y disponibles para su uso. En general no se requieren reparaciones.

B.- **Operacional.** Nivel de desempeño en el cual ocurren daños moderados en elementos no estructurales y en el contenido de la edificación, e incluso algunos daños ligeros en elementos estructurales. El daño es limitado y no compromete la seguridad de la edificación que debería permanecer disponible para cumplir con sus funciones normales inmediatamente después del sismo, aunque los daños en elementos no estructurales y contenido, puede interrumpir parcialmente algunas funciones. En general, se requieren algunas reparaciones menores.

C.- **Seguridad.** Nivel de desempeño en el cual ocurren daños moderados en elementos estructurales, no estructurales y en el contenido de la edificación. Degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema. Interrupción de servicios eléctricos, mecánicos y perturbación de las vías de escape de la edificación. Las instalaciones quedan fuera de servicio y el edificio probablemente requerirá reparaciones importantes.

D.- **Pre-Colapso.** Nivel de desempeño en el cual la degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema compromete la estabilidad de la estructura aproximándose al colapso estructural. Interrupción de servicios y vías de escape. La edificación es completamente insegura para sus ocupantes y la extensión de las reparaciones puede resultar no factible técnica o económicamente.

A continuación se presenta un resumen de las principales características asociadas a los niveles de desempeño mencionados.

Estado de daño	Nivel de Desempeño	Características principales
Despreciable	Totalmente Operacional.	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Las instalaciones continúan prestando sus servicios y funciones después del sismo.
Ligero	Operacional.	Daños ligeros. Las instalaciones esenciales continúan en servicio y las no esenciales pueden sufrir interrupciones de inmediata recuperación.
Moderado	Seguridad.	Daños moderados. La estructura sufre daños pero permanece estable. Seguridad de ocupantes. Algunos elementos no estructurales pueden dañarse.
Severo	Pre-colapso.	Daño estructural severo, en la proximidad del colapso estructural. Falla de elementos no estructurales. Seguridad de ocupantes comprometida.
Completo	Colapso.	Colapso estructural.

Tabla 2.1: Estados de daño y niveles de desempeño (SEAOC, 1995)

Fuente: Aguilar (2001).

2.3.1.1.2 Propuesta ATC-40 (1996).

En esta propuesta separa el nivel de desempeño para la estructura y el nivel de desempeño para los componentes no estructurales de manera que su combinación especifica el nivel de desempeño de la edificación.

El nivel de desempeño para una estructura se define en tres estados de daño discreto o límites: inmediata ocupación, seguridad y estabilidad estructural, y dos rangos intermedios: daño controlado y seguridad limitada, los cuales se designan con la abreviación SP-n (Structural Performance, donde n es un número)

SP-1. Inmediata ocupación: el sistema resistente a cargas verticales y laterales permanece prácticamente inalterado, puede haber ocurrido daño estructural muy limitado, el peligro a la vida es despreciable y la edificación se mantiene funcionando en su totalidad.

SP-2. Daño controlado: corresponde a un estado de daño que varía entre las condiciones límite de inmediata ocupación y seguridad. La vida de los ocupantes no está en peligro aunque es posible que sean afectados.

SP-3. Seguridad: puede haber ocurrido daño significativo en la estructura, sin embargo, la mayoría de los elementos estructurales se mantienen. Amenaza a la vida de los ocupantes interiores y exteriores e incluso, puede haber afectados. Costos elevados asociados a las reparaciones estructurales.

SP-4. Seguridad limitada: corresponde a un estado de daño que varía entre las condiciones límite de seguridad y estabilidad estructural, con alto peligro para los ocupantes.

SP-5. Estabilidad estructural: corresponde a un estado de daño en el cual el sistema estructural está en el límite de experimentar un colapso parcial o total. Han sucedido daños sustanciales, con una significativa degradación de rigidez y resistencia del sistema resistente a cargas laterales, aún cuando los componentes del sistema resistente a cargas verticales mantengan la capacidad suficiente para evitar el colapso. Existe un elevado peligro para ocupantes y transeúntes en caso de réplicas. Estas edificaciones requieren reparaciones estructurales significativas.

SP-6. No considerado: no corresponde con un nivel de desempeño de la estructura, sino con una condición en la cual sólo se incluye una evaluación sísmica de los componentes no estructurales. Se limita a considerar el desempeño de los elementos no estructurales.

El nivel de desempeño para los componentes no estructurales, se define en cuatro estados de daño: operacional, inmediata ocupacional, seguridad y amenaza, los cuales se designan con la abreviación NP-n (Nonstructural Performance, donde n designa una letra).

NP-A. Operacional: después del sismo, los sistemas, componentes y elementos no estructurales permanecen sin daño y funcionando. Todos los equipos y

maquinarias deben permanecer operativos aunque algunos servicios externos no estén del todo disponibles.

NP-B. Inmediata ocupacional: los sistemas, componentes y elementos no estructurales permanecen en su sitio, con pequeñas interrupciones que no comprometen o limitan su funcionamiento. Se mantiene un estado de seguridad para los ocupantes.

NP-C. Seguridad: contempla considerable daño en sistemas, componentes y elementos no estructurales, pero sin colapso o interrupciones de los mismos que pueda atentar seriamente contra los ocupantes. No debería haber fallo en los componentes peligrosos, sin embargo, el equipamiento y las máquinas pueden quedar fuera de servicio. Puede haber algunos afectados, el peligro a la vida por los daños en componentes no estructurales es bajo.

NP-D. Amenaza: incluye importante daño en los sistemas, componentes y elementos no estructurales, pero sin colapso de los grandes y pesados elementos que pongan en peligro a grupo de personas. El peligro a la vida por los daños en componentes no estructurales es alto.

NP-E. No considerado: no corresponde con un nivel de desempeño de los componentes no estructurales, sino con una condición en la cual sólo se incluye una evaluación sísmica de los componentes estructurales. Se limita a considerar el desempeño de los elementos estructurales.

En el nivel de desempeño de la edificación, se obtienen de la combinación de los niveles de desempeño de la estructura y de los componentes no estructurales. En la siguiente tabla se muestra las combinaciones destacando cuatro niveles de desempeño: operacional (1-A), inmediata ocupacional (1-B), seguridad (3-C), y estabilidad estructural (5-E), así como otros niveles posibles (2-A, 2-B, etc.). La designación NR corresponde a niveles de desempeño No Recomendables.

	SP-1 Inmediata Ocupación	SP-2 Daño Controlado (rango)	SP-3 Seguridad	SP-4 Seguridad limitada (rango)	SP-5 Estabilidad Estructural	SP-6 No Considerado
1-A Operacional	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
1-B Inmediata Ocupación	1-B Inmediata Ocupación	2-B	2-B	NR	NR	NR
3-C Seguridad	1-C	2-C	3-C Seguridad	4-C	5-C	6-C
4-D Amenaza	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
5-E No Considerado	NR	NR	3-E	4-E	5-E Estabilidad Estructural	No Aplicable

Tabla 2.2: Niveles de desempeño de la edificación (ATC-40, 1996)

Fuente: Aguilar (2001).

Estos niveles de desempeño están asociados a la siguiente descripción:

1-A Operacional: se relaciona básicamente con la funcionalidad. Los daños en componentes estructurales son limitados. Los sistemas y elementos no estructurales permanecen funcionando. Cualquier reparación requerida no perturba ninguna función. Se mantiene la seguridad de los ocupantes. Se mantienen las funciones de

los servicios de la edificación, incluso cuando los externos a la misma no estén disponibles.

1-B Inmediata ocupación: corresponde al criterio más usado para edificaciones esenciales. Los espacios de la edificación, los sistemas y los equipamientos permanecen utilizables. Se mantienen en funcionamiento los servicios primarios. Quizás algunos servicios secundarios presenten pequeñas interrupciones de fácil e inmediata reparación. Se mantiene la seguridad de los ocupantes.

3-C Seguridad vital: corresponde a un estado de daños que presenta una baja probabilidad de atentar contra la vida. Constituye el nivel de desempeño de la edificación que se espera alcanzar con la aplicación de los actuales códigos sísmicos; es decir, que se corresponde a un desempeño equivalente al que se obtendría con la aplicación sistemática de los códigos actuales de diseño sísmico. Se caracteriza por presentar daños limitados en los componentes estructurales y el eventual fallo o volcamiento de los componentes no estructurales, con posibilidad inclusive de fallo en algún elemento peligroso y en alguno de los elementos primarios (servicios de agua, electricidad, etc.) y secundarios (acabados, fachadas, etc.), siempre que no atente contra la vida de los usuarios.

5-E Estabilidad estructural: para este estado de daño prácticamente no queda reserva alguna del sistema resistente a carga lateral que permita soportar una réplica, sólo se mantiene cierta capacidad del sistema resistente a cargas verticales para mantener la estabilidad de la estructura, de manera que el peligro para la vida es muy alto. El nivel de daño estructural implica que no se requiere la revisión de los

componentes no estructurales. El peligro de los ocupantes y transeúntes por el colapso o falla de componentes no estructurales exige el desalojo de la edificación.

2.3.1.2. Desempeño esperado de la edificación.

El desempeño de la edificación es una expresión del comportamiento deseado o de una edificación ante un movimiento sísmico.

El desempeño esperado está relacionado con los niveles de amenaza sísmica que pueden ser de forma probabilística o determinística. El enfoque probabilista se relaciona con la posibilidad de ocurrencia, mientras que el otro enfoque, está determinado como el movimiento máximo esperado para un evento, con magnitud dada y asociado a una fuente específica.

Los movimientos se especifican en términos ingenieriles como el periodo medio de retorno, la probabilidad de excedencia, etc., y se determinan:

$$T = -\frac{t}{\ln(1-p)} \quad (2.3)$$

donde:

T : Periodo medio de retorno, en años.

p : Probabilidad de excedencia.

t : Tiempo de exposición, en años.

2.3.1.2.1 Propuesta VISION 2000.

Se muestran cuatro niveles de amenaza sísmica en la siguiente tabla:

Nivel del movimiento sísmico	Periodo medio de retorno T (años)	Probabilidad de excedencia (p,t)
Frecuente	43 años	50% en 30 años
Ocasional	72 años	50% en 50 años
Raro	475 años	10% en 50 años
Muy Raro	970 años	10% en 100 años

Tabla 2.3: Niveles de movimiento sísmico (SEAOC, 1995)

Fuente: Aguilar (2001).

El desempeño esperado establece los requisitos mínimos sobre el desempeño sísmico ante los diferentes niveles de amenaza:

Instalaciones Básicas		Nivel de Desempeño Sísmico			
		Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad	Colapso
Instalaciones Esenciales/Principales		1	0	0	0
Instalaciones de Seguridad Crítica					
(Desempeño mínimo)					
Nivel del Movimiento Sísmico	Frecuente (T = 43 años)				
	Ocasional (T = 72 años)	2	1	0	0
	Raro (T = 475 años)	3	2	1	0
	Muy Raro (T = 970 años)	-	3	2	1

Tabla 2.4: Niveles recomendados de desempeños esperados (SEAOC, 1995)

Fuente: Aguilar (2001).

2.3.1.2.2 Propuesta ATC-40.

La propuesta ATC-40 (1996) se define tres niveles de amenaza:

- a) Sismo de Servicio (SS): correspondiente a movimientos de baja a moderada intensidad, de ocurrencia frecuente, generalmente asociados con un 50% de probabilidad de ser excedido en un período de 50 años, con un período medio de retorno de aproximadamente 72 años, de manera que puede llegar a ocurrir varias veces durante la vida útil de una edificación. En base a los resultados de peligrosidad típicos de un desplazamiento determinado, este movimiento representa aproximadamente la mitad del nivel de movimiento asociado al sismo de diseño tradicionalmente especificado en los códigos, por tratarse de sismos más frecuentes y de menor severidad.
- b) Sismo de Diseño (SD): correspondiente a movimientos de moderada a severa intensidad, de ocurrencia poco frecuente, generalmente asociados con un 10% de probabilidad de ser excedido en un período de 50 años, con un período medio de retorno de aproximadamente 475 años. Se corresponde con el nivel de movimiento tradicionalmente especificado por la mayoría de los códigos de diseño para especificaciones convencionales y se espera que ocurra al menos una vez en la vida útil de una edificación.
- c) Sismo Máximo (SM): corresponde a movimientos de intensidad entre severos y muy severos, de muy rara ocurrencia, generalmente asociados

con un 5% de probabilidad de ser excedido en un período de 50 años, con un período medio de retorno de aproximadamente 975 años. Se corresponde con el nivel de movimiento tradicionalmente especificado por los códigos de diseño para edificaciones esenciales y representa cerca de 1.25 a 1.5 veces el nivel de movimiento asociado al sismo de diseño tradicionalmente especificados en los códigos, de allí que la mayoría asocian esta relación al factor de importancia de las edificaciones esenciales, por tratarse de sismos menos frecuentes de mayor severidad.

Por lo tanto se puede concluir que el nivel de desempeño esperado de la edificación, se determina una vez que se han identificado los daños tolerables y los niveles de movimientos del terreno causados por sismos. Para el ATC-40 (1996), este nivel de desempeño depende de consideraciones como funcionales, políticas, económicas y de preservación, en la siguiente tabla se presenta:

Nivel del movimiento del terreno	Nivel de desempeño de la edificación			
	Operacional	Inmediata Ocupación	Seguridad Vital	Estabilidad Estructural
Servicio (SS)				
Diseño (SD)			I	
Máximo (SM)				I

Tabla 2.5: Nivel de desempeño esperado: criterio de seguridad básica (ATC-40, 1996)

Fuente: Aguilar (2001).

2.3.1.3 Evaluación del comportamiento Sísmico de las Edificaciones Esenciales.

La segunda fase del proceso de diseño por desempeño sísmico, es la fase numérica, consta del diseño contemplando el dimensionamiento y detallado de los componentes estructurales y no estructurales de la edificación, basados en procedimientos de evaluación que vayan relacionados con los requerimientos definidos en la fase conceptual.

“Es importante tener presente que la evaluación de las pérdidas potenciales o daños probables inducidos por un movimiento sísmico en una edificación, involucra una gran cantidad de factores que van desde la propia definición de la excitación, la definición realista de un modelo estructural representativo de la edificación, una caracterización apropiada de materiales, una definición coherente de los estados de cargas y están limitados por la información disponible de la edificación y las limitaciones implícitas en los modelos de análisis y de la respuesta, sobre todo los de naturaleza no lineal.” (Aguilar; 2001:74)

Existen procedimientos analíticos para la evaluación sísmica que pueden ser basados en un comportamiento elástico-lineal y otros inelástico-no lineal. Los métodos convencionales de análisis no lineal, son basados en la respuesta dinámica en el tiempo, son complejos y poco prácticos para su uso, debido a ello se ha desarrollado métodos simplificados de análisis estático no lineal, aunque tienen limitaciones de precisión y son robustos, son sencillos.

Entre los principales métodos simplificados de análisis estático no lineal se encuentran:

El método del espectro capacidad-demanda; permite estimar gráficamente el desempeño sísmico de una edificación por medio de la intersección del espectro de capacidad con el espectro de demanda.

El método del coeficiente del desplazamiento, es un procedimiento numérico para estimar la demanda de desplazamiento de una estructura usando una representación bilineal de la curva de capacidad y coeficientes de corrección.

El método de la secante, este procedimiento sustituye la estructura por otra con una rigidez secante o efectiva.

A continuación se describen los dos métodos más utilizados para la determinación de la demanda sísmica con base en el desempeño esperado de la estructura los cuales son: el método del espectro capacidad-demanda y el método basado de desplazamiento directo o rigidez secante.

2.3.1.3.1 Método del Espectro Capacidad-Demanda.

“El método consiste en comparar el espectro de capacidad de la estructura con el espectro de la demanda sísmica para identificar el desplazamiento máximo ó punto de desempeño, donde la capacidad y la demanda se igualan, permitiendo estimar la respuesta máxima de la edificación, la cual servirá de base para compararla con nivel de desempeño esperado.” (Aguilar; 2001:77)

2.3.1.3.1.1 Espectro de Capacidad.

Por medio de un análisis estático no lineal se obtiene la curva de capacidad, esta se determina a través de un modelo representativo de la estructura, la cual está sometida a un estado de incrementos de carga lateral (V_o) y al desplazamiento lateral del último nivel de la edificación (Δn). Además de contener una línea trazada desde el origen hasta el punto de la curva definido por un desplazamiento (d) la cual representa la rigidez de la estructura. A este análisis se le conoce como pushover.

Usando propiedades modales, se puede transformar la curva de capacidad a un nuevo formato ADRS (Acceleration Displacement Response Spectra), donde se representa la aceleración espectral (Sa), respecto al desplazamiento espectral (Sd), denominado espectro de capacidad.

Para convertir cada punto ($V_{o_i}, \Delta n_i$) en (Sa_i, Sd_i) se utilizan las siguientes formulas:

$$Sd_i = \frac{\Delta n_i}{(\beta_i \times \phi_{1,n})} \quad (2.4)$$

$$Sa_i = \frac{V_{o_i}}{\alpha_i} \quad (2.5)$$

donde:

α_i = masa modal asociada al modo fundamental o primer modo de vibración.

β_i = factor de participación asociado al modo fundamental.

$\phi_{1,n}$ = amplitud en el nivel n, de la forma de vibración del modo fundamental.

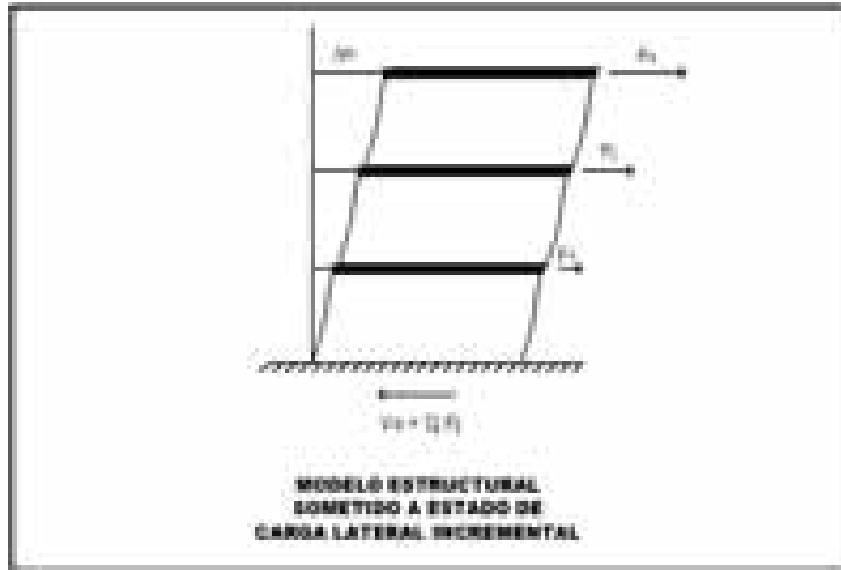


Figura 2.3: Análisis estático no-lineal

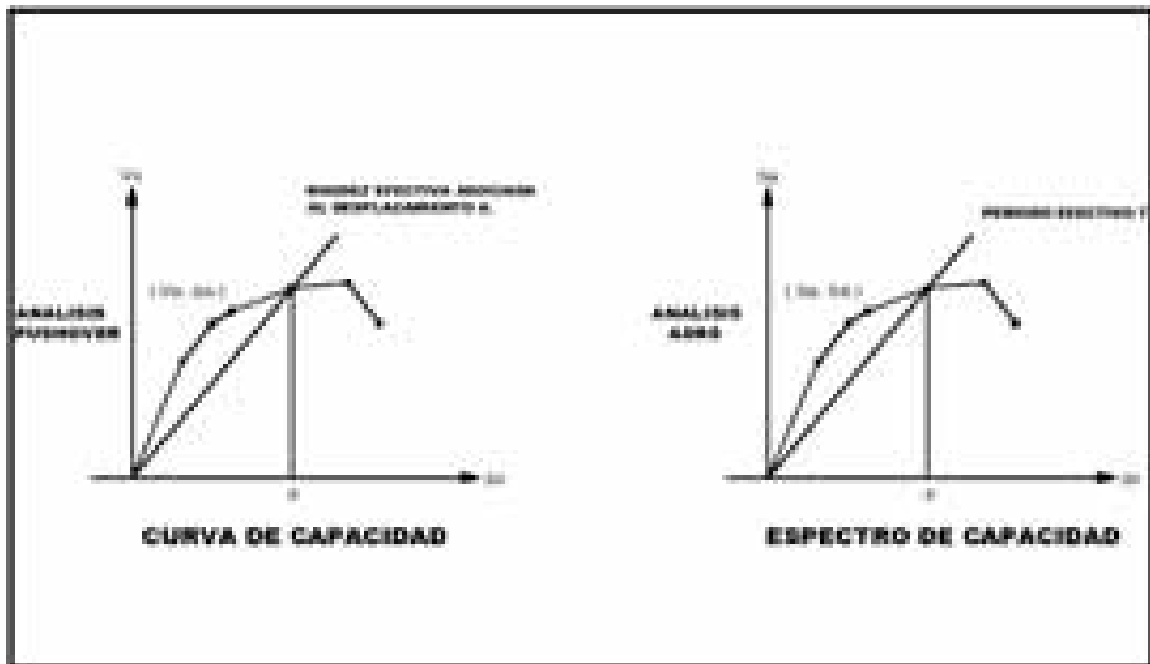


Figura 2.4: Espectro de Capacidad

2.3.1.3.1.2 Espectro de Demanda.

La demanda sísmica inicialmente se caracteriza usando el espectro de respuesta elástico de aceleración típicamente definidos para un amortiguamiento del 5 %, el cual debe ser transformado a un formato ADRS, con la siguiente formula:

$$Sd_i = \frac{T_i^2}{4\pi^2} Sa_i \times g \quad (2.6)$$

donde:

T_i = es el periodo en segundos

g = gravedad

“El espectro de demanda es una representación gráfica de la aceleración máxima de respuesta respecto el correspondiente desplazamiento máximo, para un período y nivel de amortiguamiento dado.” (Aguilar; 2001:79)

El espectro de respuesta debe ser ajustado para un factor de amortiguamiento de acuerdo al nivel de deformaciones esperado. Para cumplir con lo anterior se proponen valores de amortiguamiento y factores de modificación en las siguientes tablas:

Sistema Estructural Principal	Elastico-lineal (bajo nivel de deformación)	Posterior a la cedencia (alta nivel de deformación)
Estructura metálica	3%	7%
Concreto reforzado	5%	10%
Mampostería	7%	12%
Madera	10%	15%
Sistema dual	(1)	(2)

Notas: (1) Usar el promedio ponderado en proporción a la participación modal de cada sistema.
(2) Puede usarse el valor del sistema con mayor amortiguamiento.

Tabla 2.6: Amortiguamiento para sistemas estructurales (Freeman et al., 1984)

Fuente: Aguilar (2001).

Factor de amortiguamiento	Factor B_s (Rango de cortos periodos)	Factor B_i (Rango de largos periodos)
< 2 %	0.8	0.8
5%	1.0	1.0
10%	1.3	1.2
20%	1.8	1.5
30%	2.3	1.7
40%	2.7	1.9
>50%	3.0	2.0

Tabla 2.7: Factor de modificación de la respuesta elástica (FEMA, 1996)

Fuente: Aguilar (2001).

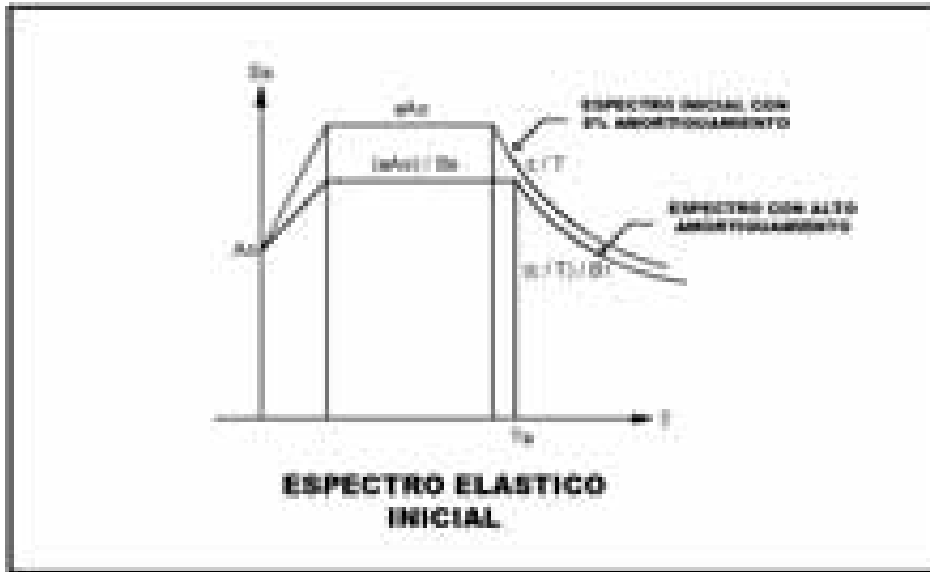


Figura 2.5: Espectro de Demanda Sísmica

Fuente: Aguilar (2001).

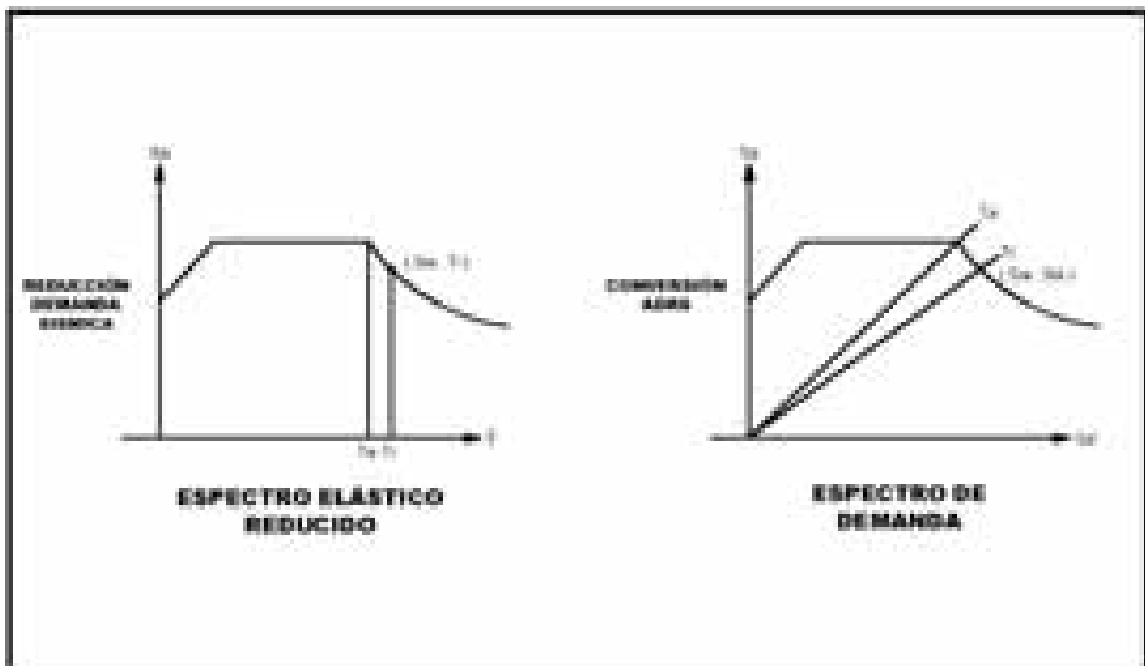


Figura 2.6: Espectro de Demanda Sísmica

Fuente: Aguilar (2001).

2.3.1.3.1.3 Estimación de la Respuesta Sísmica Máxima.

Superponiendo el espectro de capacidad con el espectro de la demanda sísmica, el punto donde se interceptan representa la respuesta estructural correspondiente al modo fundamental de vibración en términos de pseudo-aceleración y pseudo-desplazamiento espectral asociado al máximo desplazamiento, que permite determinar Δn y V_o , de la siguiente manera:

$$V_o = A \times \alpha_1 \quad (2.7)$$

$$\Delta n = d \times \beta_1 \times \phi_{1,n} \quad (2.8)$$

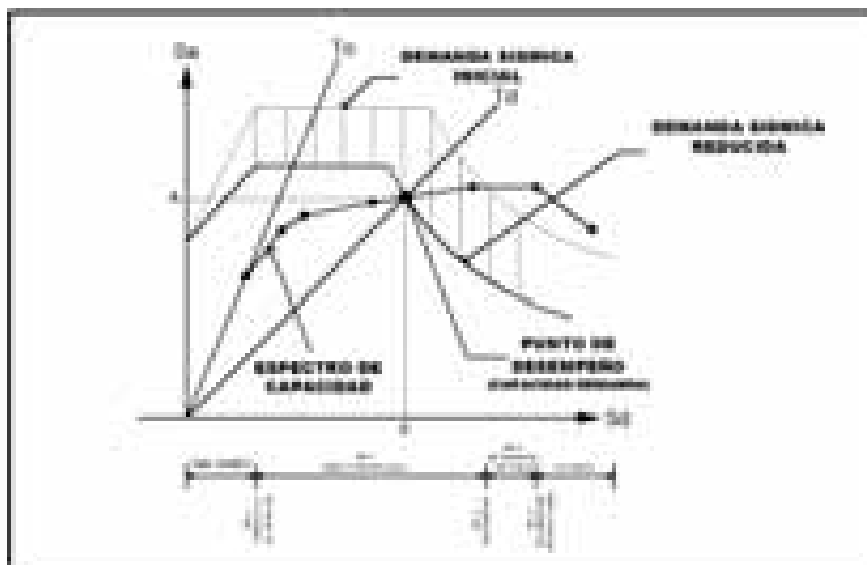


Figura 2.7: Espectro de Capacidad-Demanda (ATC-40, 1996)

Fuente: Aguilar (2001).

La gráfica espectro capacidad-demanda, permite determinar:

- La respuesta estructural máxima del sistema.
- Calificar el desempeño sísmico que experimentará la edificación durante un movimiento sísmico específico, lo cual requiere de la definición de los rangos de desplazamiento espectral asociado a cada nivel de desempeño estructural.
- La modificación del período de vibración efectivo durante el sismo respecto al obtenido en el régimen elástico para bajos niveles de deformación.
- Evaluar la eficiencia de un esquema de intervención estructural propuesto.

El método del espectro capacidad-demanda, permite obtener resultados satisfactorios para estructuras cuya respuesta sísmica está gobernada por el modo fundamental de vibración, pero en ningún caso debe ser considerado como una solución exacta.

2.3.1.3.2 Método basado en el desplazamiento directo o rigidez secante.

Éste método, presentado por Priestley (2000), consiste en caracterizar la estructura por medio de un sistema de un grado de libertad que posee una rigidez secante k_g , correspondiente al desplazamiento máximo deseado Δ_d , y un amortiguamiento viscoso equivalente ζ_{eq} , correspondiente la energía histerética disipada durante la respuesta inelástica.

El procedimiento de aplicación de este método es el siguiente:

Se determina el espectro de demanda sísmica en formato AD, para lo cual se parte del espectro de diseño de pseudo-aceleraciones:

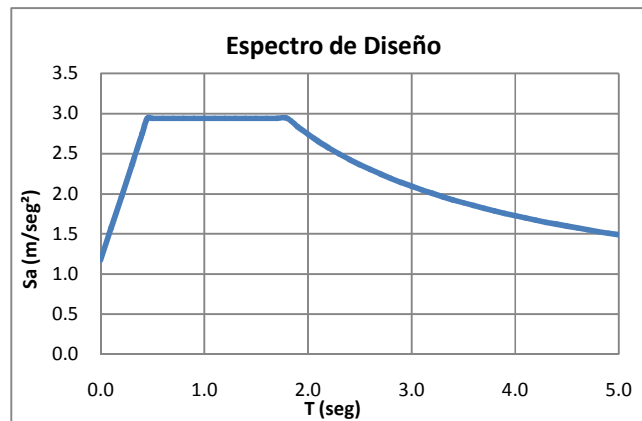


Figura 2.8: Espectro de Diseño de Pseudo-aceleraciones para un $\zeta = 5\%$

y se aplica la siguiente expresión:

$$S_{ds} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{as} \quad (2.9)$$

Donde S_{as} y S_{ds} son la pseudo-aceleración y el pseudo-desplazamiento, respectivamente, del espectro elástico correspondientes al periodo T para un porcentaje de amortiguamiento fijo, que generalmente es del 5% para estructuras de concreto.

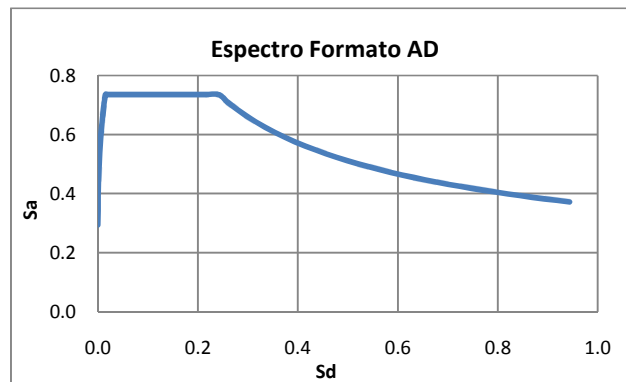


Figura 2.9: Espectro de Demanda Sísmica en Formato AD para un $\zeta = 5\%$

También se determina el espectro de diseño de desplazamientos para distintos porcentajes de amortiguamiento, mediante la siguiente expresión:

$$\Delta_{(T,\zeta)} = \Delta_{(T,5\%)} \left[\frac{7}{2 + \zeta} \right]^{1/2} \quad (2.10)$$

donde:

$\Delta_{(T,\zeta)}$ = Desplazamiento correspondiente al periodo T y amortiguamiento ζ .

$\Delta_{(T,5\%)}$ = Desplazamiento correspondiente al periodo T y amortiguamiento del 5%.

ζ = porcentaje de amortiguamiento.

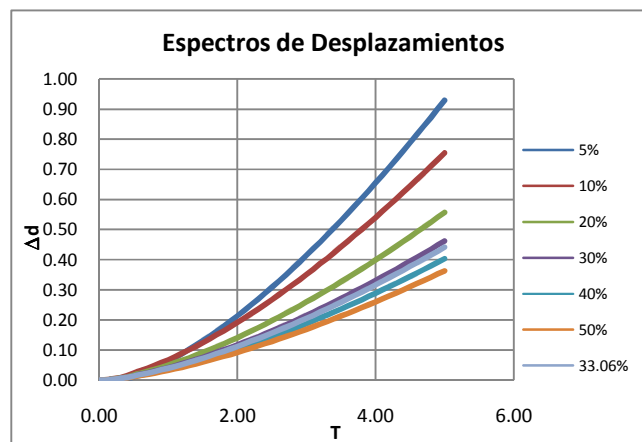


Figura 2.10: Espectro de Diseño de Desplazamientos para distintos valores de ζ

Para seleccionar la curva correspondiente al amortiguamiento de la estructura se debe calcular el amortiguamiento efectivo, que depende del sistema estructural del edificio y de la ductilidad. Sin embargo, si se considera que las estructuras poseen un comportamiento elastoplástico, el amortiguamiento puede ser definido por:

$$\zeta_{eq} = \frac{2(\mu - 1)(1 - \alpha)}{\pi\mu(1 + \alpha\mu - \alpha)} < 0.45 \quad (2.11)$$

donde:

ζ_{eq} = amortiguamiento equivalente inelástico del sistema

μ = demanda de ductilidad máxima pretendida

α = rigidez postfluencia

El proceso requiere determinar el desplazamiento de diseño, que se calcula con:

$$\Delta d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (2.12)$$

donde:

Δd = desplazamiento de diseño

m_i = masa

Δ_i = desplazamiento para el nivel i y es función de la distorsión de diseño

Con el desplazamiento calculado se entra a la gráfica de la figura 2.11 interceptando la curva correspondiente al ζ_{eq} para obtener el periodo efectivo T_e .

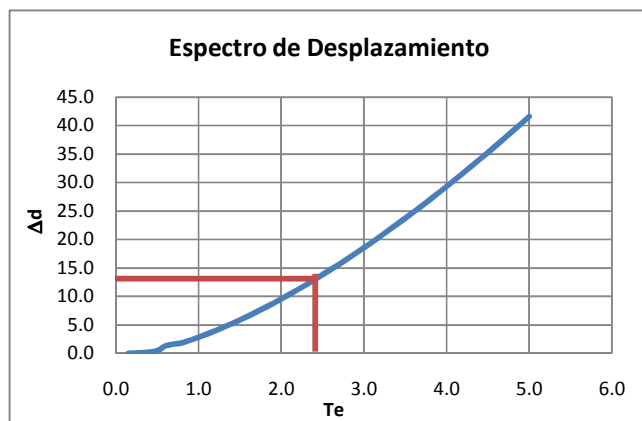


Figura 2.11: Determinación del Periodo Efectivo

Una vez determinado el periodo efectivo se requiere calcular la masa efectiva del sistema mediante la siguiente expresión:

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}{\Delta d} \quad (2.13)$$

Así mismo, se calcula la rigidez efectiva k_e

$$k_e = \frac{4\pi^2 m_e}{T_e^2} \quad (2.14)$$

La fuerza cortante basal actuante en la estructura está dada por:

$$V_B = k_e \Delta d \quad (2.15)$$

Por último, el cortante basal se distribuye verticalmente en proporción a la masa vertical y a los desplazamientos de los entrepisos, utilizando la expresión siguiente:

$$F_i = \frac{V_B (m_i \Delta_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (2.16)$$

2.3.1.4 Necesidad de Intervención de la Edificación.

El resultado de la evaluación sísmica de la edificación debe servir de base para la toma de decisiones referentes a la intervención de una edificación, cuyas acciones deben estar dirigidas a reducir la vulnerabilidad funcional, no estructural o estructural.

2.3.1.4.1 Intervención estructural.

La intervención estructural consiste en implementar cualquier medida estructural necesaria para garantizar el nivel de desempeño adecuado, en general suelen implementarse elementos adicionales como: muros de corte, contrafuertes, pórticos, reforzamiento de columnas y vigas, incorporación de elementos de aislamiento de base, disipadores de energía, reducción de masa por remoción o sustitución de componentes pesados o mal situados.

2.3.1.4.2 Intervención no estructural.

En general, las medidas de mitigación consisten en la remoción y/o ubicación de elementos peligrosos, la restricción de movimiento de ciertos objetos, el uso apropiado de anclajes, de acoples flexibles y de soportes, aislamiento de objetos, refuerzo de elementos, la redundancia de materiales esenciales y reparación.

2.3.1.4.3 Intervención funcional.

Desde del punto de vista funcional, destacan la señalización de servicios, rutas de evacuación y escape, de equipos de emergencia, la permanente disponibilidad de las salidas de emergencia, la práctica de simulacros de actuación en caso de sismos, información de acciones a tomar, equipamiento de primeros auxilios y comunicación, sistemas de alarma y servicios vitales, entre otros.

CAPÍTULO 3

CARACTERÍSTICAS ACCIÓN-RESPUESTA DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO

Este capítulo se enfoca básicamente en describir las características de la estructura utilizando los criterios de resistencia última y de desempeño. Para analizar los resultados de los dos criterios, se requiere comparar la respuesta sísmica de cada diseño, para tal efecto es necesario estudiar las características acción-respuesta de estructuras de concreto reforzado.

3.1 Características acción-respuesta de elementos de concreto.

De acuerdo con González/Robles (2002), las estructuras hechas de concreto tienen características que se distinguen de otras de diferentes materiales.

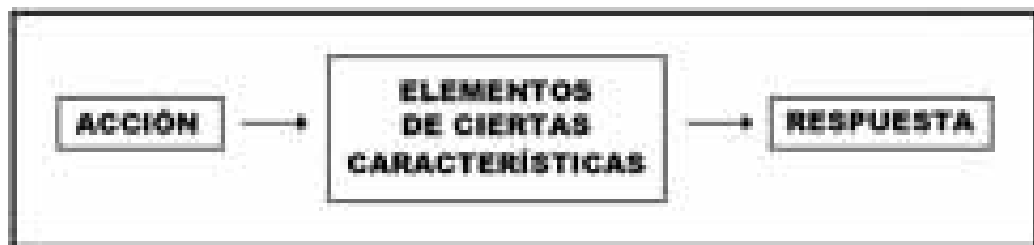
El concreto se elabora en estado plástico, esto es que necesita de moldes mientras adquiere resistencia para soportarse por si misma. Esta característica tiene algunas ventajas como la moldeabilidad, esta propiedad le permite al proyectista la libertad de elección de formas, incluso las más difíciles como pueden ser los cascarones, que con uso de otro material es difícil de obtener.

Otra gran ventaja es que puede lograrse continuidad en la estructura sin mayor dificultad en comparación con las estructuras metálicas.

Para determinar el comportamiento de una estructura ante ciertas sollicitaciones, es necesario conocer las características acción-respuesta.

Las acciones son las solicitaciones a las que puede estar sometida una estructura, pueden ser: el peso propio, las cargas vivas, las presiones por viento, las aceleraciones por sismo y los asentamientos, entre otras.

La respuesta es como se comporta la estructura ante una determinada acción, se pueden expresar en forma de agrietamiento, deformación, durabilidad y vibración. Por supuesto que de acuerdo a las características de la estructura es la respuesta.



Cuadro 3.1: Características acción-respuesta de elementos de concreto

Fuente: González/Robles (2002).

Con el propósito de valorar la respuesta ante una acción, es necesario conocer el modo de aplicación de la misma, debido a la influencia que tiene en la respuesta. Por esta razón la respuesta de la estructura dependerá en gran parte de si la acción es instantánea, de corta duración, sostenida o repetida.

3.2 Características generales del concreto y del acero.

3.2.1 Concreto

“El concreto es un material pétreo, artificial, obtenido de la mezcla, en proporciones determinadas, de cemento, agregados y agua. El cemento y el agua

forman una pasta que rodea a los agregados, constituyendo un material heterogéneo. Algunas veces se añaden sustancias, llamadas aditivos o adicicionantes, que mejoran o modifican algunas propiedades del concreto.” (González/Robles 2002:31)

Existen 3 modalidades del concreto:

- a) Concreto simple: es el concreto sin refuerzo, es resistente a la compresión pero débil a la tensión, lo cual no es aplicable como material estructural.
- b) Concreto reforzado: es la combinación del concreto simple con refuerzo, para resistir tensiones se emplea generalmente el acero de refuerzo, en forma de barras, colocado en zonas donde se desarrolla la tensión restringiendo las grietas debido a este efecto. En la zona de compresión también se usa el acero esto es para aumentar la resistencia del elemento.
- c) Concreto presforzado: es una modalidad del concreto reforzado, consiste en tensar el acero de refuerzo y anclarlo en los extremos del elemento, ayuda a reducir los esfuerzos de tensión.

El concreto simple tiene un comportamiento definido en función de los diferentes esfuerzos a los que se somete.

3.2.1.1 Comportamiento del concreto a compresión.

Compresión es el esfuerzo al que está sometido un cuerpo en este caso el concreto simple, el cual sirve para determinar su resistencia.

El principal objetivo del estudio del comportamiento del concreto es determinar las relaciones acción-respuesta del material, ante sollicitaciones de las que puede estar sujeto, estas características se pueden describir mediante curvas esfuerzo-deformación de especímenes ensayados bajo varias condiciones.

“El esfuerzo es comúnmente una medida de la acción ejercida en el espécimen, y la deformación, una medida de respuesta.” (González/Robles 2002:31). Para determinar la curva esfuerzo-deformación, se obtiene del ensaye de espécimen de concreto, generalmente cilíndrico sujeto a carga axial de compresión repartida uniformemente en la sección por medio de una placa rígida.

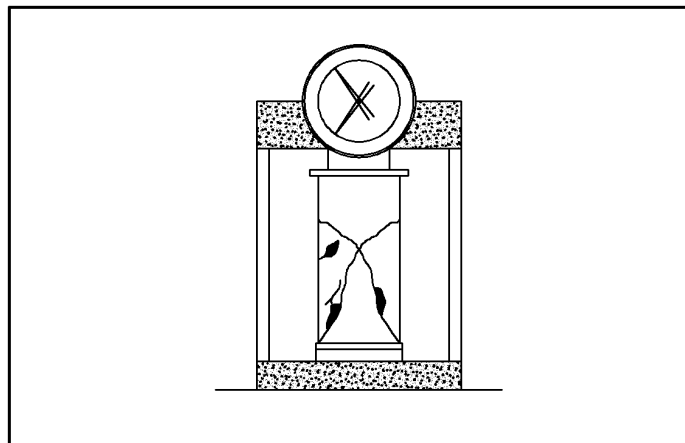


Figura 3.1: Falla en compresión de un cilindro de concreto

Fuente: González/Robles (2002).

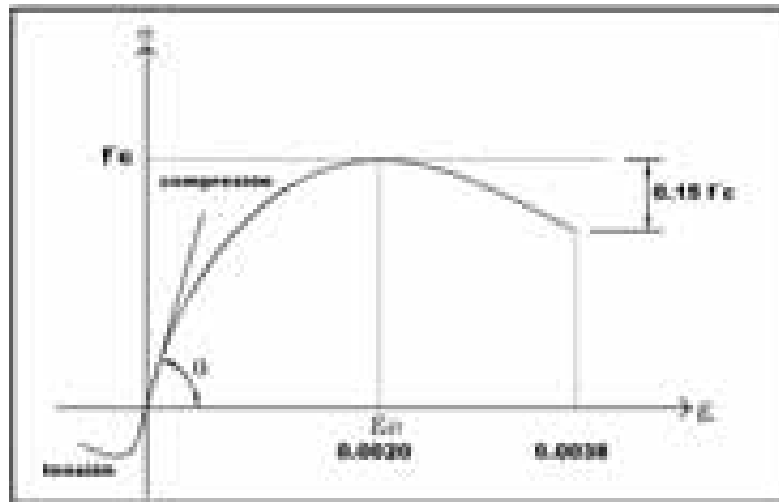


Figura 3.2: Curva esfuerzo-deformación para el concreto en compresión simple

El módulo de elasticidad depende de los agregados, el peso volumétrico del concreto y la velocidad con la que se aplica la carga. El tramo de comportamiento lineal es corto, ya que para esfuerzos mayores al 40% de f'_c ocurre un microagrietamiento que reduce la rigidez del material.

El esfuerzo máximo de compresión se presenta para deformaciones cercanas al 0.002, y la falla por aplastamiento para deformaciones entre 0.003 y 0.004; mientras que la resistencia a tensión es tan sólo del orden del 10% de su resistencia a compresión.

La curva esfuerzo-deformación del concreto a compresión se puede ver modificada por diversos factores de los cuales destacan los siguientes:

3.2.1.1.1 Efecto de la edad del concreto.

Debido al proceso de hidratación del cemento, el concreto aumenta su capacidad de carga con la edad, de tal manera que la resistencia máxima que puede alcanzar el cilindro es diferente según la edad del espécimen cuando realiza la prueba.

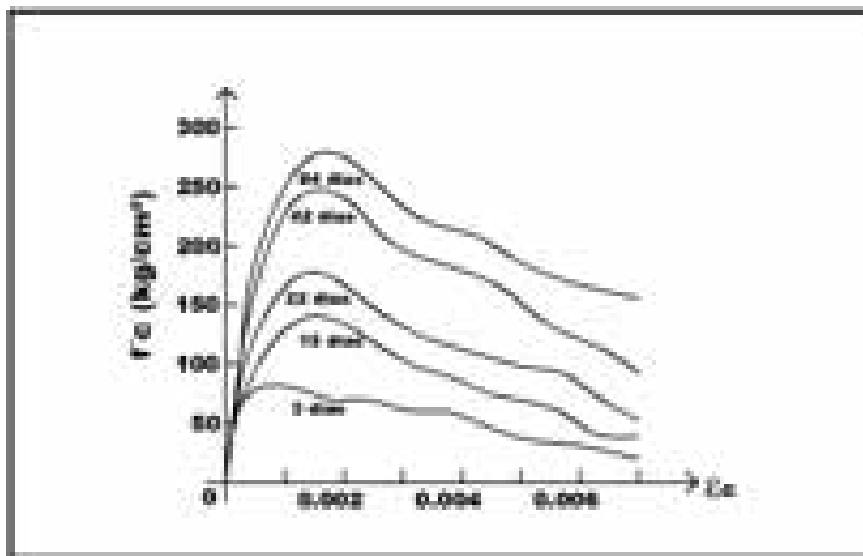


Figura 3.3: Efecto de la edad al ensayar en la resistencia.

Fuente: González/Robles (2002).

En la grafica se puede apreciar que la resistencia del concreto aumenta con la edad, lo cual es mas apreciable a los 42 días, y entre el intervalo de los 42 a 84 días se da un crecimiento muy pequeño esto ocurre después de los 3 meses.

3.2.1.1.2 Efecto de la relación agua-cemento.

Se ha observado que a mayor relación agua-cemento la resistencia del concreto se ve disminuida tal y como se aprecia en la siguiente figura:

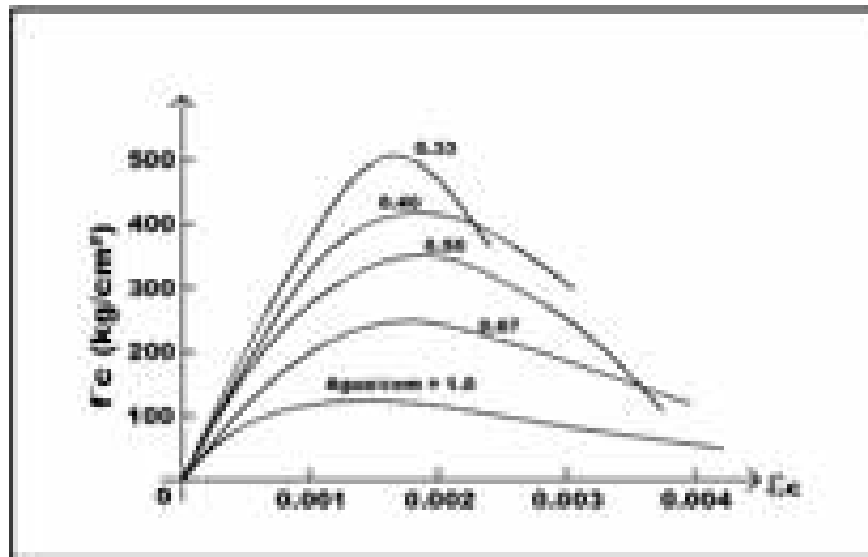


Figura 3.4: Efecto de la relación agua/cemento.

Fuente: González/Robles (2002).

Se observa que para las relaciones entre 0.5 y 1.0 la resistencia del concreto se ve disminuida, pero para la rama descendente es muy suave, lo que refleja que el concreto puede desarrollar cierta ductilidad. Por otro lado, para menores de 0.5 la resistencia crece, al mismo tiempo que la rama ascendente, lo cual refleja un módulo de plasticidad alto, sin embargo la forma de la rama descendente muestra una falla más frágil que puede llegar a ser súbita.

3.2.1.1.3 Efecto de la velocidad de aplicación de la carga.

En base a ensayos de especímenes del mismo concreto varia la velocidad de aplicación de la carga, se aprecia que este factor que puede influir de manera importante en la resistencia del concreto.

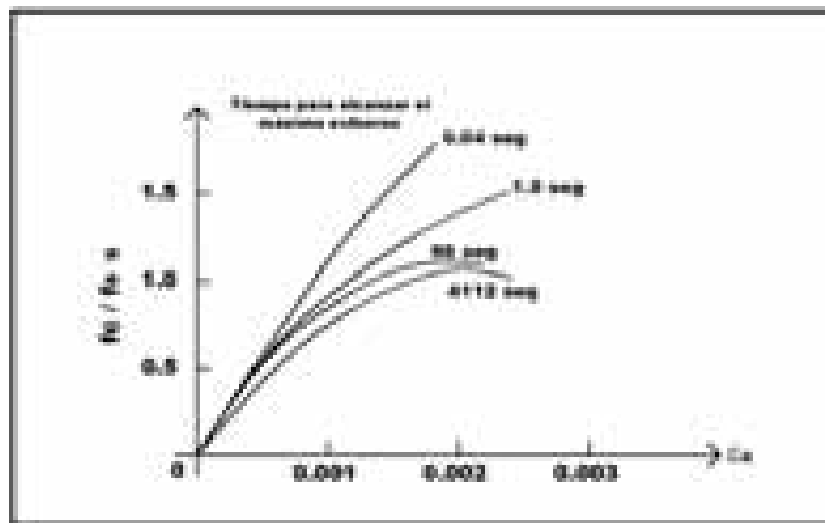


Figura 3.5: Efecto de la velocidad de carga

Fuente: González/Robles (2002).

En la figura se aprecia que entre más rápido se aplica la carga la resistencia máxima del concreto se puede incrementar considerablemente alcanzando valores hasta de un 50 a 60% de la resistencia de diseño.

3.2.1.2 Comportamiento del concreto a tensión.

La tensión es cuando se somete un cuerpo a fuerzas opuestas que lo atraen, en el caso del concreto, al estar sujeto a esfuerzos de tensión tanto su resistencia como la deformación de ruptura son del orden del 10% de los valores de compresión.

La determinación de la resistencia real del concreto a tensión presenta dificultades, existen varias maneras de calcularlo pero no son completamente satisfactorias. Las pruebas para determinar la tensión del concreto son las siguientes:

3.2.1.2.1 Prueba de tensión directa.

Esta prueba consiste en aplicar tensión axial a especímenes de concreto cilíndricos o prismáticos.

Los problemas de esta prueba pueden ser debido a pequeños desalineamientos, a concentraciones de esfuerzos, a una mala distribución de los agregados o a problemas de adherencia entre el espécimen y los cabezales, entre otros por que los resultados no son muy confiables.

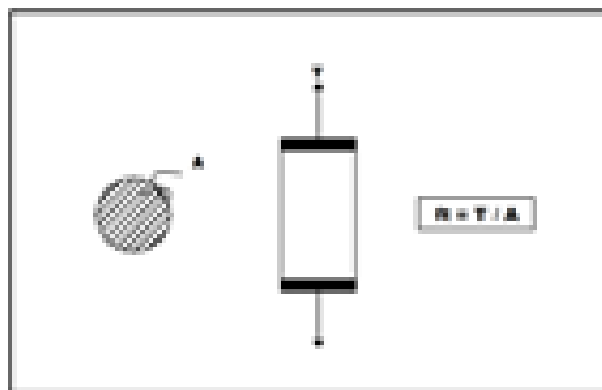


Figura 3.6: Prueba de tensión directa

3.2.1.2.2 Prueba de tensión indirecta.

También se le conoce como prueba brasileña, consiste en aplicar carga de compresión diametral a especímenes de concreto cilíndricos, a pesar de no aplicar una fuerza de tensión de manera directa, los resultados que se obtienen son más uniformes, por lo tanto es más popular.

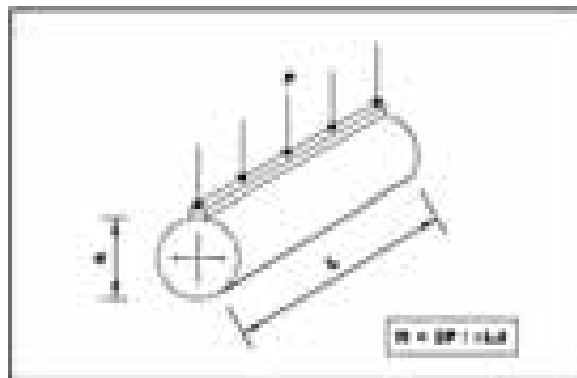


Figura 3.7: Prueba de tensión indirecta

La curva esfuerzo-deformación del concreto en tensión es de la siguiente forma:

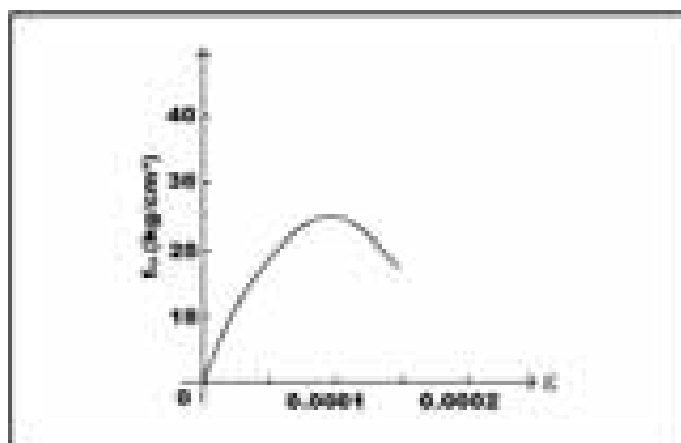


Figura 3.8: Curva esfuerzo-deformación en tensión uniaxial.

Para efectos de diseño, el ACI recomienda tomar la resistencia a tensión del concreto como:

$$\bar{f}_t = 7.5\sqrt{f'_c}, \quad \text{en} \quad \frac{\text{lb}}{\text{pul}^2} \quad (3.1)$$

donde:

\bar{f}_t = resistencia a tensión

f'_c = resistencia a la compresión especificada

Mientras que NTCDF proponen las siguientes formulas:

$$\text{Concreto clase 1} \quad f_t = 1.5\sqrt{f'_c}, \quad \text{en} \quad \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (3.2)$$

$$\text{Concreto clase 2} \quad f_t = 1.2\sqrt{f'_c}, \quad \text{en} \quad \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (3.3)$$

3.2.1.3 Comportamiento del concreto a flexión.

El comportamiento del concreto simple a flexión se determina ensayando un prisma rectangular simplemente apoyado sujeto a 1 ó 2 cargas concentradas.

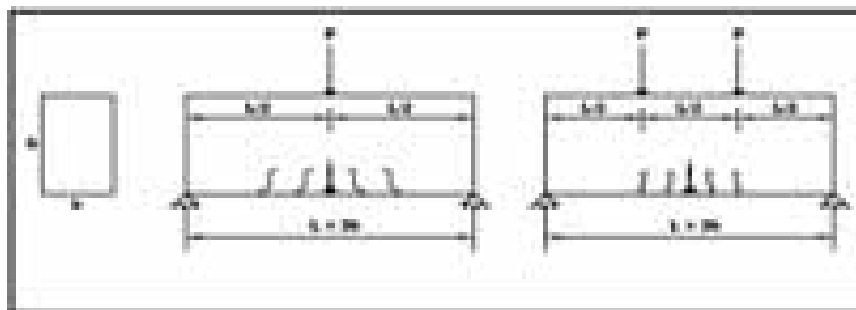


Figura 3.9: Prismas con 1 y 2 cargas concentradas

El prisma sujeto a flexión presenta una falla por tensión en la fibra inferior, donde aparece una grieta que fractura el espécimen provocando una falla brusca. Se puede calcular con las siguientes formulas:

$$\bar{f}_t = \frac{3Pl}{2bh} \quad (3.4)$$

$$\bar{f}_t = \frac{Pl}{2bh} \quad (3.5)$$

donde:

P = Carga máxima aplicada.

I = Momento de inercia.

b = base de la sección.

h = altura de la sección.

El esfuerzo correspondiente a la ruptura es conocido como 'Modulo de ruptura' y se calcula con la siguiente formula:

$$\bar{f}_t = \frac{My}{I} \quad (3.6)$$

donde:

M = Momento correspondiente a la máxima carga aplicada.

y = $h/2$

3.2.1.4 Comportamiento del concreto a cortante.

La resistencia del concreto simple a cortante es mas difícil determinarse experimentalmente, debido a la dificultad para realizar una prueba que pueda aislar

al cortante de los otros esfuerzos. Por ello las existen variaciones en los resultados desde $0.2f'_c$ hasta $0.85f'_c$.

Debido a esta causa los reglamentos de diseño limitan la resistencia del concreto a cortante a valores muy bajos y sugieren utilizar factores de reducción menores a los que se utilizan en flexión y compresión.

Las NTCDF proponen usar la siguiente expresión para calcular la resistencia del concreto a cortante:

$$V_{CR} = 0.5F_R\sqrt{f'_c} \quad (3.7)$$

donde:

V_{CR} = Resistencia del concreto a cortante

F_R = Factor de resistencia

f'_c = Factor de reducción de la resistencia a compresión

3.2.1.5 Módulo de Elasticidad.

El módulo de elasticidad se define como la relación de proporcionalidad que existe entre el esfuerzo y la deformación unitaria de un material.

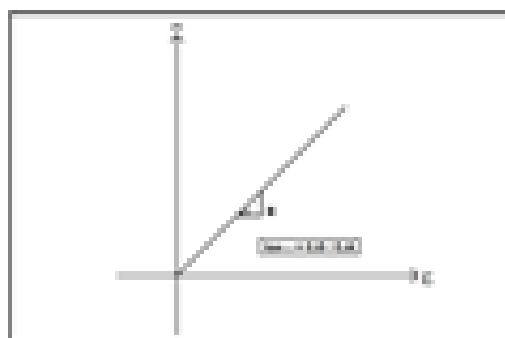


Figura 3.10: Gráfica del Módulo de Elasticidad

En el caso del concreto su gráfica de esfuerzo-deformación su comportamiento es no lineal, la proporcionalidad se pierde desde las primeras etapas, por lo que es muy complejo establecer el módulo de elasticidad de este material.

Para materiales con este comportamiento se han hecho varias propuestas, una de las más aceptadas consiste en trazar una recta secante que pasa por dos puntos A y B, los cuales se muestran en la siguiente figura.

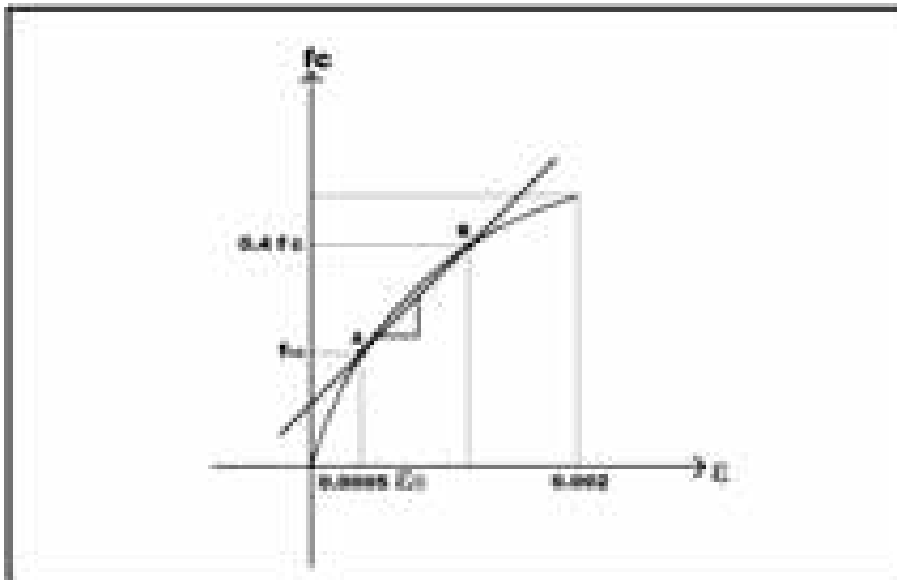


Figura 3.11: Gráfica del Módulo de Elasticidad del Concreto

El punto **A** tiene coordenadas ($\epsilon_A = 0.0005$), el f_{CA} se determina gráficamente.

El punto **B** ($\epsilon_{CB} = 0.4f'_c$), mientras que en ϵ_B , se determina gráficamente.

Por lo tanto el módulo de elasticidad para el concreto se define como la tangente del ángulo que se forma entre la horizontal y la recta secante que pasa por los puntos *A* y *B*.

$$E = \frac{(0.4f'_c - f_{cA})}{(\varepsilon_B - 0.0005)} \quad (3.8)$$

Los reglamentos proponen que el módulo de elasticidad sea en base a su resistencia máxima a la compresión.

$$ACI \quad E_c = 33w^{1.5}\sqrt{f'_c} \quad (3.9)$$

$$RCDF \quad E_c = 14000\sqrt{f'_c} \quad \text{clase 1} \quad (3.10)$$

$$E_c = 8000\sqrt{f'_c} \quad \text{clase 2} \quad (3.11)$$

$$RCEM \quad E_c = 10000\sqrt{f'_c} \quad (3.12)$$

3.2.1 Acero de Refuerzo.

El acero de refuerzo se utiliza para reducir el comportamiento frágil del concreto, en especial en zonas donde se desarrollan tensiones, logrando así evitar el desarrollo de grietas por la baja resistencia del concreto ante la tensión.

Cuando se coloca acero en la zona de compresión se logra aumentar la resistencia, y con el acero transversal se proporciona ductilidad, e incrementa su capacidad de deformación mediante el confinamiento, esto es por medio de estribos.

Para definir las características que debe tener el acero de refuerzo, es necesario conocer el comportamiento del material, mediante la curva esfuerzo-deformación del acero.

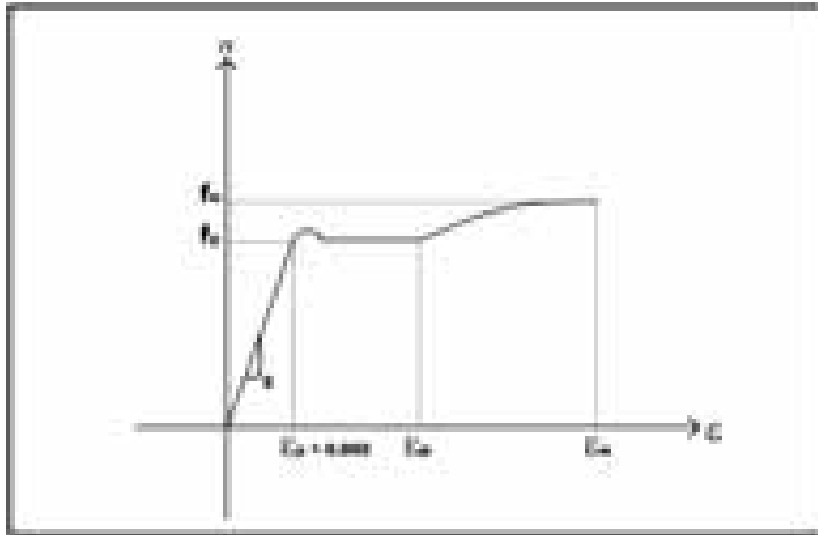


Figura 3.12: Curva esfuerzo-deformación del Acero de Refuerzo.

Esta curva tiene tres zonas la zona inicial donde los esfuerzos y las deformaciones tienen una variación lineal, seguida de una región en la que las deformaciones aumentan significativamente sin que se aprecien variaciones en los esfuerzos esta es la zona plástica. Luego sigue la zona de endurecimiento donde se aprecian un incremento en los esfuerzos al mismo tiempo que las deformaciones y por último la zona de falla donde los esfuerzos decrecen hasta llegar al colapso.

El acero se usa generalmente en forma de barras o varillas, con corrugaciones para mejorar su adherencia.

El módulo de elasticidad del acero es de entre 2 y 2.1×10^6 kg/cm². El esfuerzo de fluencia (f_y) su valor es el punto donde inicia la zona plástica y por lo general se presenta para una deformación unitaria (ϵ_y) de 0.002 y la deformación unitaria plástica (ϵ_p) es de 10 a 20 veces mayor, por lo que se puede concluir que para que se llegue a este punto deben desarrollarse grandes deformaciones.

3.3 Comportamiento de las estructuras de concreto bajo solicitaciones sísmicas.

De acuerdo con Navarro (2002), la respuesta de una estructura ante una excitación sísmica depende de varios factores pero en especial de los materiales que la componen. Las características de estos materiales se presentan en el siguiente cuadro:

CARACTERÍSTICA DEL MATERIAL	INFLUENCIA
Peso volumétrico	Define la masa. Fuerzas de inercia que se generan y en los periodos de vibración.
Módulo de Elasticidad	Es determinante en la rigidez lateral de la estructura y en su periodo.
Curva esfuerzo-deformación (ductilidad y forma de las curvas de histéresis)	Define el amortiguamiento inelástico.

Tabla 3.1: Características de los materiales que influyen en la Respuesta

Fuente: Navarro (2002).

Cuando las solicitaciones se presentan rápidamente como el caso un sismo, se observan incrementos en la curva esfuerzo-deformación del concreto, tanto en el módulo de elasticidad como en la resistencia, se aprecia en la siguiente figura:

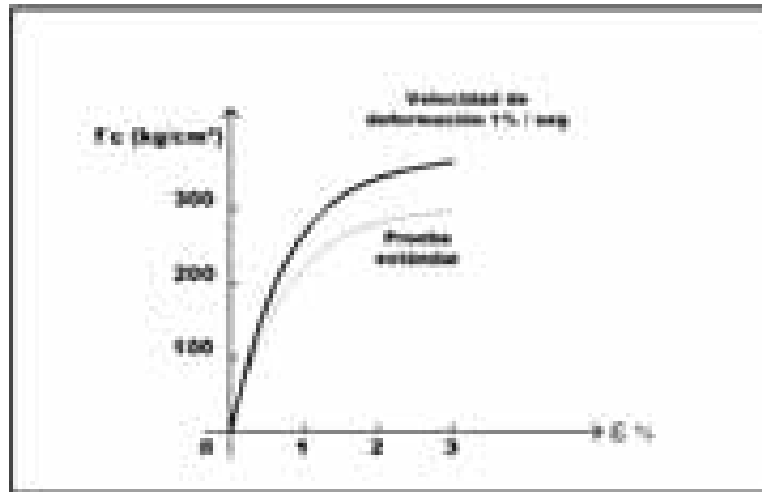


Figura 3.13: Relación esfuerzo-deformación del concreto para distintas velocidades de carga.

Fuente: González/Robles (2002).

Estos incrementos son del orden del 15% y suelen ignorarse en el diseño, por considerarse poco significativos y por depender de la frecuencia de vibración de la estructura.

Los ciclos de carga repetidos para esfuerzos mayores de $0.85f'_c$ causan deterioro en la resistencia y la rigidez, se muestran en la siguiente figura:

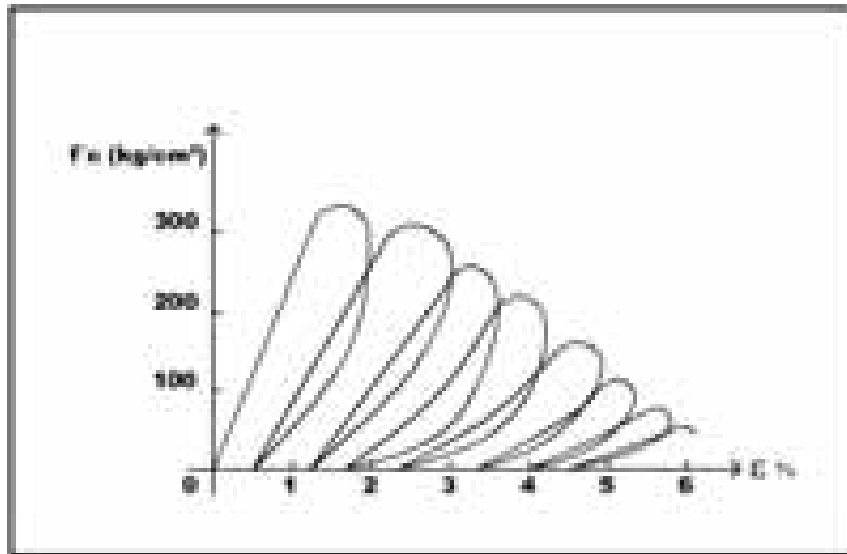


Figura 3.14: Degradación del concreto para cargas cíclicas de alta intensidad

Fuente: González/Robles (2002).

El comportamiento del acero bajo la aplicación de cargas alternadas que exceden a la fluencia, se aprecia que hay una reducción en la zona elástica de la curva esfuerzo-deformación y la curva es más redonda, a este efecto se le conoce como Bauschinger; sin embargo los ciclos son estables y los lazos de histéresis son grandes sin deterioro, debido a que presentan gran capacidad de disipar energía y su comportamiento se puede idealizar como elástico perfecto. En la siguiente figura se muestra:

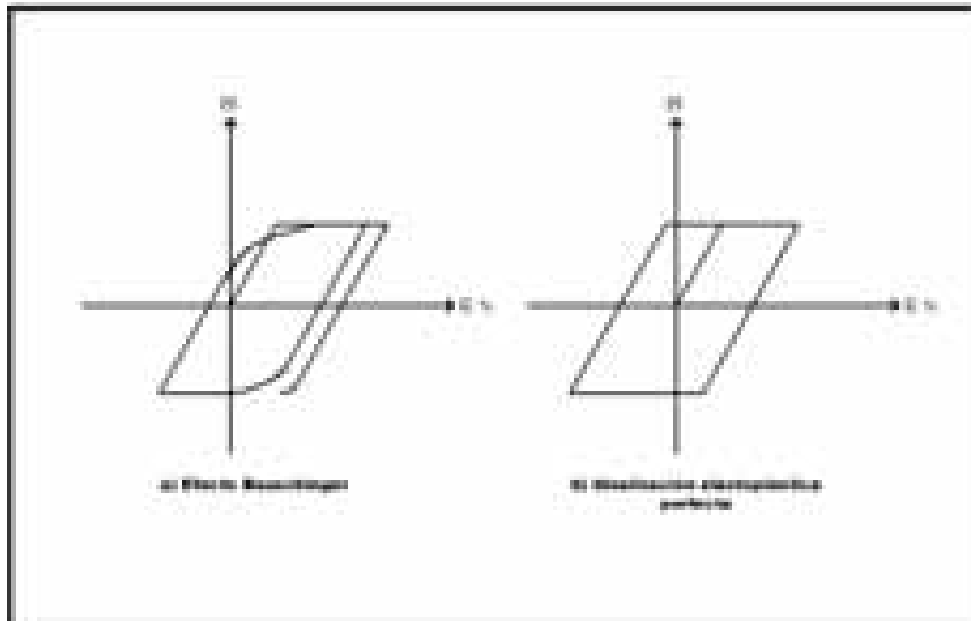


Figura 3.15: Lazos de histéresis para el acero estructural y de refuerzo

Fuente: Bazán/Meli (2000).

3.4 Comportamiento Inelástico.

Según Bazán/Meli (2000), las estructuras a sismos intensos sufren varias inversiones de carga que llegan a penetrar en el intervalo inelástico. Y dado que en la actualidad los reglamentos de construcción admiten estas incursiones, permitiendo así la disipación de energía, es importante que la estructura tenga un comportamiento inelástico adecuado.

Este comportamiento se representa mediante las curvas esfuerzo-deformación que tienen los lazos de histéresis, se obtenido de ensayos con cargas alternadas, se muestran en la figura siguiente:

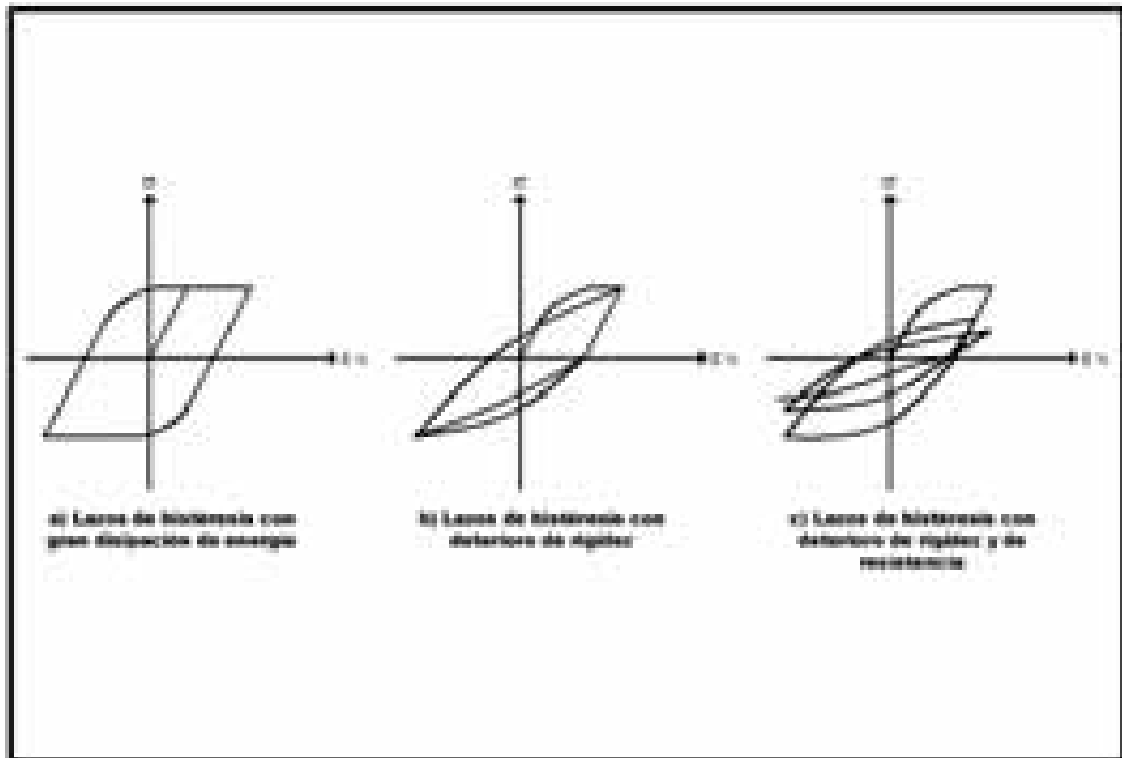


Figura 3.16: Lazos de histéresis para diferentes comportamientos estructurales

Fuente: Bazán/Meli (2000).

El área de los lazos representa la capacidad de disipación de energía equivalente a un amortiguamiento adicional muy importante para la estructura.

CAPÍTULO 4

MÉTODOS DE ANÁLISIS

Este capítulo se describe los métodos de análisis con los cuales se determinan las acciones sísmicas, es decir las fuerzas que un sismo le puede producir a una estructura.

Existen varios métodos de análisis sísmico, entre los que destacan:

- Método Simplificado
- Método Estático.
- Métodos Dinámicos.
 - Análisis modal.
 - Cálculo paso a paso.

4.1 Método Estático.

De acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (2004), este método se limita para analizar estructuras regulares de altura no mayor de 30 m, y estructuras irregulares de no más de 20 m, así como otras especificaciones de acuerdo a la ubicación del terreno.

Consiste en suponer fuerzas horizontales actuando sobre puntos de concentración de masas, de esta manera calcular las fuerzas cortantes en los diferentes niveles de la estructura, se calcula con la siguiente expresión:

$$F_i = \frac{C}{Q'} W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} ; \quad \frac{C}{Q} \geq a_o \quad (4.1)$$

donde:

F_i = fuerza lateral que actúa en el i-ésimo nivel.

W_i = peso de la i-ésima masa.

h_i = altura de la i-ésima masa sobre el desplante.

a_o = coeficiente de aceleración.

C = coeficiente sísmico

Q' = factor de comportamiento sísmico reducido.

Su procedimiento es el siguiente:

- 1.- Se determinan los coeficientes sísmicos y el de aceleración, en base a tablas de espectros de diseño, y con los datos se construye la gráfica espectro de diseño.

Para poder realizar este paso, primero es necesario consultar la siguiente tabla donde se clasifican las estructuras por grupos, designados por las letras A y B.

GRUPO	DESCRIPCIÓN
Grupo A	Construcciones cuya falla estructural podría causar un número elevado de muertes, pérdidas económicas o culturales excepcionalmente altas, o que constituyan un peligro significativo por contener sustancias tóxicas o explosivas, así como construcciones cuyo funcionamiento es esencial a raíz de una emergencia urbana, como hospitales y escuelas, estadios, templos, salas de espectáculos y hoteles que tengan salas de reunión que pueden albergar más de 200 personas, gasolineras, depósito de sustancias inflamables o tóxicas, terminales de transporte, estaciones de bomberos, subestaciones eléctricas, centrales telefónicas y de telecomunicaciones, archivos y registros públicos de particular importancia a juicio del Departamento, museos, monumentos y locales que albergan equipo especialmente costoso, y
Grupo B	Construcciones comunes destinadas a vivienda, oficinas y locales comerciales, hoteles y construcciones comerciales e industriales no incluidas en el grupo A, así que se subdividen en:
Subgrupo B1	Construcciones de más de 20m de altura o con más de 8,000 m ² de área total construida, ubicadas en las zonas I y II según se definen en el artículo 175, y construcciones de más de 10m de altura o 3,000 m ² de área total construida en zona III,
Subgrupo B2	Las demás de este grupo.

Tabla 4.1: Clasificación de construcciones según el RCDF.

Fuente: Bazán/Meli (2000).

Zona Sísmica	Tiempo de Cimentación	β_0	C	T_a	T_b	r
B	I	0.08	0.16	0.30	0.80	1.0
	II	0.08	0.20	0.60	2.00	2.0
	III	0.08	0.24	0.80	3.30	3
C	I	0.12	0.24	0.25	0.67	1.0
	II	0.12	0.30	0.48	1.80	2.0
	III	0.12	0.36	0.60	2.80	3
D	I	0.24	0.48	0.18	0.55	1.0
	II	0.24	0.56	0.30	1.40	2.0
	III	0.24	0.64	0.45	2.70	3

Tabla 4.2: Espectros de diseño para estructuras del grupo B

Fuente: Reglamento de Construcciones del Estado de Michoacán (1999).

La gráfica de espectro de diseño es la siguiente:

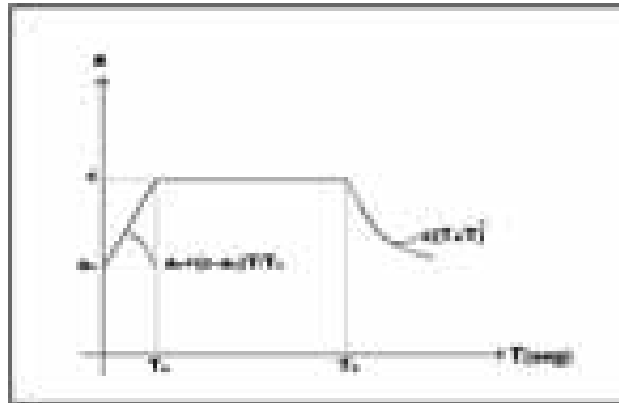


Figura 4.1: Gráfica Espectro de Diseño

La tabla 4.2 contiene datos de espectros de diseño del Reglamento de Construcciones del Estado de Michoacán para estructuras del grupo B. Las zonas sísmicas especificadas se determinan con el mapa de zonificación sísmica del estado o región que se desea estudiar en este caso el del Estado de Michoacán.



Figura 4.2: Zonificación sísmica del Estado de Michoacán

Fuente: Reglamento de Construcciones del Estado de Michoacán.

Los terrenos de cimentación que puede haber en cada zona se clasifican en:

- Tipo I. Terreno Firme, tal como tepetate, arenisca medianamente cementada, arcilla preconsolidada muy compactada o suelos de características similares.
- Tipo II. Suelo de baja rigidez, tal como arenas no cementadas, limos de mediana o alta compacidad, arcillas preconsolidadas de compacidad media o suelos de características semejantes.
- Tipo III. Arenas y limos de baja compacidad o arcillas blandas muy compresibles.

2.- Determinación de Q' se calcula de la siguiente manera:

$$Q' = Q \quad \text{si se desconoce } T, \quad \text{o si } T \geq T_a \quad (4.2)$$

$$Q' = 1 + \frac{T}{T_a} (Q - 1); \quad \text{si } T < T_a \quad (4.3)$$

donde:

T = periodo de vibrar.

T_a = periodo característico que delimitan la meseta.

Q = factor de comportamiento sísmico.

- Se puede calcular el periodo con la siguiente formula:

$$T = \alpha H^{3/4} \quad (4.4)$$

donde:

H = altura de la estructura.

α = coeficiente que para el caso del concreto tiene un valor de 0.075.

- Para determinar el valor de Q se recurre a la siguiente tabla:

Factor Q	Requisitos
4	<p>1. La resistencia en todos los entrepisos es suministrada exclusivamente por muros no contraentablados de acero o concreto reforzado; por muros contraentablados o con muros de concreto reforzado en los que en cada entrepiso los muros son capaces de resistir, sin contar muros ni contraentablados, cuando menos 50 por ciento de la fuerza sísmica actuante.</p> <p>2. Si hay muros ligados a la estructura en la forma especificada en el caso 1 del artículo 204 del Reglamento, estos se deben tener en cuenta en el análisis pero su contribución a la capacidad ante fuerzas laterales sólo se tomará en cuenta si estos muros son de piezas macizas, y los muros sean o no contraentablados, y los muros de concreto reforzado son capaces de resistir al menos 50 por ciento de las fuerzas laterales totales sin la contribución de los muros de mampostería.</p> <p>3. El mismo porcentaje de la capacidad resistente de un entrepiso entre la acción de diseño no difiere en más de 20 por ciento del promedio de dichos porcentajes 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 pueden contribuir a la resistencia, en particular los muros que se hallen en el caso 1 a que se refiere el artículo 204 del RCFP.</p> <p>4. Los muros y muros de concreto reforzado cumplen con los requisitos que fijan las normas técnicas correspondientes para muros y muros ligados.</p> <p>5. Los muros ligados de acero satisfacen los requisitos para muros ligados que fija las normas técnicas correspondientes.</p>
3	<p>Se satisficieren los condiciones 2, 4 y 5 para $Q = 4$, y en cualquier entrepiso dejar de satisfacerse las condiciones 1 a 3, pero la resistencia en todos los entrepisos es suministrada por columnas de acero o de concreto reforzado con losas planas, por muros ligados de acero, por muros de concreto reforzado, por muros de este material, por combinaciones de éstos y muros o por diafragmas de maderas contraempujadas. Las estructuras con losas planas deberán además satisfacer los requisitos de las normas técnicas para estructuras de concreto.</p>
2	<p>La resistencia a fuerzas laterales es suministrada por losas planas con columnas de acero o de concreto reforzado; por muros de acero o de concreto reforzado contraentablados o no, o muros o columnas de concreto reforzado que no cumplen en algún entrepiso lo especificado por $Q = 4$ 1), o por muros de mampostería de piezas macizas confinadas por castillos, dadas, columnas o traveses de concreto reforzado o de acero que satisficieren los requisitos de las normas complementarias respectivas, o diafragmas contrados con duntas inclinadas o por sistemas de muros formados por duntas de maderas horizontales o verticales contrados con elementos diagonales de maderas macizas. También se usará $Q = 2$ cuando la resistencia es suministrada por elementos de concreto prefabricado o prefundado con las excepciones que marcan las normas técnicas para estructuras de concreto.</p>
1.5	<p>La resistencia a fuerzas laterales es suministrada en todos los entrepisos por muros de mampostería de piezas macizas confinadas o con refuerzo interior, que satisficieren los requisitos de las normas técnicas respectivas, o por combinaciones de dichos muros con elementos como los descritos para $Q = 4$ 1), o por muros y arcosados de maderas.</p>
1	<p>La resistencia a fuerzas laterales es suministrada al menos parcialmente por elementos o materiales diferentes de los antes especificados, a menos que se haga un estudio que demuestre, a satisfacción del Departamento, que se puede emplear un valor más alto.</p>

Tabla 4.3: Factor de comportamiento sísmico Q

Fuente: Bazán/Meli (2000).

3.- Se calcula el peso de cada nivel con las siguientes formulas:

$$W_i = W_{losa} + W_{trabes} + W_{columnas} \quad (4.5)$$

$$W_{losa} = A w_{losa} \quad (4.6)$$

$$W_{trabes} = L_{trabes} w_{trabes} \quad (4.7)$$

$$W_{columnas} = L_{columnas} w_{columnas} \quad (4.8)$$

4.- Se aplica la fórmula para calcular la fuerza lateral en cada nivel.

4.2 Método Dinámico Modal Espectral.

Este método es más preciso que el estático, y se puede utilizar para el análisis de cualquier estructura cualquiera que sean sus características. Su desventaja es que es muy laborioso cuando se desarrolla manualmente.

El procedimiento es el siguiente:

1.- Se calculan las propiedades dinámicas las cuales son: la masa y la rigidez de cada nivel.

$$m = \frac{W}{g} \quad (4.9)$$

$$K = \frac{12EI}{L^3} \quad (4.10)$$

- Se construyen sus matrices respectivamente, se aplica la matriz donde se incluye la frecuencia circular de la estructura.

$$[m] = \begin{bmatrix} m_i & 0 & 0 \\ 0 & m_{i+1} & 0 \\ 0 & 0 & m_{i+2} \end{bmatrix} \quad (4.11)$$

$$[K] = \begin{bmatrix} k_i + k_{i+1} & -k_{i+1} & 0 \\ -k_{i+1} & k_{i+1} + k_n & -k_n \\ 0 & -k_n & k_n \end{bmatrix} \quad (4.12)$$

$$|[K] - \omega^2[m]| = 0 \quad (4.13)$$

- Se resuelve el determinante obteniendo las frecuencias de cada modo y los periodos de vibrar.

$$T = \frac{2\pi}{\omega} \quad (4.14)$$

2.- Se calculan las formas modales sustituyendo los valores de las frecuencias en la siguiente matriz.

$$|[K] - \omega^2[m]|\{a\} = \{0\} \quad (4.15)$$

3.- Se aplica la siguiente formula para obtener los desplazamientos máximos de cada modo.

$$x_{ij} = a_{ij} r_j R_j \quad (4.16)$$

i = nivel

j = modo

r_j = coeficiente de participación de masas.

$$r_j = \frac{\{a\}_j^T [m] \{1\}}{\{a\}_j^T [m] \{a\}_j} \quad (4.17)$$

- Se calcula R_j

R_j = respuesta máxima.

$$R_j = \frac{A_{Tj}}{w_j^2} \quad (4.18)$$

- Se requiere de la grafica de espectro de diseño.

A_{Tj} = aceleración espectral del periodo j

$$A_{Tj} = \frac{C_{Tj}}{Q} g \quad (4.19)$$

Nota: cuando se aplica el análisis dinámico modal en los espectros de diseño se optará como ordenada del espectro de aceleraciones las siguientes expresiones:

$$a = a_o + (c - a_o) \frac{T}{T_a}; \quad \text{si } T < T_a \quad (4.20)$$

$$a = c; \quad \text{si } T_a \leq T \leq T_b \quad (4.21)$$

$$a = c \left[\frac{T_b}{T} \right]; \quad \text{si } T > T_b \quad (4.22)$$

4.- Se calculan los desplazamientos relativos máximos de cada modo.

$$S_{ij} = \frac{x_{ij}}{x_{i-1j}} \quad (4.23)$$

5.- Los cortantes máximos de cada nodo se calculan con la siguiente formula:

$$V_{ij} = K_i \delta_{ij} \quad (4.24)$$

6.- La respuesta total.

- Cortantes máximos:

$$V_{\max i} = \sqrt{\sum_{j=1}^n V_{ij}^2} \quad (4.25)$$

- Desplazamientos máximos:

$$X_{\max i} = \sqrt{\sum_{j=1}^n X_{ij}^2} \quad (4.26)$$

Nota: los desplazamientos reales se obtienen multiplicando los desplazamientos máximos por Q.

- Desplazamientos relativos totales:

$$\delta_i = X_i - X_{i-1} \quad (4.27)$$

- Por último se revisan los esfuerzos permisibles deben cumplir con:

$$\frac{\delta_i}{H_i} \leq 0.012 \quad (4.28)$$

4.3 Análisis no lineal.

Según Navarro (2002), cuando se estudia el comportamiento dinámico de sistemas estructurales, se modelan como sistemas lineales, esto es la fuerza elástica es proporcional al desplazamiento, la fuerza de amortiguación es proporcional a la velocidad y la masa es constante en el tiempo.

Para representar este sistema se emplea la ecuación de movimiento siguiente:

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = F(t) \quad (4.29)$$

Esta ecuación es una diferencial ordinaria, lineal, de segundo orden, y de coeficientes constantes. Esta ecuación puede ser simple o de compleja solución, esto es de acuerdo a las características dinámicas del modelo, si es un modelo lineal puede ser resuelta empleando la integral de Duhamel, pero cuando el sistema es no lineal resulta una ecuación de movimiento de mayor dificultad que no es posible solucionar analíticamente.

Para la solución a estos casos se han desarrollado varios métodos numéricos, entre los cuales el más usado y efectivo es el método de integración paso a paso.

4.3.1 Modelo no lineal.

Se considera un sistema de un grado de libertad sometido a una excitación $F(t)$, se muestra en la siguiente figura:

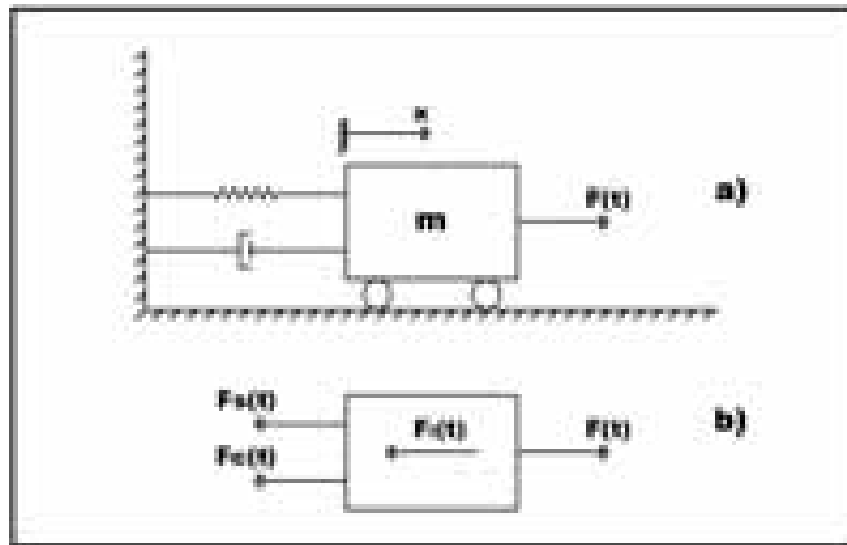


Figura 4.3: a) Sistema de un grado de libertad con amortiguamiento viscoso

b) Diagrama de cuerpo libre del sistema de un grado de libertad.

Fuente: Navarro (2002).

donde:

$F_I(t)$ = Fuerza de inercia en función del tiempo.

$F_C(t)$ = Fuerza de amortiguamiento en función del tiempo.

$F_S(t)$ = Fuerza del resorte en función del tiempo.

$F(t)$ = Fuerza aplicada en función del tiempo.

La ecuación del sistema para un tiempo t_i es:

$$F_I(t_i) + F_C(t_i) + F_S(t_i) = F(t_i) \quad (4.30)$$

Si transcurre un tiempo Δt , el tiempo será $t_i + \Delta t$, sustituyendo en la ecuación (4.30).

$$F_I(t_i + \Delta t) + F_C(t_i + \Delta t) + F_S(t_i + \Delta t) = F(t_i + \Delta t) \quad (4.31)$$

Restando la ecuación 4.31 a la ecuación 4.30 se encuentra el cambio de intervalo Δt .

$$[F_I(t_i + \Delta t) - F_I(t_i)] + [F_C(t_i + \Delta t) - F_C(t_i)] + [F_S(t_i + \Delta t) - F_S(t_i)] = [F(t_i + \Delta t) - F(t_i)] \quad (4.32)$$

Se expresa como:

$$\Delta F_I + \Delta F_C + \Delta F_S = \Delta F \quad (4.33)$$

Con base de que la fuerza del resorte es función del desplazamiento, la fuerza de amortiguación es función de la velocidad y la fuerza de inercia es proporcional a la aceleración se plantea lo siguiente:

$$\Delta F_I = m\Delta\ddot{x}_i \quad (4.34)$$

$$\Delta F_C = c_i\Delta\dot{x}_i \quad (4.35)$$

$$\Delta F_S = k_i\Delta x_i \quad (4.36)$$

Siendo:

$$\Delta x_i = x(t_i + \Delta t) - x(t_i) \quad (4.37)$$

$$\Delta\dot{x}_i = \dot{x}_i(t_i + \Delta t) - \dot{x}_i(t_i) \quad (4.38)$$

$$\Delta\ddot{x}_i = \ddot{x}_i(t_i + \Delta t) - \ddot{x}_i(t_i) \quad (4.39)$$

Sustituyendo las ecuaciones 4.34, 4.35 y 4.36 en la 4.33 se tiene:

$$m\Delta\ddot{x}_i + c_i\Delta\dot{x}_i + k_i\Delta x_i = \Delta F_i \quad (4.40)$$

Esta ecuación se conoce como la ecuación incremental de movimiento, donde los coeficientes k_i y c_i son la rigidez del sistema en el instante t_i y el coeficiente de amortiguamiento en el instante t_i , respectivamente.

La rigidez del sistema es la pendiente de la curva fuerza-desplazamiento, y la pendiente de la esta curva en un punto se define como la derivada con respecto al desplazamiento en ese punto, entonces se tiene:

$$k_i = \left(\frac{dF_s}{dx} \right)_{x=x_i} \quad (4.41)$$

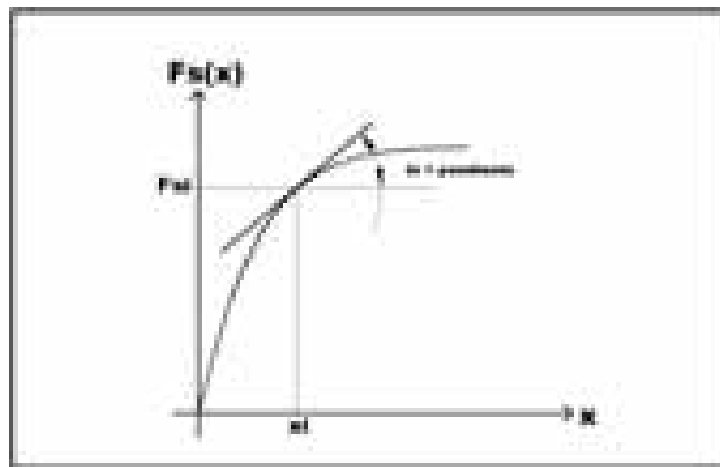


Figura 4.4: Curva fuerza de resorte-desplazamiento, para un sistema con rigidez no lineal

Fuente: Navarro (2002).

Por lo tanto el coeficiente de amortiguamiento c se define como la derivada de la fuerza de amortiguamiento con respecto a la velocidad se expresa:

$$c_i = \left(\frac{dF_c}{dx} \right)_{x=x_i} \quad (4.42)$$

La solución de la ecuación incremental de movimiento es considerando los coeficientes k_i y c_i constantes durante el intervalo de tiempo Δt .

4.3.2 Método de integración paso a paso.

Este método consiste en calcular la respuesta de pequeños incrementos de tiempo (Δt). Para cada intervalo se calcula las fuerzas elástica, de amortiguación y la masa, suponiendo que son constantes hasta el siguiente intervalo. De esta manera se aproxima un sistema lineal a una secuencia de sistemas lineales sucesivos.

Para la solución de la integración paso a paso existen diversos métodos entre los más comunes son:

- a) Método pasó a paso de aceleración lineal.
- b) Método pasó a paso de aceleración constante.
- c) Método de la diferencia central.
- d) Método de Newmark.

A continuación se presenta el método más exacto de los cuatros anteriores.

4.3.2.1 Método de Newmark.

Este método se basa en las siguientes ecuaciones:

$$\dot{x}_{i+1} = \dot{x}_i + [(1-\gamma)\Delta t]\ddot{x}_i + (\gamma\Delta t)\ddot{x}_i \quad (4.43)$$

$$x_{i+1} = x_i + (\Delta t)\dot{x}_i + [(0.5-\beta)(\Delta t)^2]\ddot{x}_i + [\beta(\Delta t)^2]\ddot{x}_i \quad (4.44)$$

Donde β y γ son parámetros que definen la variación de la aceleración en el intervalo de tiempo Δt y determinan la estabilidad y precisión del método. Las ecuaciones 4.43, 4.44 y 4.40 son la base para evaluar el desplazamiento, la velocidad y la aceleración en el tiempo $t = t_{i+1}(x_{i+1}, \dot{x}_{i+1}, \ddot{x}_{i+1})$, partiendo de que se conocen el desplazamiento, la velocidad y la aceleración en el tiempo $t = t_i(x_i, \dot{x}_i, \ddot{x}_i)$.

Los valores típicos de los parámetros β y γ son: $\gamma = 1/2$ y $1/6 \leq \beta \leq 1/4$. Estos valores se determinan considerando dos casos que son aceleración constante y aceleración lineal.

4.3.2.1.1 Aceleración constante.

Aceleración constante: este caso considera que la aceleración permanece constante durante un intervalo Δt , de esta manera determinar la relación entre $(x_{i+1}, \dot{x}_{i+1}, \ddot{x}_{i+1})$ y sus valores del tiempo t .

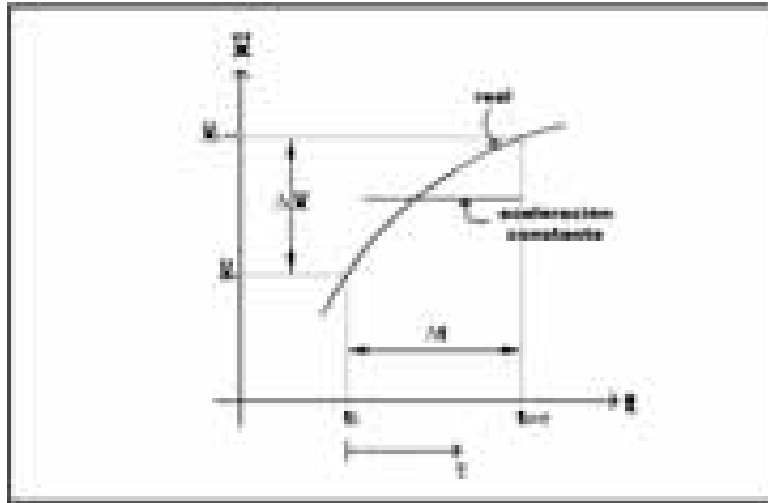


Figura 4.5: Aceleración constante para el Método de Newmark

Fuente: Navarro (2002).

En el intervalo $t_i < \tau < t_{i+1}$ por lo tanto la aceleración es:

$$\ddot{x}(\tau) = \frac{1}{2}(\ddot{x}_{i+1} + \ddot{x}_i) \quad (4.45)$$

Integrando respecto de τ

$$\dot{x}(\tau) = \dot{x}_i + \frac{\tau}{2}(\ddot{x}_{i+1} + \ddot{x}_i) \quad (4.46)$$

Cuando llega al final el intervalo, esto es $\tau = \Delta t$ entonces:

$$\dot{x}_{i+1} = \dot{x}_i + \frac{\Delta t}{2}(\ddot{x}_{i+1} + \ddot{x}_i) \quad (4.47)$$

Se integra de nuevo respecto de τ

$$x(\tau) = x_i + \dot{x}_i \tau + \frac{\tau^2}{4}(\ddot{x}_{i+1} + \ddot{x}_i) \quad (4.48)$$

Nuevamente, para $\tau = \Delta t$

$$x_{i+1} = x_i + \dot{x}_i \Delta t + \frac{(\Delta t)^2}{4} (\ddot{x}_{i+1} + \ddot{x}_i) \quad (4.49)$$

Comparando las ecuaciones 4.47 y 4.49 con las ecuaciones 4.43 y 4.44 se observa que son iguales cuando $\gamma = 1/2$ y $\beta = 1/4$.

4.1.2.1.2 Aceleración lineal.

Aceleración lineal: ahora considera que la aceleración varía linealmente durante el intervalo Δt .

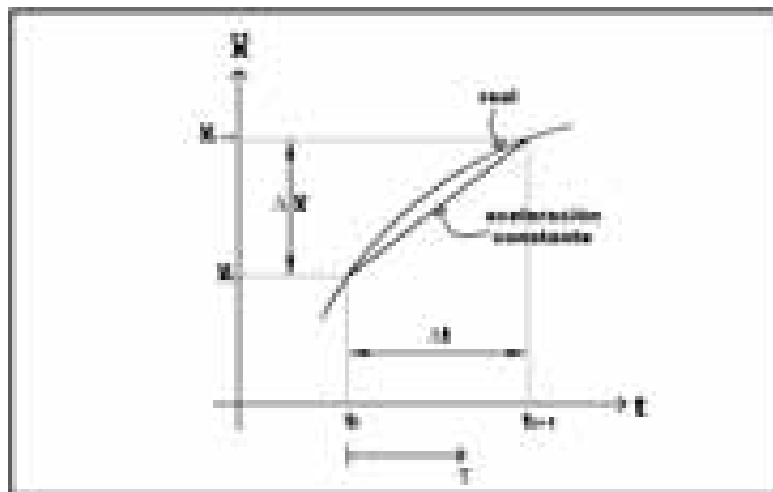


Figura 4.6: Aceleración lineal para el Método de Newmark

Fuente: Navarro (2002).

La aceleración en el intervalo $t_i < \tau < t_{i+1}$ es:

$$\ddot{x}(\tau) = \ddot{x}_i + \frac{\tau}{\Delta t} (\ddot{x}_{i+1} - \ddot{x}_i) \quad (4.50)$$

Se aplica el procedimiento que en el caso de la aceleración constante por lo que tenemos:

$$\dot{x}(\tau) = \dot{x}_i + \ddot{x}_i \tau + \frac{\tau^2}{2\Delta t} (\ddot{x}_{i+1} - \ddot{x}_i) \quad (4.51)$$

$$\dot{x}_{i+1} = \dot{x}_i + \frac{\Delta t}{2} (\ddot{x}_{i+1} + \ddot{x}_i) \quad (4.52)$$

$$x(\tau) = x_i + \dot{x}_i \tau + \ddot{x}_i \frac{\tau^2}{2} + \frac{\tau^3}{6\Delta t} (\ddot{x}_{i+1} - \ddot{x}_i) \quad (4.53)$$

$$x_{i+1} = x_i + \dot{x}_i \Delta t + (\Delta t)^2 \left(\frac{1}{6} \ddot{x}_{i+1} + \frac{1}{3} \ddot{x}_i \right) \quad (4.54)$$

Comparando ahora las ecuaciones 4.52 y 4.54 con las ecuaciones 4.43 y 4.44 se observa que son iguales cuando $\gamma = 1/2$ y $\beta = 1/6$.

Para desarrollar el método de Newmark es conveniente primero establecer los sistemas lineales para facilitar la extensión a sistemas no lineales.

4.3.2.2 Método de Newmark para sistemas lineales.

Ahora sin necesidad de hacer iteraciones se pueden resolver las ecuaciones 4.43 Y 4.44.

Se replantean las ecuaciones por medio de cantidades incrementales:

$$\Delta x_i = x_{i+1} - x_i \quad (4.55)$$

$$\Delta \dot{x}_i = \dot{x}_{i+1} - \dot{x}_i \quad (4.56)$$

$$\Delta \ddot{x}_i = \ddot{x}_{i+1} - \ddot{x}_i \quad (4.57)$$

$$\Delta F_i = F_{i+1} - F_i \quad (4.58)$$

Quedan:

$$\Delta \dot{x}_i = (\Delta t) \ddot{x}_i + (\gamma \Delta t) \Delta \ddot{x}_i \quad (4.59)$$

$$\Delta x_i = (\Delta t) \dot{x}_i + \frac{(\Delta t)^2}{2} \ddot{x}_i + [\beta (\Delta t)^2] \Delta \ddot{x}_i \quad (4.60)$$

Despejando $\Delta \ddot{x}_i$ de la ecuación 4.60

$$\Delta \ddot{x}_i = \frac{1}{\beta (\Delta t)^2} \Delta x_i - \frac{1}{\beta \Delta t} \dot{x}_i - \frac{1}{2\beta} \ddot{x}_i \quad (4.61)$$

Sustituyendo en la ecuación 4.59 se obtiene:

$$\Delta \dot{x}_i = \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \Delta x_i - \frac{\gamma}{\beta} \dot{x}_i + \Delta t \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta} \right) \ddot{x}_i \quad (4.62)$$

Sustituyendo las ecuaciones 4.61 y 4.62 en la ecuación 4.40 se tiene:

$$m \left(\frac{1}{\beta (\Delta t)^2} \Delta x_i - \frac{1}{\beta \Delta t} \dot{x}_i - \frac{1}{2\beta} \ddot{x}_i \right) + c \left(\frac{\gamma}{\beta \Delta t} \Delta x_i - \frac{\gamma}{\beta} \dot{x}_i + \Delta t \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta} \right) \ddot{x}_i \right) + k_i \Delta x_i = \Delta F_i \quad (4.63)$$

Agrupando términos en relación a Δx_i :

$$\left[k_i + \frac{m}{\beta (\Delta t)^2} + \frac{\gamma c}{\beta \Delta t} \right] \Delta x_i = \Delta F_i + \left[\frac{m}{\beta \Delta t} + \frac{\gamma c}{\beta} \right] \dot{x}_i + \left[\frac{m}{2\beta} + \Delta t \left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1 \right) c \right] \ddot{x}_i \quad (4.64)$$

Si:

$$\hat{k} = k_i + \frac{m}{\beta(\Delta t)^2} + \frac{\gamma c}{\beta \Delta t}$$

y

$$\Delta \hat{F}_i = \Delta F_i + \left[\frac{m}{\beta \Delta t} + \frac{\gamma c}{\beta} \right] \dot{x}_i + \left[\frac{m}{2\beta} + \Delta t \left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1 \right) c \right] \ddot{x}_i$$

La ecuación 4.63 queda:

$$\hat{k} \Delta x_i = \Delta \hat{F}_i \quad (4.65)$$

Despejando Δx_i queda:

$$\Delta x_i = \frac{\Delta \hat{F}_i}{\hat{k}} \quad (4.66)$$

Conocido Δx_i , se calcula $\Delta \dot{x}_i$ y $\Delta \ddot{x}_i$, con las ecuaciones 4.61 y 4.62, luego se determinan x_{i+1} , \dot{x}_{i+1} , \ddot{x}_{i+1} , utilizando las ecuaciones 4.55, 4.56 y 4.57. Se puede obtener \ddot{x}_{i+1} de la ecuación de movimiento:

$$\ddot{x}_{i+1} = \frac{1}{m} [F_{i+1} - c \dot{x}_{i+1} - kx_{i+1}] \quad (4.67)$$

4.3.2.3 Método de Newmark para sistemas no lineales.

Se parte de la ecuación 4.40, tomando a F_S como una variable en función del tiempo.

$$m \Delta \ddot{x}_i + c \Delta \dot{x}_i + \Delta F_{Si} = \Delta F_i \quad (4.68)$$

El incremento de la fuerza del resorte se puede calcular para cada intervalo de tiempo como:

$$\Delta F_{Si} = (k_i)_{sec} \Delta x_i \quad (4.69)$$

Donde $(k_i)_{sec}$ es el coeficiente de rigidez del sistema definido por la pendiente de la secante de la curva fuerza-desplazamiento en el intervalo Δt .

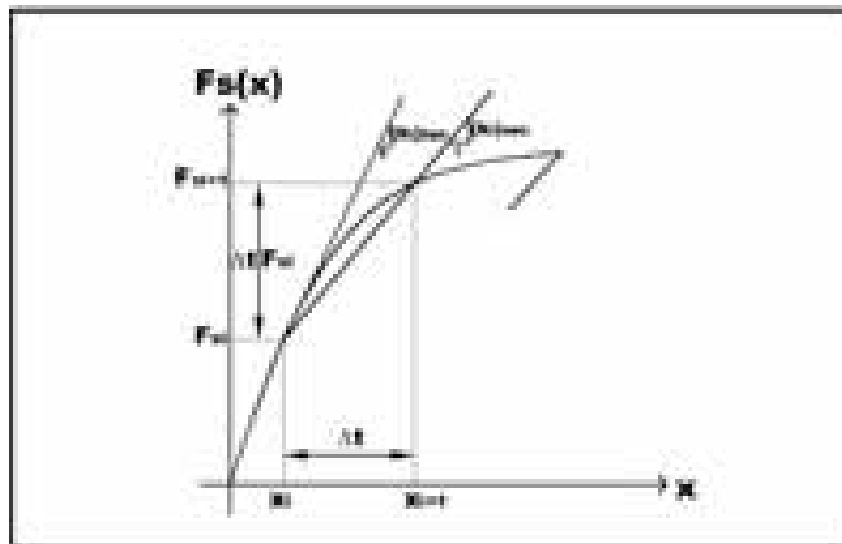


Figura 4.7: Rigidez no lineal.

Fuente: Navarro (2002).

Para determinar $(k_i)_{sec}$ es necesario conocer x_{i+1} y este valor no está determinado, entonces se asume que para un intervalo muy pequeño de tiempo la rigidez se puede cambiar por la rigidez tangente $(k_i)_{tan}$ entonces la ecuación queda:

$$\Delta F_{Si} \approx (k_i)_{tan} \Delta x_i \quad (4.70)$$

Sustituyendo la ecuación 4.70 en la ecuación 4.68 queda:

$$m\Delta\ddot{x}_i + c\Delta\dot{x}_i + k_T\Delta x_i = \Delta F_i \quad (4.71)$$

Se aprecia que la ecuación 4.71 y la ecuación 4.40 son muy parecidas, por lo que permite seguir un procedimiento lineal haciendo algunos ajustes.

- Al iniciar cada paso es necesario calcular la rigidez tangente k_T .
- El valor que se obtiene de \ddot{x}_{i+1} de la ecuación 4.57 difieren con la aplicación de la ecuación 4.67, de estos dos valores se prefiere el segundo, debido a que satisface el equilibrio en el instante $t = t_{i+1}$.

Es necesario tener en cuenta que al usar un Δt constante puede incurrirse en un error, ya que puede retrasar la detección de las transiciones en la relación fuerza-deformación.

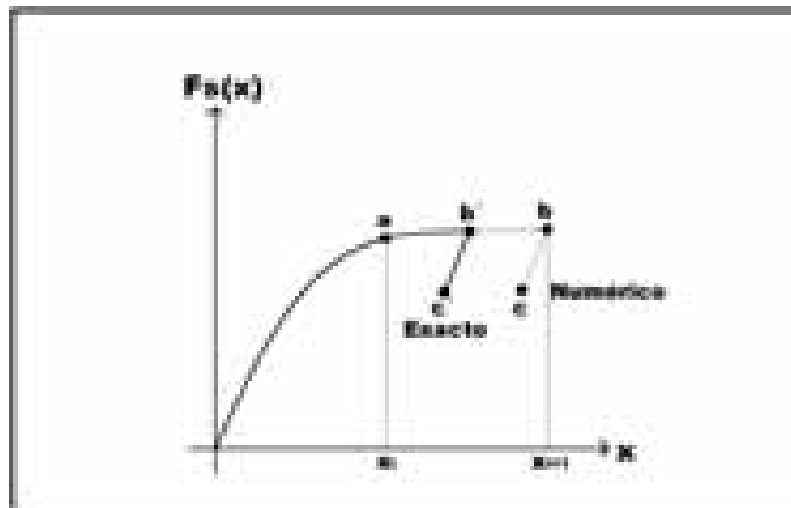


Figura 4.8: Error en la detección del cambio en la relación fuerza-desplazamiento

Fuente: Navarro (2002).

Se observa que al inicio del paso el punto a tiene un desplazamiento x_i y una velocidad positiva \dot{x}_i , y al aplicar el procedimiento para determinar la respuesta final del paso se encuentra b con un cambio de signo en la velocidad, ahora tomando b como punto de inicio para localizar c, sin embargo es posible que en el intervalo de estos pasos la velocidad haya llegado a cero teniendo un punto b' y sea el cambio de curva esfuerzo-deformación, así que el siguiente paso sería c'. Este error se presenta cada que hay reversión en la velocidad, se puede evitar empleando un proceso iterativo el cual consiste en hacer menor el paso que Δt , y de esta manera se ajuste hasta el final del proceso aproximando la velocidad a cero.

Otro error se genera debido a que se toma la rigidez tangente en lugar de la rigidez secante, el desplazamiento x_i al inicio del paso esta dado por el punto a, usando la rigidez tangente para calcular x_{i+1} se localiza el punto b. Si se quisiera la curva con exactitud el punto que representaría el desplazamiento x_{i+1} debería ser b'. Este error se acumula en cada paso por que puede llegar a ser un error significativo.

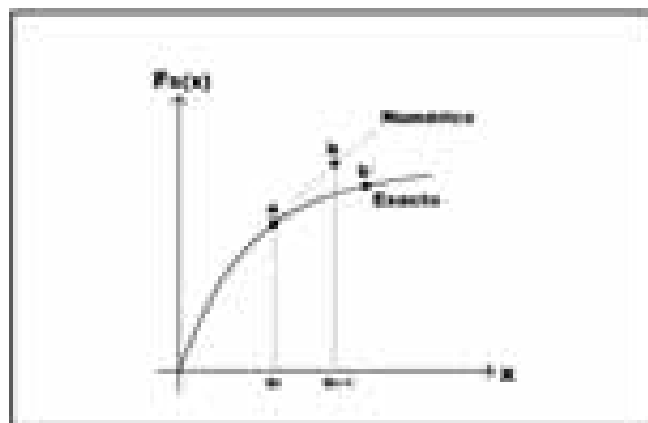


Figura 4.9: Error generado por usar la rigidez tangente de la curva fuerza-desplazamiento

Fuente: Navarro (2002).

Para minimizar los errores anteriores, se utiliza un procedimiento iterativo conocido como Newton-Raphson modificado a continuación se describe.

Inicia de la ecuación 4.55, modificada para un sistema no lineal

$$\hat{k}_T \Delta x_i = \Delta \hat{F}_i \quad (4.72)$$

donde:

$$\hat{k}_T = k_T + \frac{m}{\beta(\Delta t)^2} + \frac{\gamma c}{\beta \Delta t} \quad (4.73)$$

y

$$\Delta \hat{F}_i = \Delta F_i + \left[\frac{m}{\beta \Delta t} + \frac{\gamma c}{\beta} \right] \dot{x}_i + \left[\frac{m}{2\beta} + \Delta t \left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1 \right) c \right] \ddot{x}_i \quad (4.74)$$

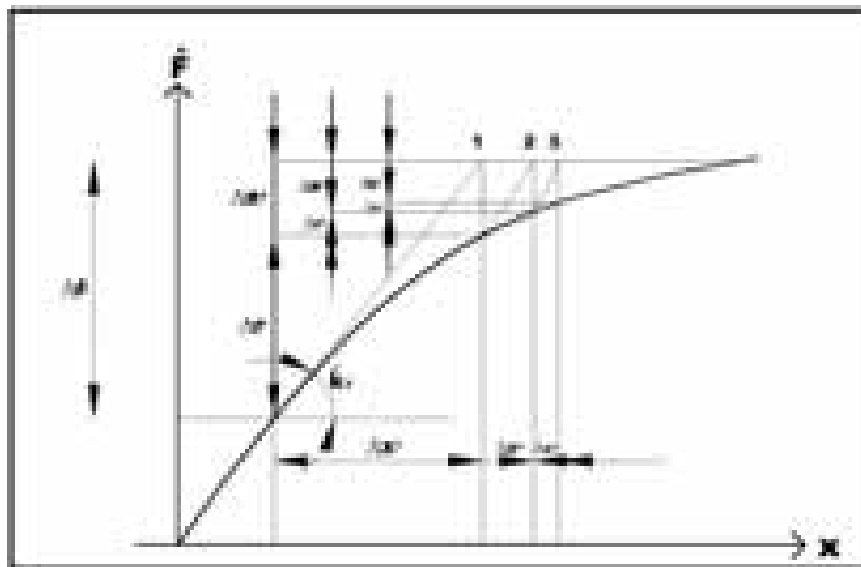


Figura 4.10: Curva fuerza-deformación de un sistema no lineal y procedimiento iterativo de Newton-Raphson modificado.

Fuente: Navarro (2002).

La gráfica de la figura 4.10 representa la ecuación 4.72.

El primer paso es aplicar la ecuación 4.72 para determinar $\Delta x^{(1)}$, que corresponde al punto b de la figura, que es la primera aproximación de Δx correspondiente a b'

$$\Delta x^{(1)} = \frac{\Delta \hat{F}_i}{\hat{k}_T} \quad (4.75)$$

Asociada a este $\Delta x^{(1)}$, está la fuerza $\Delta f^{(1)}$ y la fuerza residual $\Delta R^{(2)}$ dada por:

$$\Delta R^{(2)} = \Delta \hat{F} - \Delta f^{(1)} \quad (4.76)$$

➤ Se calcula $\Delta x^{(2)}$, que es el desplazamiento asociado a la fuerza residual:

$$k_T \Delta x^{(2)} = \Delta R^{(2)} \quad (4.77)$$

Con este valor $\Delta R^{(2)}$ se obtiene una nueva fuerza $\Delta f^{(2)}$ y otra residual $\Delta R^{(3)}$ que se requieren para el cálculo de $\Delta x^{(3)}$, el proceso se repite hasta j iteraciones de tal manera que se cumpla:

$$\frac{\Delta x^{(j)}}{\Delta x} < \epsilon \quad (4.78)$$

donde: $\epsilon =$ es un valor aceptable de error

Por lo tanto el incremento total del desplazamiento desde i hasta $i + 1$ será:

$$\Delta x_i = \sum_{j=1}^i \Delta x^{(j)} \quad (4.79)$$

La precisión y estabilidad de los métodos anteriores depende en gran medida de la elección de un Δt adecuado, el método de Newmark esta dado por $\Delta t/T < 1/(\pi\sqrt{2}) 1/\sqrt{\gamma - 2\beta}$, algunos autores recomiendan $\Delta t \approx 0.1T$ y cuando se trata de estructuras sujetas a excitación sísmica un valor típico de $\Delta t = 0.02\text{seg}$.

4.4 Análisis Pushover.

El análisis Pushover consiste en aplicar a la estructura cargas estáticas monotónicas, en forma incremental hasta llevarla al colapso. De acuerdo con Fajfar (2000), las cargas laterales se pueden considerar con una variación de carga triangular o parabólica con un valor máximo en el tope del edificio o una distribución de carga en función de las formas modales.

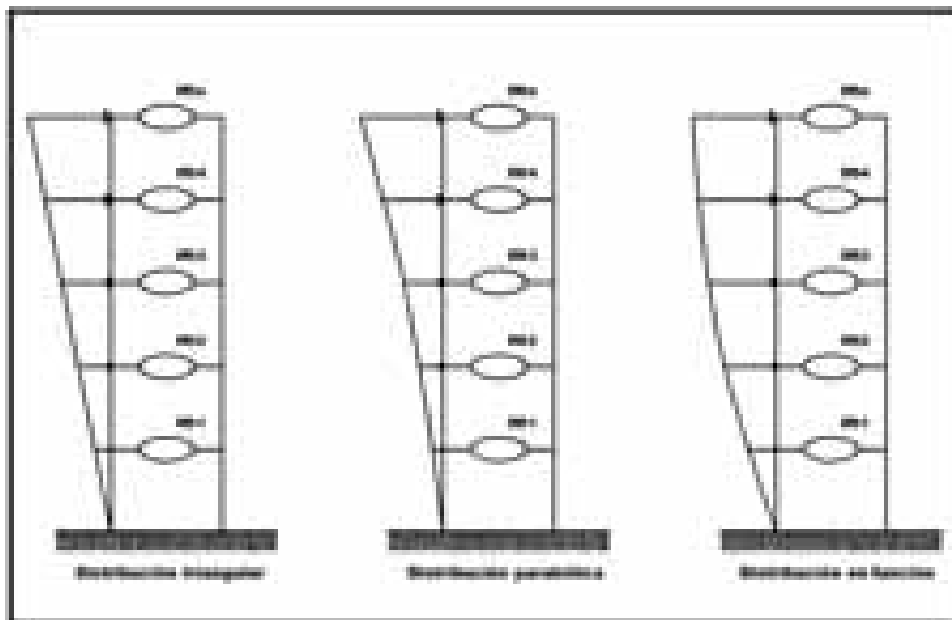


Figura 4.11: Distribuciones de fuerzas laterales en el análisis Pushover

Fuente: Navarro (2007).

De acuerdo con Navarro (2002), la rigidez de los elementos estructurales a flexión se determina del diagrama momento de curvatura de acuerdo con el nivel de esfuerzos al que está sujeta la sección. En el análisis estático no lineal conforme al nivel de daño es la flexión del elemento.

La relación del cortante basal V_b y el desplazamiento lateral máximo en la parte más alta del edificio es la respuesta que interesa, debido a que en base a esta relación se determina la capacidad resistente de la estructura.

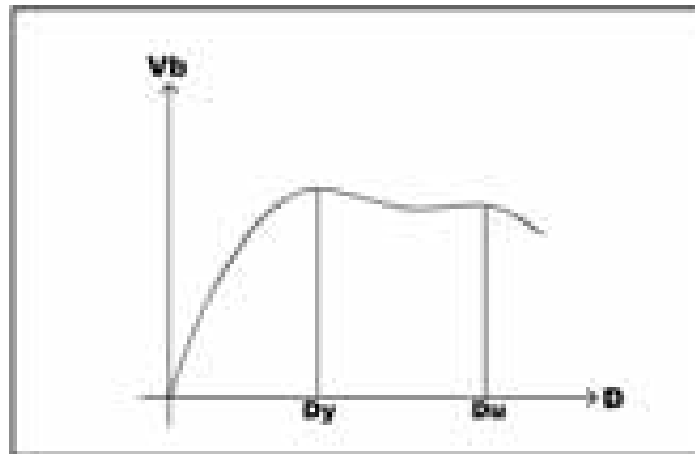


Figura 4.12: Curva de capacidad de la estructura

Existen varios criterios que pueden definir el punto de falla o colapso de una estructura. Algunos consideran que la falla se alcanza cuando el desplazamiento lateral máximo tiene un valor entre el 5 y 10% de la altura del edificio.

Otros criterios son en base a articulaciones plásticas en las cabezas y pies de las columnas de un mismo piso el cual lleva al colapso inevitable, se conoce como mecanismo de traslación de columna.

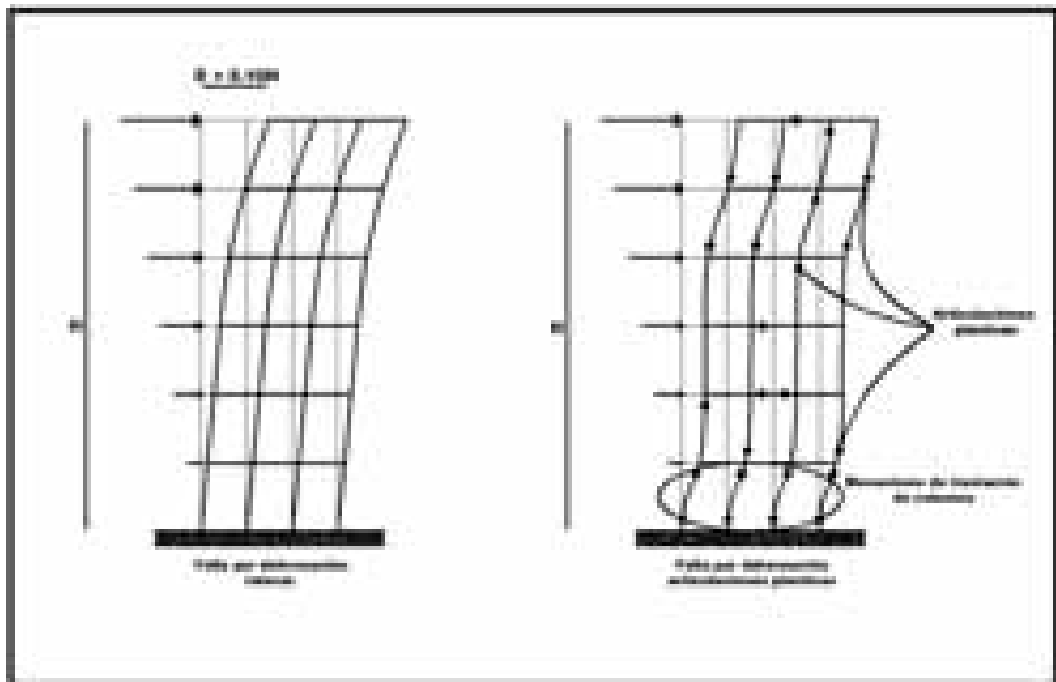


Figura 4.13: Mecanismos de falla o de colapso de una estructura

Fuente: Navarro (2007).

CAPÍTULO 5

METODOLOGÍA

En el siguiente capítulo se describe el enfoque que se ha presentado en esta investigación: el cual es de carácter cuantitativo y diseño experimental.

5.1 Enfoque de Investigación.

“La investigación es un conjunto de procesos sistemáticos y empíricos que se aplican al estudio de un fenómeno”. (Hernández y Colaboradores; 2008:22)

De acuerdo con Hernández y Colaboradores (2008), desde la mitad del siglo XX los enfoques de investigación se han polarizado en dos enfoques principales: el enfoque cuantitativo y el enfoque cualitativo.

El enfoque cuantitativo, es aquel que se encarga de recolectar datos para probar hipótesis, usando la medición numérica y el análisis estadístico, dando como resultado el establecimiento de patrones de comportamiento y así probar teorías.

Por otra parte el enfoque cualitativo, usa la recolección de datos sin medición numérica con la finalidad de descubrir o dar respuesta a las preguntas de investigación en el proceso de interpretación.

En este trabajo de investigación se utilizó el enfoque cuantitativo puesto que los planteamientos a investigar fueron específicos y delimitados desde el inicio, además las hipótesis se establecieron previamente, esto fue, antes de recolectar y

analizar los datos. La recolección de los datos se fundamentó en la medición y el análisis de los resultados.

Se usó este enfoque debido a que el proceso se desarrolló de la siguiente manera: se partió de un problema en, este caso, emplear un método de diseño apropiado para edificios de 5 y 10 niveles de concreto reforzado, de tal manera que cuente con la capacidad de soportar eventos sísmicos durante su vida útil, planteando objetivos y preguntas de investigación descritas en la introducción. Después se revisó la literatura y se construyó un marco teórico, de las preguntas se establecen hipótesis y determinan variables, para de esta manera analizar los datos medibles u observables, los cuales se comparan mediante los resultados obtenidos.

5.2 Diseño de la Investigación.

El término diseño se enfoca a crear un plan o estrategia con la finalidad de obtener la información que se requiere en una investigación.

Existen 2 tipos de diseño de la investigación: investigación no experimental y experimental.

Según Hernández y Colaboradores (2008), la investigación no experimental se fundamenta en la observación de fenómenos en su ambiente natural para analizarlos, sin alterar o manipular variables.

Un experimento, es la acción que se realiza para poder observar las reacciones. En esta acción se manipulan, de manera intencional, una o más

variables independientes (causas) para analizar las consecuencias de tal manipulación sobre una o más variables dependientes (efectos).

La variable independiente debe cumplir con: anteceder a la dependiente, ser manipulada, además debe controlar la variación.

La variable dependiente no se manipula, ayuda a medir el efecto que causa la variable independiente.

Un experimento tiene tres requisitos:

1. El primero es la manipulación intencional de una o más variables independientes.
2. Medir el efecto que la variable independiente tiene en la variable dependiente.
3. Se debe de cumplir con un control o validez interna de la situación experimental.

Ahora la variación de una variable independiente se mide en dos o más grados, esto es, un grado de manipulación involucra un grupo en el experimento.

Este grado implica que un grupo se somete a la presencia de la variable independiente y el otro no, a este proceso se le conoce como presencia-ausencia.

El diseño de esta investigación es experimental, debido a que se requirió de la manipulación de las dimensiones de los edificios, para soportar la fuerza de un sismo, esta variación se hizo las veces necesarias, para cumplir con los requisitos de desplazamiento y evitar daños en estos.

5.2.1 Diseño con posprueba únicamente y grupo de control.

La investigación experimental se divide en tres clases: preexperimentos, Cuasiexperimentos y experimentos puros.

- a) Los preexperimentos son un acercamiento al problema de investigación en la realidad, consisten en un solo grupo con grado de control mínimo.
- b) Cuasiexperimentos, manipulan una variable independiente para observar su efecto y relación con una o más variables dependientes, son diferentes a los puros en la equivalencia de los grupos.
- c) Experimentos puros, son aquellos que logran grupos de comparación y equivalencia, para lograr el control y la validez interna.

A continuación se menciona uno de los diseños puros, el diseño con posprueba únicamente y grupo de control, debido a que es el aplicable a esta investigación:

Este diseño consiste en dos grupos el primero recibe tratamiento experimental y el otro no. Esto es, la manipulación de la variable independiente alcanza sólo dos niveles: presencia-ausencia.

El tratamiento experimental es cuando un grupo se somete a la presencia de la variable independiente, y el otro grupo que está ausente de la variable independiente se le conoce como grupo de control.

Para el caso de esta tesis se empleo este diseño posprueba, debido a que un grupo de edificios se restringe por el Reglamento de Construcción del Estado de Michoacán, y el otro grupo de edificios no.

5.3 Instrumentos de Recopilación de Datos.

Los instrumentos para la elaboración de esta investigación fueron de origen documental principalmente y software como son: Excel 2007, para la elaboración de tablas y gráficas de los criterios de diseño, SAP 2000 para el análisis y diseño de los edificios, IDARC 5.0 y Auto CAD 2007 para el trazo de algunos dibujos y en la parte documental se emplearon las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, el Reglamento de Construcción del Estado de Michoacán y el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.

5.4 Descripción del proceso de Investigación.

Una vez planteado el problema al cual esta enfocada esta tesis se siguió el siguiente proceso:

La investigación inició de manera documental, describiendo los dos criterios de diseño de resistencia última y de desempeño. Hubo la necesidad de profundizar en algunos métodos de análisis para la aplicación de éstos.

Después se ubicó el estado del cual parte esta investigación, al cual le tocan tres zonas sísmicas, con tres tipos de terreno diferentes.

Luego, para poder aplicar el criterio de resistencia última se hizo un predimensionamiento de los elementos estructurales de los edificios como son: columnas y trabes.

Con los datos de las zonas sísmicas y el tipo de terreno se acudió al reglamento de construcción del Estado de Michoacán, para obtener espectros de diseño reducidos.

Se diseñaron los edificios, obteniéndose como resultado las áreas de acero y los desplazamientos de cada estructura, los cuales se compararon con los permisibles y si no pasaban se manipulaban las dimensiones hasta que cumplir con los requisitos.

Para el diseño por desempeño se obligó a la estructura a tener los desplazamientos permitidos, en base a fórmulas establecidas en métodos de análisis para este criterio se obtienen las fuerzas de diseño para determinar las dimensiones que los elementos estructurales requieren para presentar dichos desplazamientos al ocurrir un sismo como el de diseño.

Por último, con los resultados de los dos criterios se sometieron a acelerogramas de sismos reales registrados en el estado de Michoacán para determinar cuál es el criterio que da mejores resultados, para el diseño de estructuras.

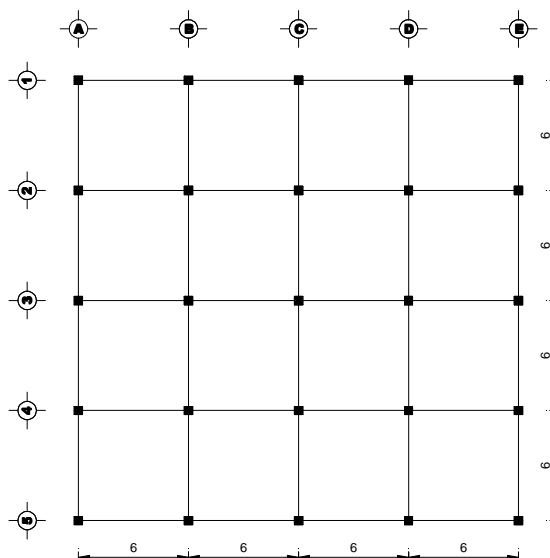
CAPÍTULO 6

DISEÑO SÍSMICO DE LOS MODELOS

En este capítulo se realiza el diseño de los edificios con los 2 criterios analizados anteriormente el criterio de resistencia última y el criterio de desempeño.

Como se delimitó en la introducción y en el marco de referencia, se analizarán 2 edificios de concreto reforzado regulares tanto en planta como en elevación, de 5 y 10 niveles, constan de 4 crujías de 6m de claro en cada dirección y alturas de entrepiso de 3m, destinados a ser estructuras del grupo B.

Los edificios se ubicarán en el Estado de Michoacán en las tres zonas sísmicas que le corresponden, además, se contemplarán los tipos de terreno de cimentación que más abundan en cada una de éstas, en la zona D se contempla terreno tipo I, en la zona C los tres tipos de terreno, y en la zona B los terrenos tipo II y III.



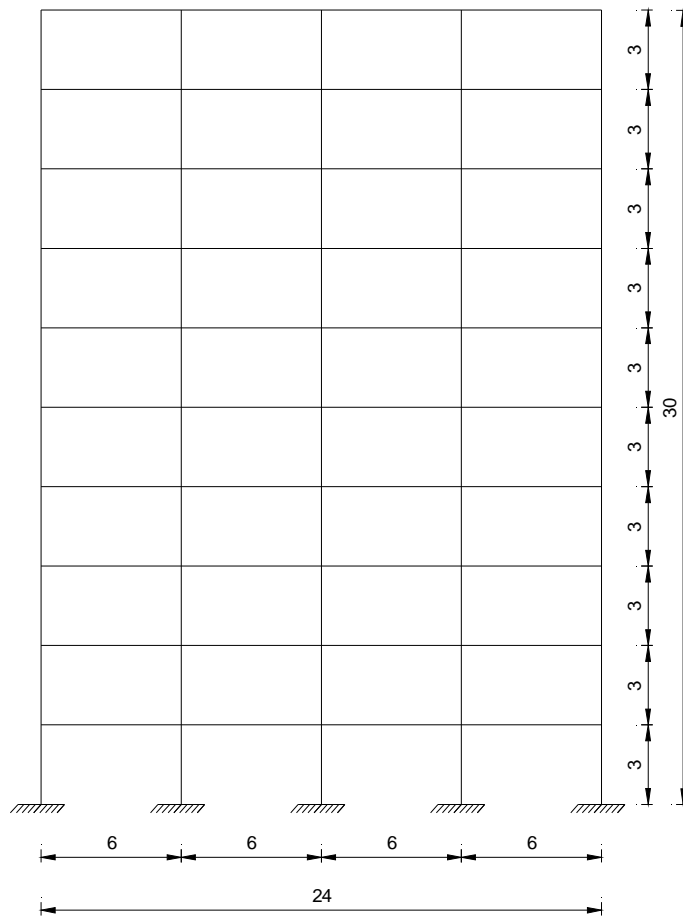
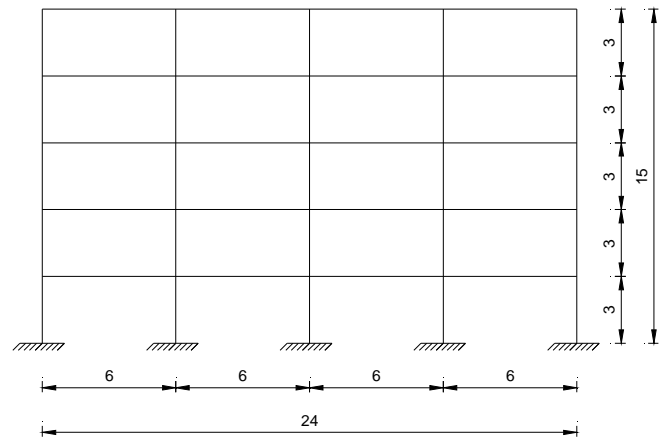


Figura 6.1: Modelos estructurales a analizar

6.1 Criterio de Resistencia Última.

Para poder empezar a aplicar este criterio se empieza por un predimensionamiento de los elementos estructurales como son columnas y trabes tomando las cargas de servicio de las losas de azotea y entrepiso como:

$$W = 1.0 \text{ ton/m}^2$$

Nivel	Columnas	Trabes
No	b x h (cm)	b x h (cm)
1 - 5	45x45	25x50

Nivel	Columnas	Trabes
No	b x h (cm)	b x h (cm)
1 - 4	55x55	35x65
5 - 7	50x50	30x65
8 - 10	45x45	25x60

Tabla 6.1: Predimensionamiento de Trabes y Columnas de los Edificios 5 y 10 niveles.

Se sacan áreas tributarias, en este caso, dado que los edificios tienen la misma planta les toca las mismas áreas. Con estas las áreas tributarias se calculan las cargas que actúan en marcos:

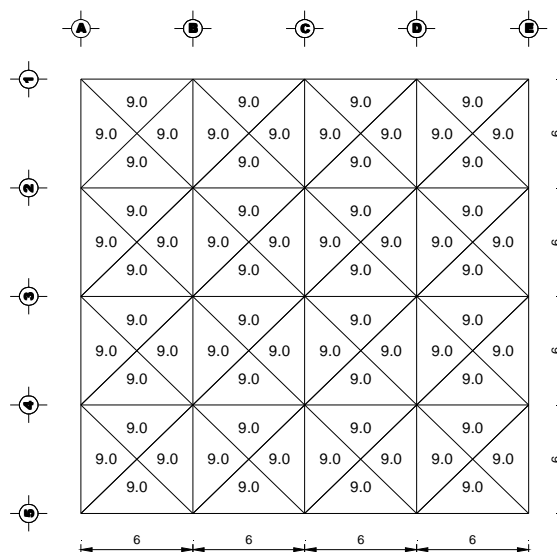
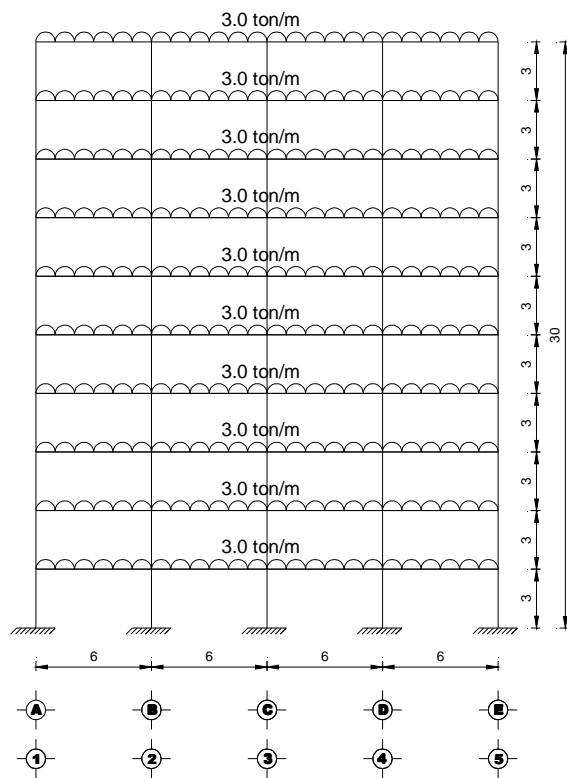
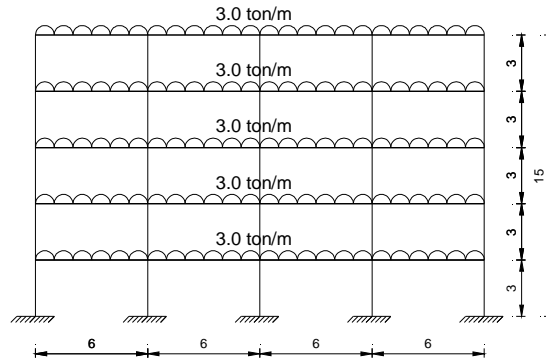


Figura 6.2: Áreas tributarias de la losa de azotea y entrepiso.

MARCOS B, C, D, 2, 3 Y 4



MARCOS A, E, 1 Y 5

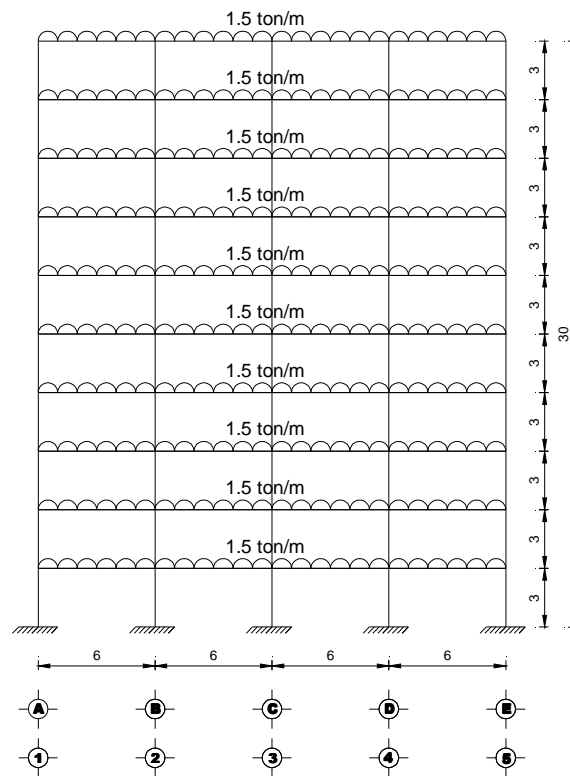
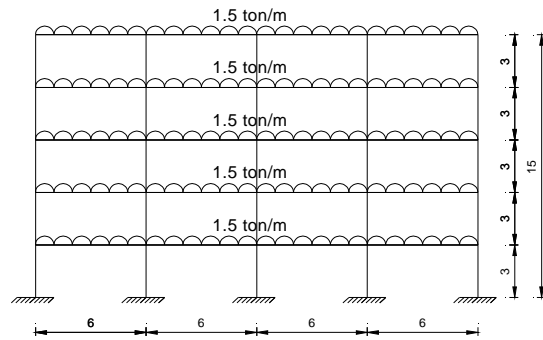


Figura 6.3: Marcos con carga repartida de los edificios 5 y 10 niveles

El diseño de los edificios se hizo con la ayuda del programa SAP 2000, en el cual se modelaron los edificios de la siguiente manera:

1. Primero se define el modelo con el número de claros en sentido “x” y “y”, y el número de niveles.
2. Luego se asignan los materiales de la estructura y se definen las secciones para traveses y columnas con los datos de predimensionamiento. Además de seleccionar los apoyos.
3. En este paso se asignan las cargas permanentes en las traveses, con los datos de los marcos ya definidos.
4. Ahora se asignan las masas y diafragmas rígidos en los entrepisos, esto es debido a que las losas además de recibir directamente las cargas y transmitírselas a las traveses, unen los nodos de cada entrepiso formando un diafragma rígido.
5. Se define el tipo de análisis sísmico, en este caso el método dinámico modal espectral. Con este procedimiento el programa calcula automáticamente las fuerzas sísmicas y se las aplica al modelo. Para esto se requiere introducir en el programa los espectros de diseño, los cuales se obtienen con los datos de la tabla 6.2.

Zona Sísmica	Terreno de Cimentación	α_0	c	T_a	T_b	r
B	II	0.08	0.20	0.50	2.00	2/3
	III	0.08	0.24	0.80	3.30	1
C	I	0.12	0.24	0.25	0.67	1/2
	II	0.12	0.30	0.45	1.80	2/3
	III	0.12	0.36	0.60	2.90	1
D	I	0.24	0.48	0.15	0.55	1/2

Tabla 6.2: Parámetros para los espectros de diseño.

La gráfica del espectro se construye con los valores de las aceleraciones en el eje de las ordenadas y en el de las abscisas los valores de los periodos, se calculan con las siguientes formulas:

$T = \text{valores arbitrarios.}$

$$A = \frac{c}{Q}g$$

donde:

$Q = 4$ (Factor de comportamiento sísmico y se obtiene de la tabla 4.3)

$g = 9.81\text{m/s}^2$

En este caso se requirieron los siguientes espectros:

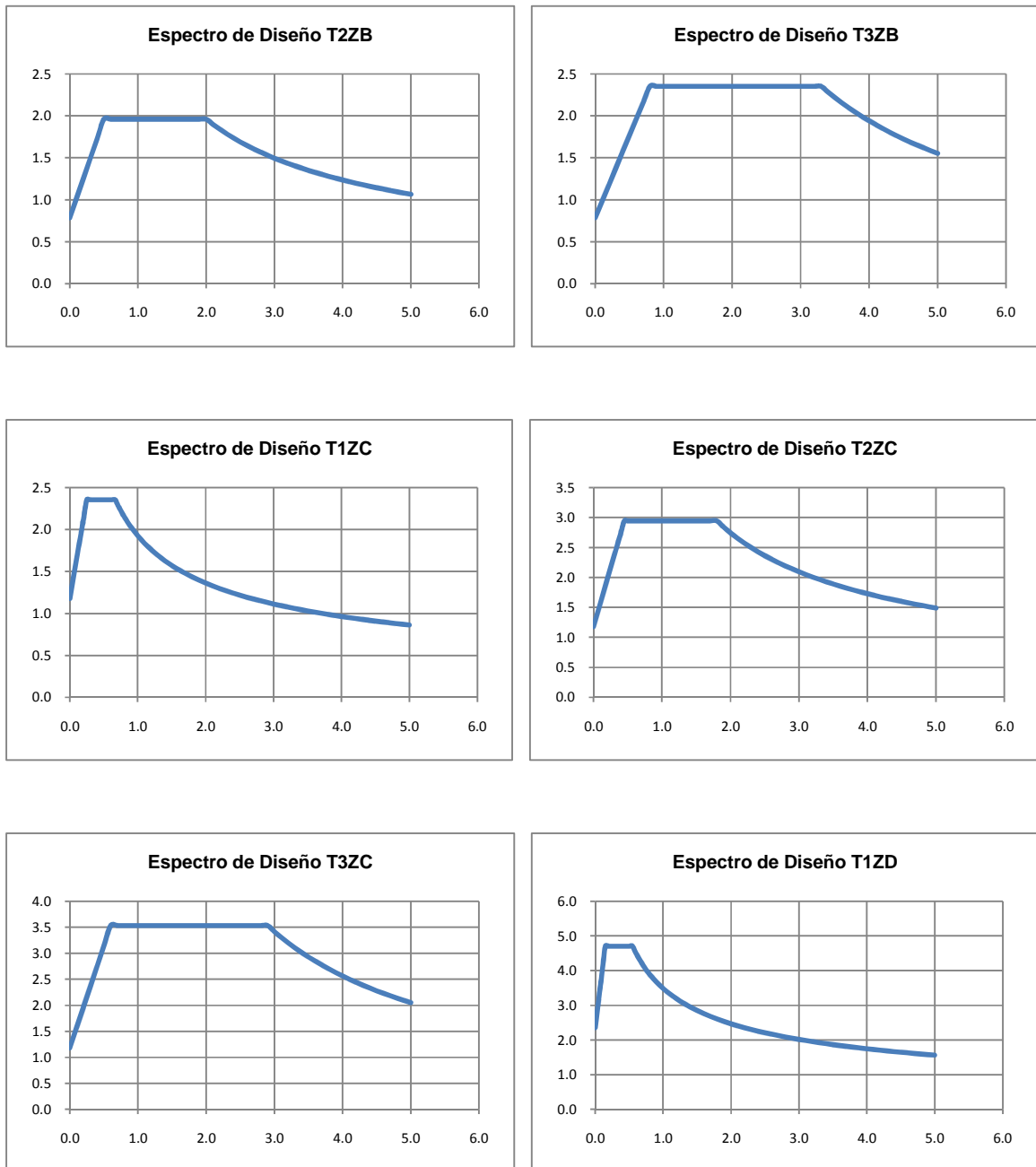


Figura 6.4: Espectros de Diseño, Edificios 5 y 10 Niveles, eje de las abscisas: periodo, eje de las ordenadas: aceleraciones.

6. Las cargas permanentes se deben combinar con las debidas a sismo en dirección “x” y sismo en dirección “y”, las combinaciones son las siguientes:

- 1.- $1.4 CM$
2.- $1.1 CM + 1.1 SISMO X + 0.33 SISMO Y$
3.- $1.1 CM + 0.33 SISMO X + 1.1 SISMO Y$

7. Por último se selecciona el Reglamento de diseño a utilizar, en este caso el del Distrito Federal.
8. Se ejecuta el programa.

Se obtienen los resultados del analisis, con los cuales se deben revisar las áreas de acero y desplazamientos laterales en los 2 sentidos, pero como en este caso se trata de edificios simétricos, con revisar un sentido es suficiente.

Las areas se revisan en el programa, y los desplazamientos se revisan con la formula 4.28:

$$\frac{\delta_i}{H_i} \leq 0.012$$

Cuando las condiciones anteriores no se cumplen, se aumentan o disminuyen las dimensiones de las columnas o trabes, hasta que pasen.

Los desplazamientos de los edificios de 5 y 10 niveles son los siguientes:

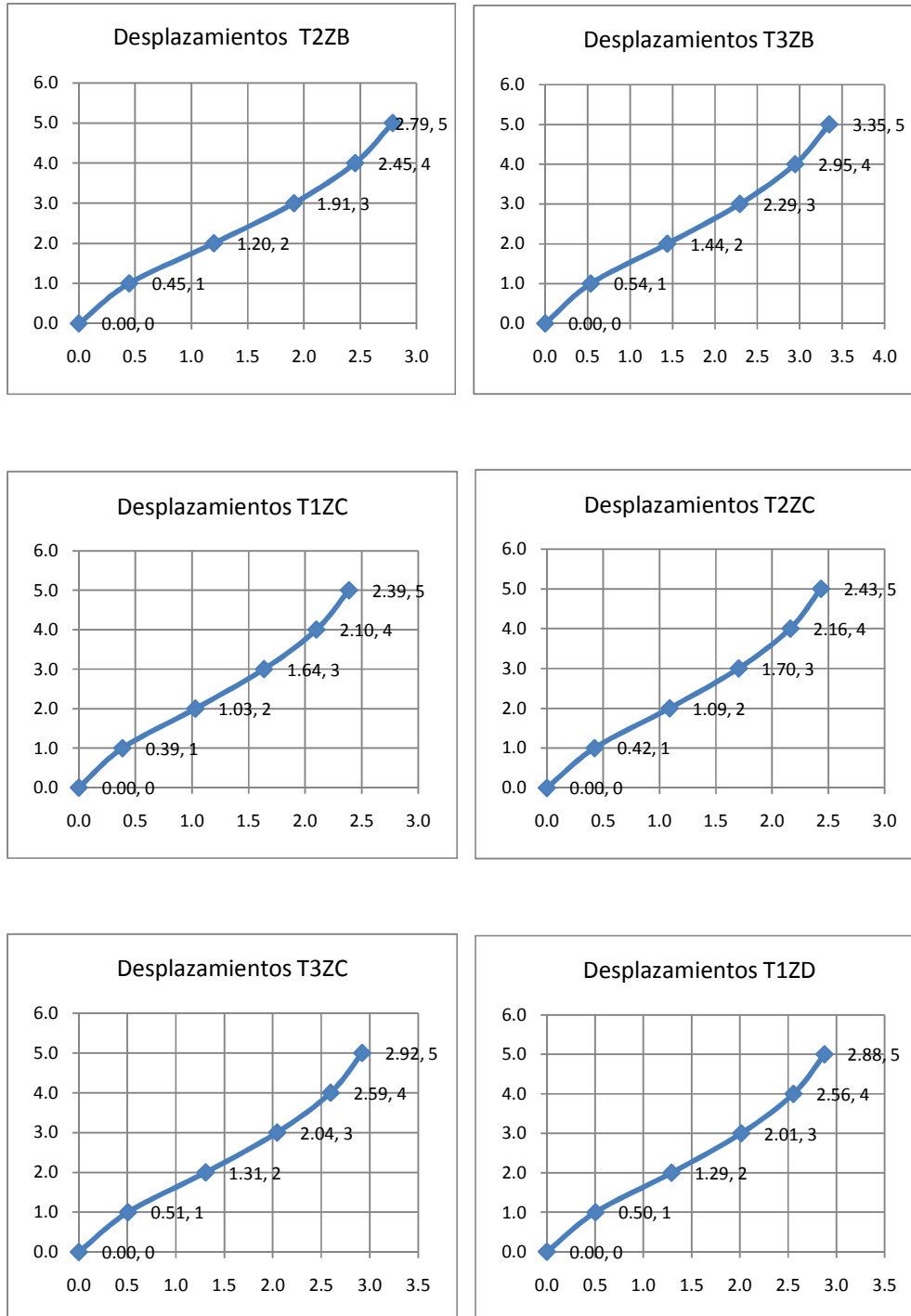


Figura 6.5: Desplazamientos Edificios de 5 niveles, eje de las abscisas: desplazamiento (cm), eje de las ordenadas: nivel.

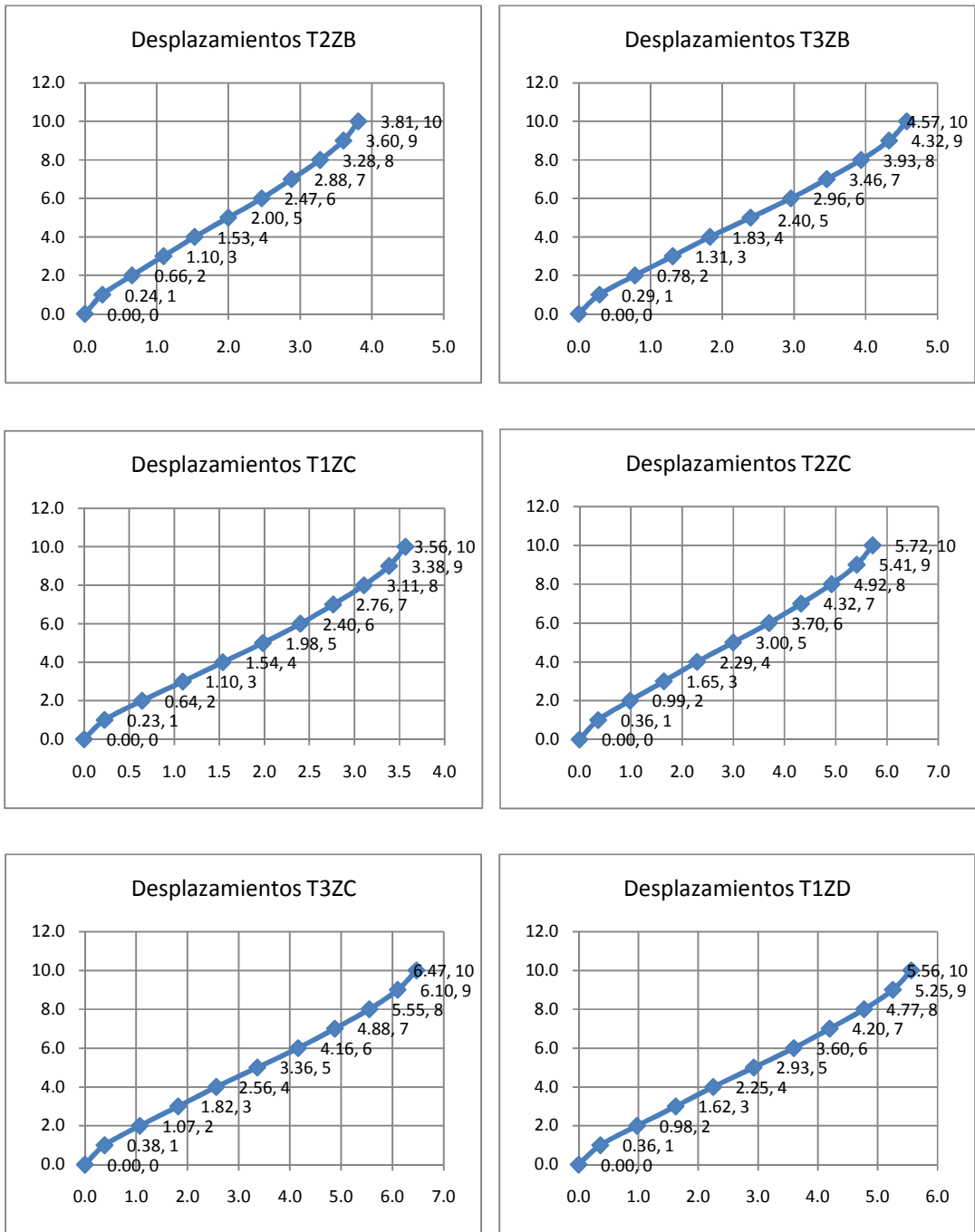


Figura 6.6: Desplazamientos Edificios 10 niveles, eje de las abscisas: desplazamiento (cm), eje de las ordenadas: nivel.

Los resultados del criterio de resistencia última son los siguientes, y en los anexos se puede apreciar el armado de acero de cada edificio tanto de 5 como de 10 niveles.

Zona	Terreno	Periodo	COLUMNAS	TRABES	COLUMNAS	TRABES	
			b x h 1-5	b x h 1-5	ρ	ρ sup	ρ inf
b	2	1.3194	50X50	25X50	0.0100	0.0114	0.0052
b	3	1.3194	50X50	25X50	0.0103	0.0127	0.0057
c	1	1.3194	50X50	25X50	0.0100	0.0105	0.0048
c	2	1.0087	55X55	30X60	0.0100	0.0083	0.0039
c	3	1.0087	55X55	30X60	0.0100	0.0094	0.0044
d	1	1.0087	55X55	30X60	0.0100	0.0093	0.0043

Tabla 6.3: Resultados de dimensiones y porcentajes de acero para edificios de 5 niveles.

Zona	Terreno	Periodo	DIMENSIONES DE COLUMNAS			DIMENSIONES DE TRABES		
			b x h 1-4	b x h 5-7	b x h 8-10	b x h 1-4	b x h 5-7	b x h 8-10
b	2	1.4950	70X70	65X65	60X60	35X75	30X70	30X60
b	3	1.4950	70X70	65X65	60X60	35X75	30X70	30X60
c	1	1.6673	70X70	65X65	60X60	35X65	30X65	25X60
c	2	1.4950	70X70	65X65	60X60	35X75	30X70	30X60
c	3	1.4505	75X75	70X70	65X65	35X75	30X70	30X60
d	1	1.4950	70X70	65X65	60X60	35X75	30X70	30X60

Tabla 6.4: Resultados de dimensiones para edificios de 10 niveles.

Zona	Terreno	COLUMNAS			TRABES					
		1 - 4	5 - 7	8 - 10	1 - 4		5 - 7		8 - 10	
		ρ	ρ	ρ	ρ sup	ρ inf	ρ sup	ρ inf	ρ sup	ρ inf
b	2	0.0127	0.0100	0.0100	0.00620	0.00300	0.00730	0.00340	0.00720	0.00340
b	3	0.0127	0.0100	0.0100	0.00700	0.00330	0.00820	0.00380	0.00770	0.00360
c	1	0.0116	0.0100	0.0100	0.00680	0.00320	0.00730	0.00340	0.00770	0.00360
c	2	0.0127	0.0100	0.0100	0.00820	0.00390	0.00950	0.00440	0.00870	0.00410
c	3	0.0100	0.0100	0.0100	0.00950	0.00560	0.01080	0.00580	0.00940	0.00440
d	1	0.0127	0.0100	0.0100	0.00810	0.00380	0.00930	0.00430	0.00890	0.00410

Tabla 6.5: Resultados de porcentajes de acero para edificios de 10 niveles.

Zona	Terreno	COLUMNAS			
		b	h	ρ	As
b	2	50	50	0.0100	25.00
b	3	50	50	0.0103	25.75
c	1	50	50	0.0100	25.00
c	2	55	55	0.0100	30.25
c	3	55	55	0.0100	30.25
d	1	55	55	0.0100	30.25

Tabla 6.6: Resultados de áreas de acero en columnas para edificios de 5 niveles.

Zona	Terreno	COLUMNAS 1 - 4			
		b	h	ρ	As
b	2	70	70	0.0127	62.23
b	3	70	70	0.0127	62.23
c	1	70	70	0.0116	56.84
c	2	70	70	0.0127	62.23
c	3	75	75	0.0100	56.25
d	1	70	70	0.0127	62.23

Zona	Terreno	COLUMNAS 5 - 7			
		b	h	ρ	As
b	2	65	65	0.0100	42.25
b	3	65	65	0.0100	42.25
c	1	65	65	0.0100	42.25
c	2	65	65	0.0100	42.25
c	3	70	70	0.0100	49.00
d	1	65	65	0.0100	42.25

Zona	Terreno	COLUMNAS 8 - 10			
		b	h	ρ	As
b	2	60	60	0.0100	36.00
b	3	60	60	0.0100	36.00
c	1	60	60	0.0100	36.00
c	2	60	60	0.0100	36.00
c	3	65	65	0.0100	42.25
d	1	60	60	0.0100	36.00

Tabla 6.7: Resultados de áreas de acero en columnas para edificios de 10 niveles.

Terreno	TRABES					
	b	h	ρ (sup)	ρ (inf)	As (sup)	As (inf)
2	25	50	0.0114	0.0052	14.25	6.50
3	25	50	0.0127	0.0057	15.88	7.13
1	25	50	0.0105	0.0048	13.13	6.00
2	30	60	0.0083	0.0039	14.94	7.02
3	30	60	0.0094	0.0044	16.92	7.92
1	30	60	0.0093	0.0043	16.74	7.74

Tabla 6.8: Resultados de áreas de acero en trabes para edificios de 5 niveles.

Zona	Terreno	TRABES 1 - 4						
		b	h	ρ (sup)	ρ (inf)	As (sup)	As (inf)	As temp
b	2	35	75	0.00620	0.00300	16.28	7.88	1.43
b	3	35	75	0.00700	0.00330	18.38	8.66	1.43
c	1	35	65	0.00680	0.00320	15.47	7.28	0.00
c	2	35	75	0.00820	0.00390	21.53	10.24	1.43
c	3	35	75	0.00950	0.00560	24.94	14.70	1.43
d	1	35	75	0.00810	0.00380	21.26	9.98	1.43

Zona	Terreno	TRABES 5 - 7						
		b	h	ρ (sup)	ρ (inf)	As (sup)	As (inf)	As temp
b	2	30	70	0.00730	0.00340	15.33	7.14	0.00
b	3	30	70	0.00820	0.00380	17.22	7.98	0.00
c	1	30	65	0.00730	0.00340	14.24	6.63	0.00
c	2	30	70	0.00950	0.00440	19.95	9.24	0.00
c	3	30	70	0.01080	0.00580	22.68	12.18	0.00
d	1	30	70	0.00930	0.00430	19.53	9.03	0.00

Zona	Terreno	TRABES 8 - 10						
		b	h	ρ (sup)	ρ (inf)	As (sup)	As (inf)	As temp
b	2	30	60	0.00720	0.00340	12.96	6.12	0.00
b	3	30	60	0.00770	0.00360	13.86	6.48	0.00
c	1	25	60	0.00770	0.00360	11.55	5.40	0.00
c	2	30	60	0.00870	0.00410	15.66	7.38	0.00
c	3	30	60	0.00940	0.00440	16.92	7.92	0.00
d	1	30	60	0.00890	0.00410	16.02	7.38	0.00

Tabla 6.9: Resultados de áreas de acero en trabes para edificios de 10 niveles.

6.2 Criterio de Diseño por Desempeño.

El método de desplazamiento directo o rigidez secante, es el que se utilizó para el desarrollo del criterio de diseño por desempeño.

El método tiene el siguiente procedimiento:

Se modelan los edificios con el procedimiento anterior en el programa SAP 2000, con la diferencia que el paso 5 se omite y en el paso 6 las combinaciones se cambian por las siguientes:

- 1.- $1.4 CM$
- 2.- $1.1 CM + 1.1 CM X + 0.33 CM Y$
- 3.- $1.1 CM + 0.33 CM X + 1.1 CM Y$

Además de agregar un paso antes de ejecutar el programa, el cual consta de adicionar las fuerzas, que se determinan en base al cortante basal, el cual se distribuye verticalmente en proporción a la masa vertical y a los desplazamientos de los entrepisos.

Este paso se desarrolla con el siguiente procedimiento:

Se determina el espectro de demanda sísmica en formato AD, para lo cual se parte del espectro de diseño de pseudoaceleraciones, y se aplica la formula 2.9.

Los espectros de diseño se determinaron en el criterio de resistencia última en la figura 6.4, y los espectros de demanda en formato AD de los edificios de 5 y 10 niveles son los siguientes:

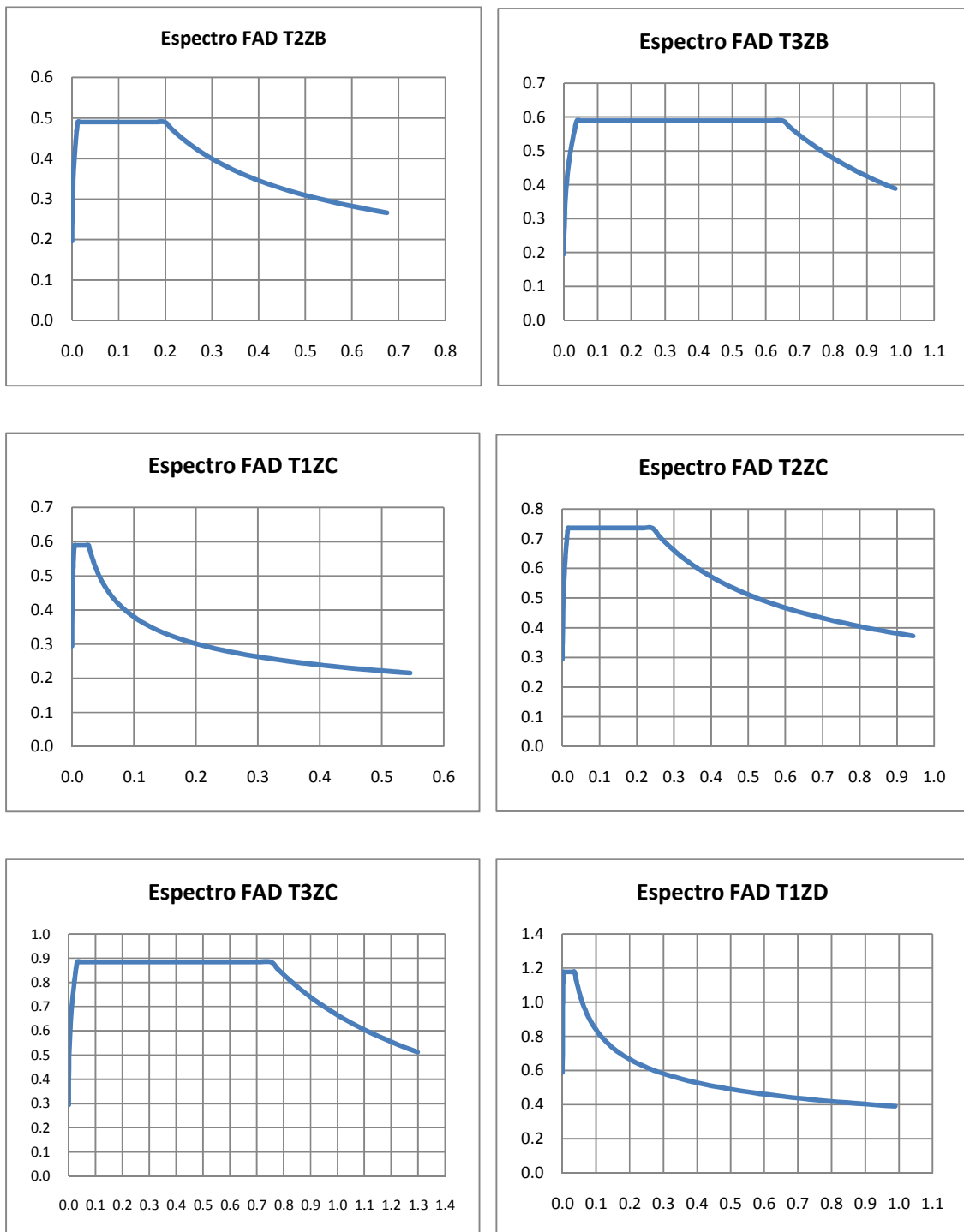


Figura 6.7: Espectros de Demanda en Formatos AD, Edificios 5 y 10 Niveles, para un $\zeta = 5\%$; eje de las abscisas: desplazamientos; eje de las ordenadas: aceleraciones.

Ahora se determina los espectros de diseño de desplazamientos para distintos porcentajes de amortiguamiento, mediante la expresión 2.10:

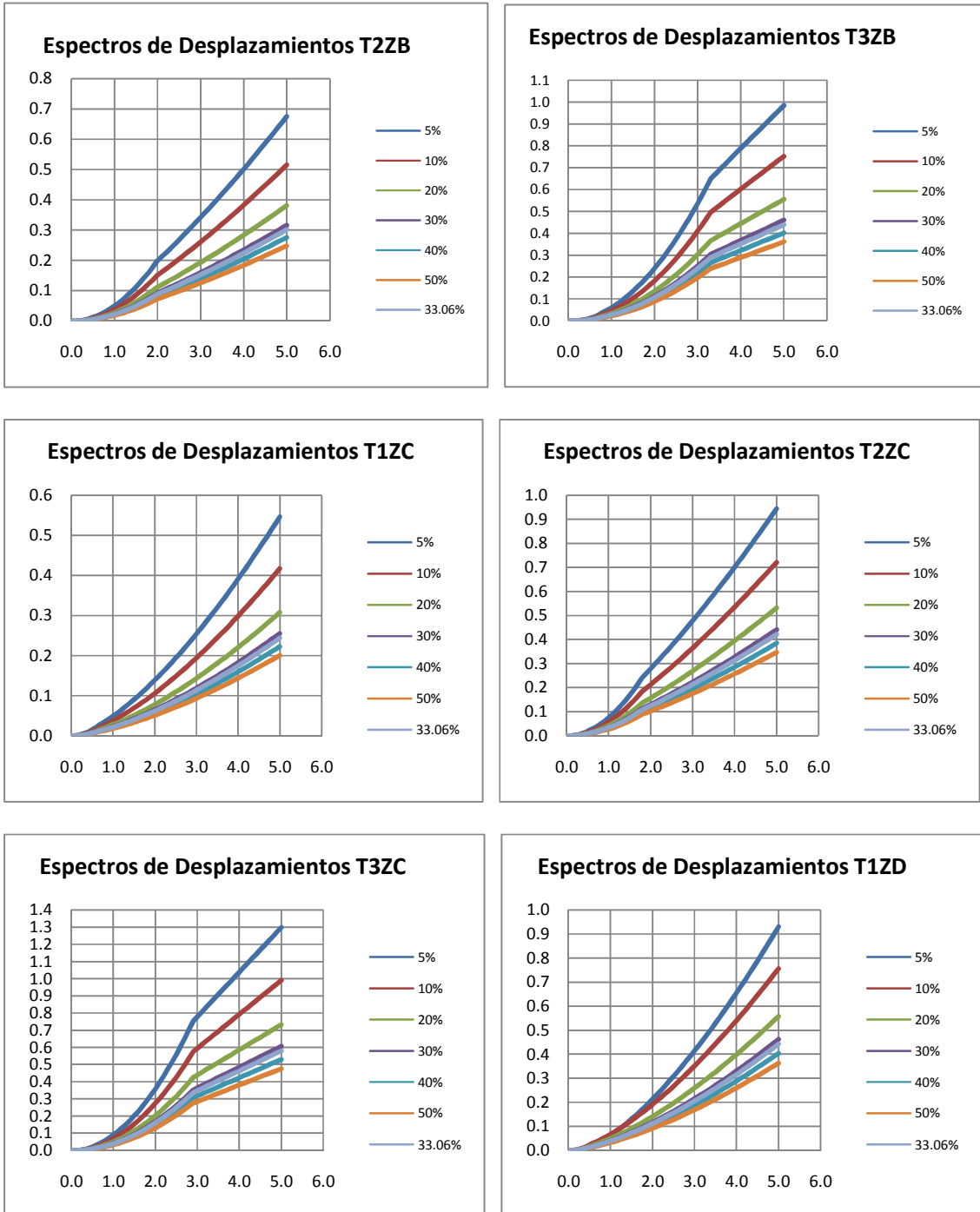


Figura 6.8: Espectros de Diseño de Desplazamientos para distintos porcentajes de amortiguamiento; eje de las abscisas: periodo; eje de las ordenadas: desplazamientos.

Se selecciona la curva correspondiente al amortiguamiento de la estructura definido por la ecuación 2.11 de cada edificio, se muestran a continuación:

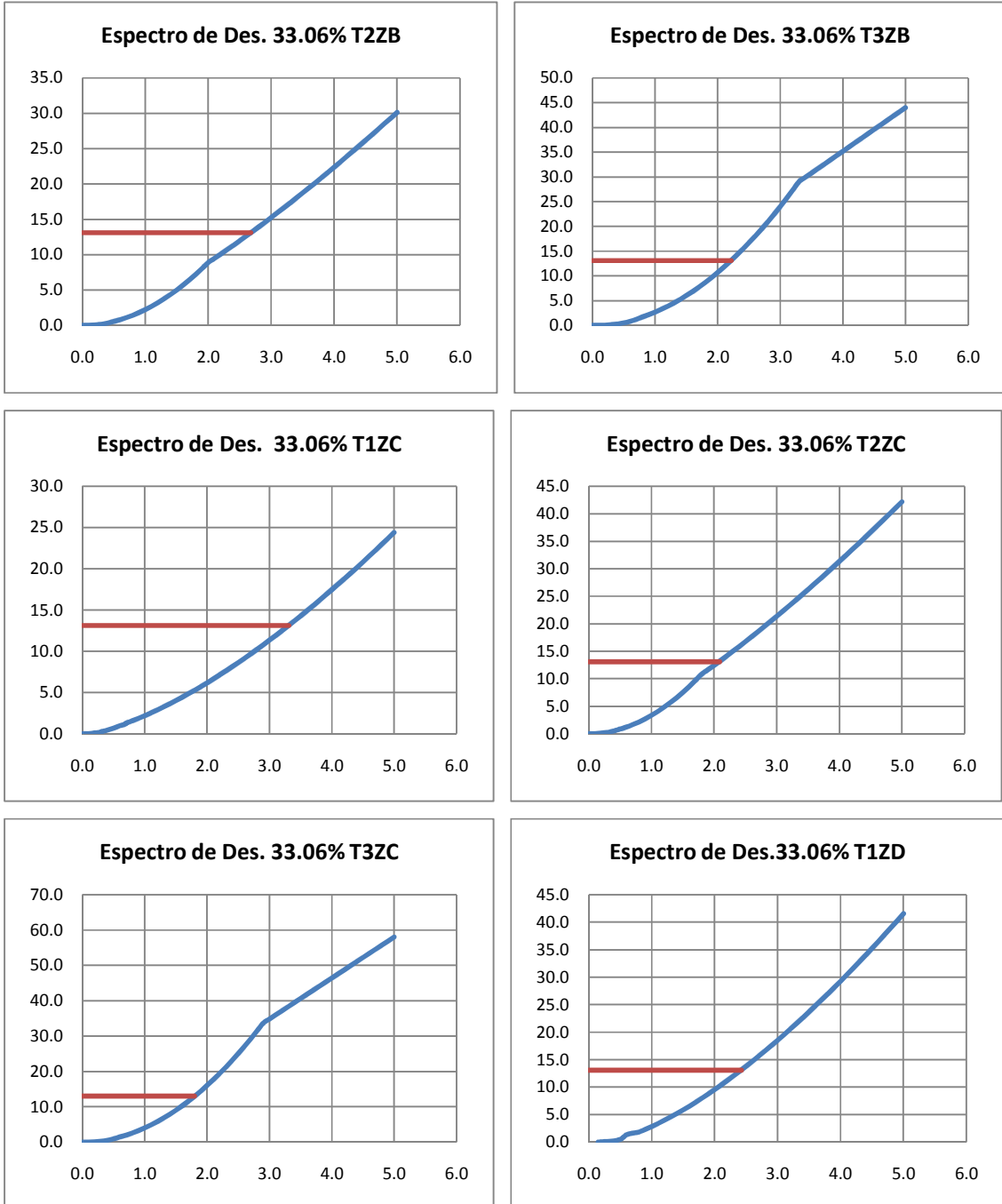


Figura 6.9: Espectro de Desplazamientos para amortiguamiento equivalente, Edificios 5 Niveles; eje de las abscisas: periodo; eje de las ordenadas: desplazamientos.

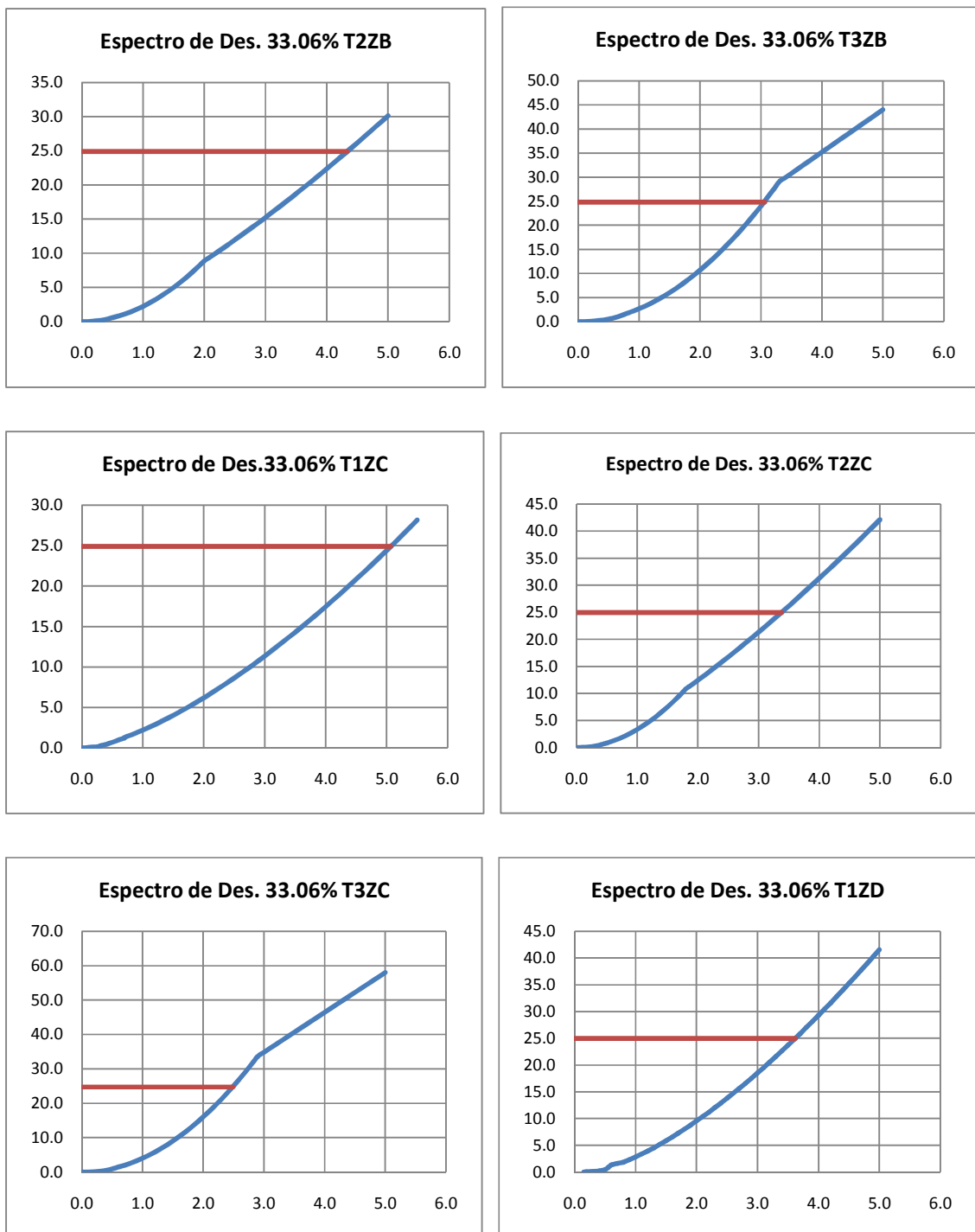


Figura 6.10: Espectro de Desplazamiento de amortiguamiento equivalente, Edificios 10 Niveles; eje de las abscisas: periodo; eje de las ordenadas: desplazamientos.

Se requiere determinar el desplazamiento de diseño, que se calcula con la ecuación 2.12, con el desplazamiento se entra a las gráficas anteriores de figura 6.9 y 6.10, para obtener los periodos efectivos de cada estructura.

Luego con el periodo determinado se calcula la masa efectiva con la expresión 2.13., así como la rigidez efectiva ecuación 2.14 y el cortante basal ecuación 2.15.

Para finalizar se aplica la expresión 2.16 donde se determinan las fuerzas que se aplicaran a cada edificio.

Los resultados de la masa vertical y de los desplazamientos para los edificios de 5 y 10 niveles además de las fuerzas se muestran en las siguientes tablas:

T2ZB

Nivel	W	m	H	Δ_i	$m \Delta_i^2$	$m \Delta_i$	Fi
No	kg	kg-s ² /cm	cm	cm	kg-cm/s ²	kg/s ²	cm
0	0.00	0.00	0	0.0	0.00	0.00	0.00
1	652.05	0.66	300	3.6	8.61	2.39	13.15
2	652.05	0.66	600	7.2	34.46	4.79	26.30
3	652.05	0.66	900	10.8	77.53	7.18	39.46
4	652.05	0.66	1200	14.4	137.83	9.57	52.61
5	614.03	0.63	1500	18.0	202.80	11.27	61.93
	3222.23				461.22	35.19	

Tabla 6.10: Fuerzas terreno II zona B

T3ZB

Nivel	W	m	H	Δ_i	$m \Delta_i^2$	$m \Delta_i$	Fi
No	kg	kg-s ² /cm	cm	cm	kg-cm/s ²	kg/s ²	cm
0	0.00	0.00	0	0.0	0.00	0.00	0.00
1	677.25	0.69	300	3.6	8.95	2.49	19.91
2	677.25	0.69	600	7.2	35.79	4.97	39.82
3	677.25	0.69	900	10.8	80.52	7.46	59.73
4	677.25	0.69	1200	14.4	143.15	9.94	79.63
5	626.63	0.64	1500	18.0	206.96	11.50	92.10
	3335.63				475.37	36.35	

Tabla 6.11: Fuerzas terreno III zona B

T1ZC

Nivel	W	m	H	Δi	$m \Delta i^2$	$m \Delta i$	Fi
No	kg	kg-s ² /cm	cm	cm	kg-cm/s ²	kg/s ²	cm
0	0.00	0.00	0	0.0	0.00	0.00	0.00
1	640.80	0.65	300	3.6	8.47	2.35	8.47
2	640.80	0.65	600	7.2	33.86	4.70	16.95
3	640.80	0.65	900	10.8	76.19	7.05	25.42
4	640.80	0.65	1200	14.4	135.45	9.41	33.89
5	608.40	0.62	1500	18.0	200.94	11.16	40.23
	3171.60				454.91	34.68	

Tabla 6.12: Fuerzas terreno I zona C

T2ZC

Nivel	W	m	H	Δi	$m \Delta i^2$	$m \Delta i$	Fi
No	kg	kg-s ² /cm	cm	cm	kg-cm/s ²	kg/s ²	cm
0	0.00	0.00	0	0.0	0.00	0.00	0.00
1	677.25	0.69	300	3.6	8.95	2.49	22.46
2	677.25	0.69	600	7.2	35.79	4.97	44.92
3	677.25	0.69	900	10.8	80.52	7.46	67.39
4	677.25	0.69	1200	14.4	143.15	9.94	89.85
5	626.63	0.64	1500	18.0	206.96	11.50	103.92
	3335.63				475.37	36.35	

Tabla 6.13: Fuerzas terreno II zona C

T3ZC

Nivel	W	m	H	Δi	$m \Delta i^2$	$m \Delta i$	Fi
No	kg	kg-s ² /cm	cm	cm	kg-cm/s ²	kg/s ²	cm
0	0.00	0.00	0	0.0	0.00	0.00	0.00
1	738.45	0.75	300	3.6	9.76	2.71	33.02
2	738.45	0.75	600	7.2	39.02	5.42	66.04
3	738.45	0.75	900	10.8	87.80	8.13	99.06
4	738.45	0.75	1200	14.4	156.09	10.84	132.08
5	657.23	0.67	1500	18.0	217.07	12.06	146.94
	3611.03				509.74	39.16	

Tabla 6.14: Fuerzas terreno III zona C

T1ZD

Nivel	W	m	H	Δi	$m \Delta i^2$	$m \Delta i$	Fi
No	kg	kg-s ² /cm	cm	cm	kg-cm/s ²	kg/s ²	cm
0	0.00	0.00	0	0.0	0.00	0.00	0.00
1	677.25	0.69	300	3.6	8.95	2.49	16.62
2	677.25	0.69	600	7.2	35.79	4.97	33.23
3	677.25	0.69	900	10.8	80.52	7.46	49.85
4	677.25	0.69	1200	14.4	143.15	9.94	66.46
5	626.63	0.64	1500	18.0	206.96	11.50	76.87
	3335.63				475.37	36.35	

Tabla 6.15: Fuerzas terreno I zona D

T2ZB

Nivel	W	m	H	Δi	$m \Delta i^2$	$m \Delta i$	Fi
No	kg	kg-s ² /cm	cm	cm	kg-cm/s ²	kg/s ²	cm
0	0.00	0.00	0	0.0	0.00	0.00	0.00
1	721.80	0.74	300	3.6	9.54	2.65	5.58
2	721.80	0.74	600	7.2	38.14	5.30	11.15
3	721.80	0.74	900	10.8	85.82	7.95	16.73
4	721.80	0.74	1200	14.4	152.57	10.60	22.31
5	706.05	0.72	1500	18.0	233.19	12.96	27.28
6	706.05	0.72	1800	21.6	335.79	15.55	32.73
7	706.05	0.72	2100	25.2	457.05	18.14	38.19
8	691.20	0.70	2400	28.8	584.41	20.29	42.73
9	691.20	0.70	2700	32.4	739.65	22.83	48.07
10	633.60	0.65	3000	36.0	837.05	23.25	48.96
	7021.35				3473.22	139.50	

Tabla 6.16: Fuerzas terreno II zona B

T3ZB

Nivel	W	m	H	Δi	$m \Delta i^2$	$m \Delta i$	Fi
No	kg	kg-s ² /cm	cm	cm	kg-cm/s ²	kg/s ²	cm
0	0.00	0.00	0	0.0	0.00	0.00	0.00
1	774.45	0.79	300	3.6	10.23	2.84	11.98
2	774.45	0.79	600	7.2	40.93	5.68	23.96
3	774.45	0.79	900	10.8	92.08	8.53	35.95
4	774.45	0.79	1200	14.4	163.70	11.37	47.93
5	756.00	0.77	1500	18.0	249.69	13.87	58.48
6	756.00	0.77	1800	21.6	359.55	16.65	70.18
7	756.00	0.77	2100	25.2	489.39	19.42	81.88
8	738.45	0.75	2400	28.8	624.36	21.68	91.40
9	738.45	0.75	2700	32.4	790.21	24.39	102.83
10	657.23	0.67	3000	36.0	868.26	24.12	101.69
	7499.93				3688.40	148.54	

Tabla 6.17: Fuerzas terreno III zona B

T1ZC

Nivel	W	m	H	Δi	$m \Delta i^2$	$m \Delta i$	Fi
No	kg	kg-s ² /cm	cm	cm	kg-cm/s ²	kg/s ²	cm
0	0.00	0.00	0	0.0	0.00	0.00	0.00
1	721.80	0.74	300	3.6	9.54	2.65	4.07
2	721.80	0.74	600	7.2	38.14	5.30	8.14
3	721.80	0.74	900	10.8	85.82	7.95	12.20
4	721.80	0.74	1200	14.4	152.57	10.60	16.27
5	706.05	0.72	1500	18.0	233.19	12.96	19.90
6	706.05	0.72	1800	21.6	335.79	15.55	23.88
7	706.05	0.72	2100	25.2	457.05	18.14	27.86
8	691.20	0.70	2400	28.8	584.41	20.29	31.17
9	691.20	0.70	2700	32.4	739.65	22.83	35.06
10	633.60	0.65	3000	36.0	837.05	23.25	35.71
	7021.35				3473.22	139.50	

Tabla 6.18: Fuerzas terreno I zona C

T2ZC

Nivel	W	m	H	Δi	$m \Delta i^2$	$m \Delta i$	Fi
No	kg	kg-s ² /cm	cm	cm	kg-cm/s ²	kg/s ²	cm
0	0.00	0.00	0	0.0	0.00	0.00	0.00
1	677.25	0.69	300	3.6	8.95	2.49	8.59
2	677.25	0.69	600	7.2	35.79	4.97	17.18
3	677.25	0.69	900	10.8	80.52	7.46	25.76
4	677.25	0.69	1200	14.4	143.15	9.94	34.35
5	664.20	0.68	1500	18.0	219.37	12.19	42.11
6	664.20	0.68	1800	21.6	315.89	14.62	50.54
7	664.20	0.68	2100	25.2	429.96	17.06	58.96
8	652.05	0.66	2400	28.8	551.31	19.14	66.15
9	652.05	0.66	2700	32.4	697.75	21.54	74.42
10	614.03	0.63	3000	36.0	811.19	22.53	77.87
	6619.73				3293.89	131.94	

Tabla 6.19: Fuerzas terreno II zona C

T3ZC

Nivel	W	m	H	Δi	$m \Delta i^2$	$m \Delta i$	Fi
No	kg	kg-s ² /cm	cm	cm	kg-cm/s ²	kg/s ²	cm
0	0.00	0.00	0	0.0	0.00	0.00	0.00
1	835.20	0.85	300	3.6	11.03	3.06	19.52
2	835.20	0.85	600	7.2	44.14	6.13	39.03
3	835.20	0.85	900	10.8	99.30	9.19	58.55
4	835.20	0.85	1200	14.4	176.54	12.26	78.06
5	814.05	0.83	1500	18.0	268.86	14.94	95.11
6	814.05	0.83	1800	21.6	387.16	17.92	114.13
7	814.05	0.83	2100	25.2	526.97	20.91	133.15
8	793.80	0.81	2400	28.8	671.16	23.30	148.39
9	793.80	0.81	2700	32.4	849.44	26.22	166.94
10	684.90	0.70	3000	36.0	904.82	25.13	160.04
	8055.45				3939.42	159.08	

Tabla 6.20: Fuerzas terreno III zona C

T1ZD

Nivel	W	m	H	Δi	$m \Delta i^2$	$m \Delta i$	Fi
No	kg	kg-s ² /cm	cm	cm	kg-cm/s ²	kg/s ²	cm
0	0.00	0.00	0	0.0	0.00	0.00	0.00
1	677.25	0.69	300	3.6	8.95	2.49	7.49
2	677.25	0.69	600	7.2	35.79	4.97	14.97
3	677.25	0.69	900	10.8	80.52	7.46	22.46
4	677.25	0.69	1200	14.4	143.15	9.94	29.95
5	664.20	0.68	1500	18.0	219.37	12.19	36.72
6	664.20	0.68	1800	21.6	315.89	14.62	44.06
7	664.20	0.68	2100	25.2	429.96	17.06	51.40
8	652.05	0.66	2400	28.8	551.31	19.14	57.67
9	652.05	0.66	2700	32.4	697.75	21.54	64.88
10	614.03	0.63	3000	36.0	811.19	22.53	67.88
	6619.73				3293.89	131.94	

Tabla 6.21: Fuerzas terreno I zona D

Una vez calculas las fuerzas se aplican en los nodos de los edificios en los dos sentidos, para poder ejecutar el programa y como en el caso anterior se revisan

los desplazamientos y las aéreas de acero hasta lograr que las dimensiones cumplan con los dos requisitos.

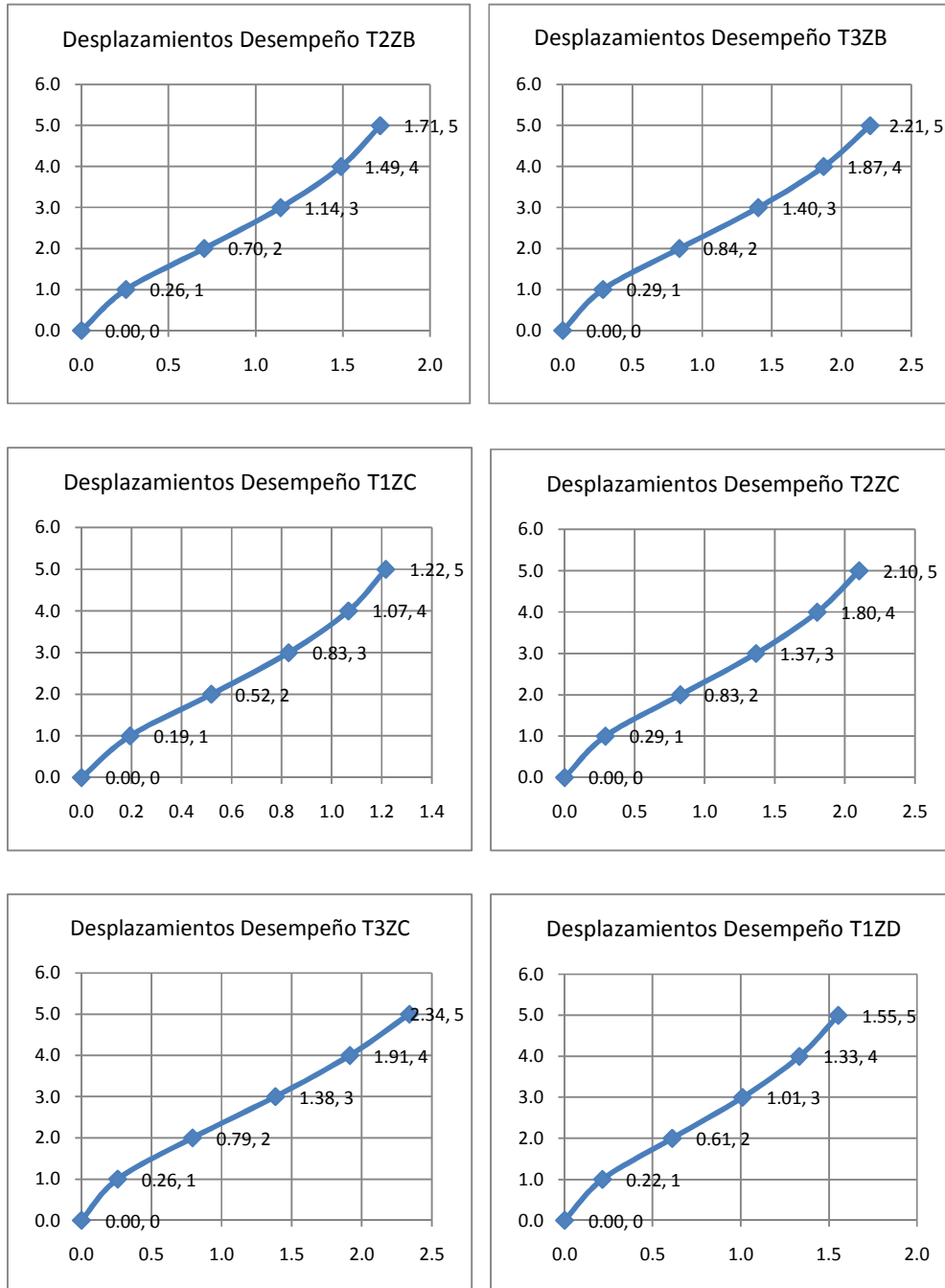


Figura 6.11: Desplazamientos Edificios 5 Niveles por Desempeño; eje de las abscisas: desplazamiento (cm); eje de las ordenadas: nivel.

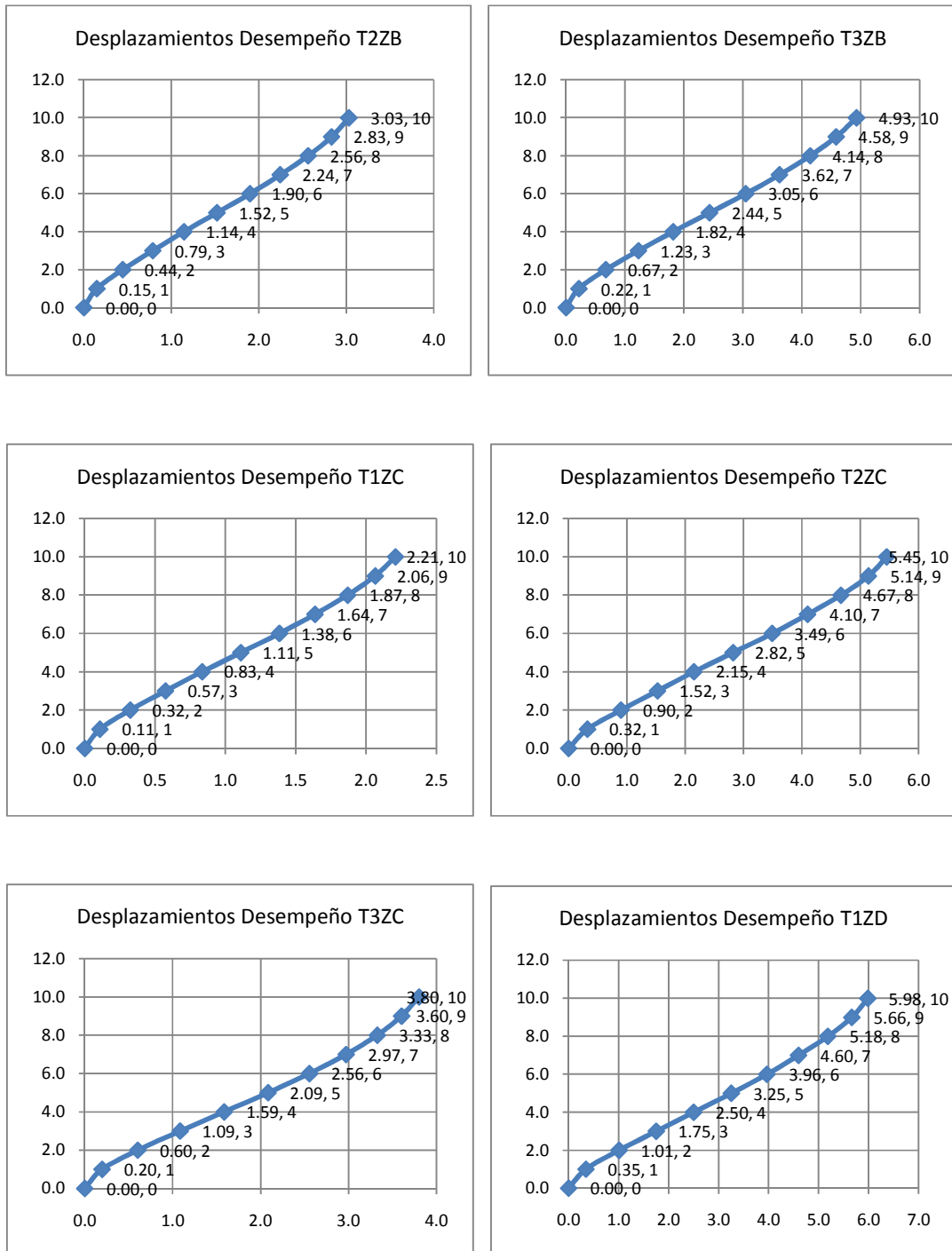


Figura 6.12: Desplazamientos Edificios 10 Niveles por Desempeño; eje de las abscisas: desplazamiento (cm); eje de las ordenadas: nivel.

Los resultados del criterio de diseño por desempeño se muestran a continuacion, y en los anexos se puede apreciar el armado de acero de cada edificio tanto de 5 como de 10 niveles.

Zona	Terreno	Periodo	COLUMNAS	TRABES	COLUMNAS	TRABES	
			b x h 1-5	b x h 1-5	ρ	ρ sup	ρ inf
b	2	0.9123	65X65	30X60	0.0127	0.0115	0.0052
b	3	0.8457	75X75	30X60	0.0107	0.0135	0.0060
c	1	0.9549	60X60	30X60	0.0127	0.0102	0.0047
c	2	0.7855	75X75	30X65	0.0129	0.0133	0.0059
c	3	0.6956	95X95	30X65	0.0100	0.0138	0.0061
d	1	0.7855	75X75	30X65	0.0100	0.0132	0.0059

Tabla 6.22: Resultados de dimensiones y porcentajes de acero para edificios de 5 niveles.

Zona	Terreno	Periodo	DIMENSIONES DE COLUMNAS			DIMENSIONES DE TRABES		
			b x h 1-4	b x h 5-7	b x h 8-10	b x h 1-4	b x h 5-7	b x h 8-10
b	2	1.3698	90X90	85X85	80X80	35X75	30X70	30X60
b	3	1.2315	105X105	100X100	95X95	35X80	30X75	30X65
c	1	1.3698	90X90	85X85	80X80	35X75	30X70	30X60
c	2	1.4505	75X75	70X70	65X65	35X75	30X70	30X60
c	3	0.9279	120X120	115X115	110X110	35X100	35X95	35X90
d	1	1.6249	75X75	70X70	65X65	35X65	30X65	25X60

Tabla 6.23: Resultados de dimensiones para edificios de 10 niveles.

Zona	Terreno	COLUMNAS			TRABES					
		1 - 4	5 - 7	8 - 10	1 - 4		5 - 7		8 - 10	
		ρ	ρ	ρ	ρ sup	ρ inf	ρ sup	ρ inf	ρ sup	ρ inf
b	2	0.0139	0.0100	0.0100	0.01100	0.00500	0.01210	0.00550	0.01070	0.00490
b	3	0.0140	0.0100	0.0100	0.01450	0.00900	0.01510	0.00870	0.01230	0.00560
c	1	0.0112	0.0100	0.0100	0.00910	0.00430	0.01010	0.00470	0.00950	0.00440
c	2	0.0151	0.0100	0.0100	0.00880	0.00410	0.01010	0.00460	0.00920	0.00430
c	3	0.0122	0.0100	0.0100	0.01350	0.00950	0.01290	0.00870	0.00830	0.00450
d	1	0.0137	0.0100	0.0100	0.01040	0.00480	0.01090	0.00500	0.01020	0.00470

Tabla 6.24: Resultados de porcentajes de acero para edificios de 10 niveles.

Zona	Terreno	COLUMNAS			
		b	h	ρ	As
b	2	65	65	0.0127	53.66
b	3	75	75	0.0107	60.19
c	1	60	60	0.0127	45.72
c	2	75	75	0.0129	72.56
c	3	95	95	0.0100	90.25
d	1	75	75	0.0100	56.25

Tabla 6.25: Resultados de áreas de acero en columnas para edificios de 5 niveles.

Zona	Terreno	COLUMNAS 1 - 4			
		b	h	ρ	As
b	2	90	90	0.0139	112.59
b	3	105	105	0.0140	154.35
c	1	90	90	0.0112	90.72
c	2	75	75	0.0151	84.94
c	3	120	120	0.0122	175.68
d	1	75	75	0.0137	77.06

Zona	Terreno	COLUMNAS 5 - 7			
		b	h	ρ	As
b	2	85	85	0.0100	72.25
b	3	100	100	0.0100	100.00
c	1	85	85	0.0100	72.25
c	2	70	70	0.0100	49.00
c	3	115	115	0.0100	132.25
d	1	70	70	0.0100	49.00

Zona	Terreno	COLUMNAS 8 - 10			
		b	h	ρ	As
b	2	80	80	0.0100	64.00
b	3	95	95	0.0100	90.25
c	1	80	80	0.0100	64.00
c	2	65	65	0.0100	42.25
c	3	110	110	0.0100	121.00
d	1	65	65	0.0100	42.25

Tabla 6.26: Resultados de áreas de acero en columnas para edificios de 10 niveles.

Zona	Terreno	TRABES					
		b	h	ρ (sup)	ρ (inf)	As (sup)	As (inf)
b	2	30	60	0.0115	0.0052	20.70	9.36
b	3	30	60	0.0135	0.0060	24.30	10.80
c	1	30	60	0.0102	0.0047	18.36	8.46
c	2	30	65	0.0133	0.0059	25.94	11.51
c	3	30	65	0.0138	0.0061	26.91	11.90
d	1	30	65	0.0132	0.0059	25.74	11.51

Tabla 6.27: Resultados de áreas de acero en trabes para edificios de 5 niveles.

Zona	Terreno	TRABES 1 - 4						
		b	h	ρ (sup)	ρ (inf)	As (sup)	As (inf)	As temp
b	2	35	75	0.01100	0.00500	28.88	13.13	1.43
b	3	35	80	0.01450	0.00900	40.60	25.20	1.43
c	1	35	75	0.00910	0.00430	23.89	11.29	1.43
c	2	35	75	0.00880	0.00410	23.10	10.76	1.43
c	3	35	100	0.01350	0.00950	47.25	33.25	1.43
d	1	35	65	0.01040	0.00480	23.66	10.92	0.00

Zona	Terreno	TRABES 5 - 7						
		b	h	ρ (sup)	ρ (inf)	As (sup)	As (inf)	As temp
b	2	30	70	0.01210	0.00550	25.41	11.55	0.00
b	3	30	75	0.01510	0.00870	33.98	19.58	1.09
c	1	30	70	0.01010	0.00470	21.21	9.87	0.00
c	2	30	70	0.01010	0.00460	21.21	9.66	0.00
c	3	35	95	0.01290	0.00870	42.89	28.93	1.43
d	1	30	65	0.01090	0.00500	21.26	9.75	0.00

Zona	Terreno	TRABES 8 -10						
		b	h	ρ (sup)	ρ (inf)	As (sup)	As (inf)	As temp
b	2	30	60	0.01070	0.00490	19.26	8.82	0.00
b	3	30	65	0.01230	0.00560	23.99	10.92	0.00
c	1	30	60	0.00950	0.00440	17.10	7.92	0.00
c	2	30	60	0.00920	0.00430	16.56	7.74	0.00
c	3	35	90	0.00830	0.00450	26.15	14.18	1.43
d	1	25	60	0.01020	0.00470	15.30	7.05	0.00

Tabla 6.28: Resultados de áreas de acero en trabes para edificios de 10 niveles.

CAPÍTULO 7

COMPARACIÓN DE LA RESPUESTA SISMICA DE LOS EDIFICIOS DISEÑADOS POR RESISTENCIA ÚLTIMA Y POR DESEMPEÑO

Una vez diseñados los edificios por las dos alternativas, se procedió a obtener sistemas equivalentes de un grado de libertad (SE1GL) para cada uno de ellos, con el objeto de someterlos a un análisis no lineal paso a paso y determinar el desempeño de los edificios al ser sometidos a una aceleración en su base correspondiente a sismos reales registrados en el estado de Michoacán. Cabe mencionar que dado que se tienen pocos registros sísmicos en el estado, sólo se sometieron los edificios de 5 niveles ubicados en la zona sísmica C terrenos tipo III y tipo II y los edificios en zona D terreno tipo I.

7.1 Determinación de los Sistemas Equivalentes de un Grado de Libertad

Para obtener los sistemas equivalentes de un grado de libertad se utilizó el método N2 propuesto por Fajfar (2000), el cual se describe a continuación:

- **Paso 1: Marco Plano**

En primer lugar, el modelo tridimensional del sistema de varios grados de libertad (SVGL) se modela como un marco plano y se definen las relaciones esfuerzo-deformación de cada uno de sus elementos estructurales.

- **Paso 2: Análisis Pushover**

Se hace un análisis pushover sometiendo a la estructura a una configuración lateral de fuerzas que se incrementan monotónicamente, intentando representar las fuerzas inerciales que experimentaría la estructura cuando se presenta un movimiento sísmico.

Al realizar el análisis pushover, se va construyendo una gráfica en la cual se registran, para cada incremento de carga, en el eje de las abscisas los desplazamientos horizontales en la azotea y en el eje de las ordenadas el cortante basal. Esta curva representa la relación fuerza-desplazamiento global del SVGL.

Para determinar la configuración lateral de fuerzas que se aplicaron en el análisis pushover se tomó la siguiente expresión:

$$P = p M \Phi \tag{7.1}$$

donde:

P = Vector de fuerzas laterales.

p = Parámetro que controla la magnitud de las fuerzas laterales.

M = Matriz diagonal de masas.

Φ = Vector de formas modales normalizado correspondiente al primer modo.

Para hacer el análisis pushover se usó el programa IDARC 5.0 (Valles y colaboradores, 1996). Las relaciones fuerza-desplazamiento obtenidas con el

análisis pushover de los edificios están representadas por la curva superior en la figura 7.1.

- **Paso 3: Determinación del SE1GL**

En este paso se determinan las características del sistema equivalente de un grado de libertad de acuerdo con lo siguiente:

$$m^* = \{\Phi\}^T [M] \{1\} = \sum m_i \Phi_i \quad (7.2)$$

$$D^* = \frac{D}{\Gamma} \quad (7.3)$$

$$F^* = \frac{F}{\Gamma} \quad (7.4)$$

donde: m^* es la masa equivalente del SE1GL, M es la matriz de masas del SVGL, Φ_i es el vector de formas modales normalizado, D^* y F^* son el desplazamiento y la fuerza del SE1GL correspondientes a cada valor de la curva fuerza-desplazamiento del SVGL y Γ (usualmente llamado factor de participación modal) es una constante que controla la transformación del SVGL al SE1GL, definido como:

$$\Gamma = \frac{\{\Phi\}^T [M] \{1\}}{\{\Phi\}^T [M] \{\Phi\}} = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2} \quad (7.5)$$

Las relaciones fuerza-desplazamiento correspondientes a los SE1GL están representadas por la curva inferior en la figura 7.1. Finalmente esta relación se ajusta a un modelo bilineal (comportamiento elastoplástico), como se muestra a continuación:

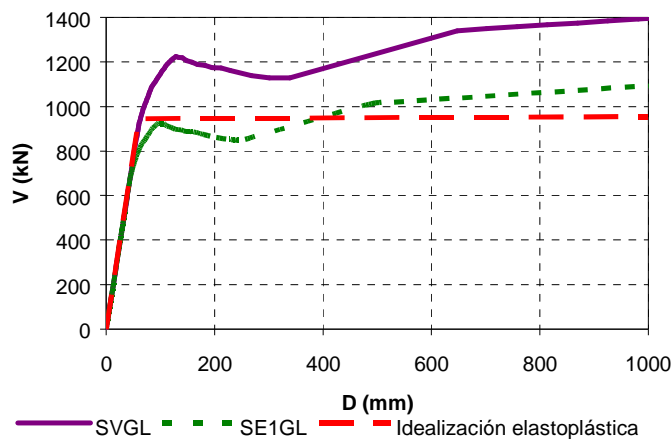


Figura 7.1. Relación fuerza-desplazamiento para el modelo de cinco niveles.

- Paso 4: Demanda Sísmica del SVGL

Las demandas sísmicas del SVGL se determinan multiplicando los desplazamientos y los cortantes obtenidos en el análisis sísmico de los SE1GL por la constante Γ .

Una vez obtenidos los SE1GL se modelaron como marcos de un nivel y una crujía con trabe infinitamente rígida. Para verificar que los SE1GL efectivamente representen los modelos reales (SVGL), se sometieron los modelos a varias señales sísmicas y se compararon los resultados obtenidos. En la figura 7.2 se presenta la

comparación entre la historia de desplazamientos en la azotea, historia de cortantes en la base y la relación cortante basal-desplazamiento ($V_b - D_A$) en la azotea de los SVGL y los SE1GL sometidos al acelerograma del sismo del 19 de septiembre de 1985 registrado en la estación SCT de la Ciudad de México.

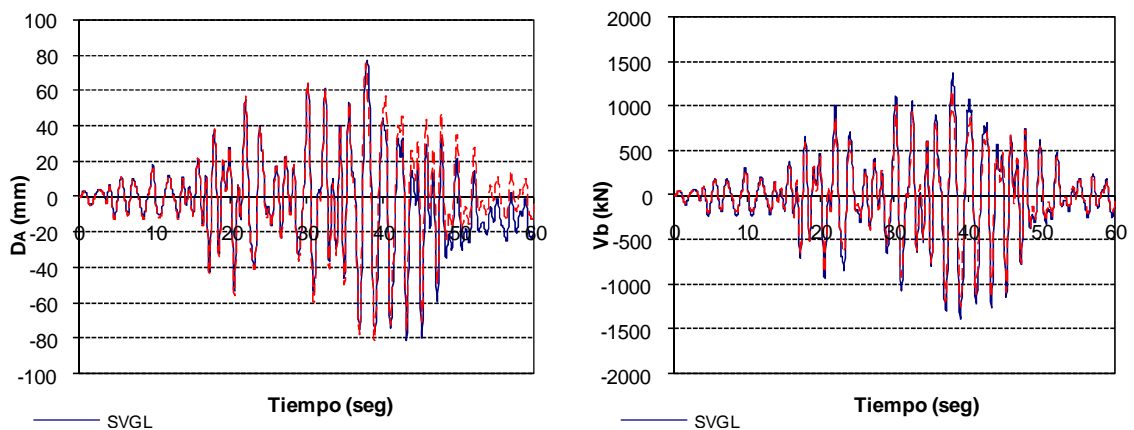


Figura 7.2. Comparación de la respuesta del SVGL y el SE1GL correspondientes al edificio de cinco niveles.

7.2 Señales sísmicas

Para estudiar el comportamiento sísmico de los edificios diseñados ante un evento sísmico real, se usaron los acelerogramas mostrados en la siguiente tabla, los cuales corresponden a sismos registrados en el Estado de Michoacán.

REGISTRO	FECHA DE REGISTRO	ZONA SISMICA	TERRENO	MAGNITUD (Ms)	EPICENTRO
RIML9701	1 de enero de 1997	C	II	6.9	Costas de Michoacán
MOIG9909	30 de septiembre de 1999	C	III	7.5	Costas de Guerrero y Oaxaca
CALE8509	19 de septiembre de 1985	D	I	8.1	Costas de Guerrero y Michoacán

Tabla 7.1. Características de las señales sísmicas seleccionadas para el estudio.

Cabe mencionar que los acelerogramas correspondientes a los registros anteriores fueron escalados de tal manera que la amplitud máxima de su espectro de pseudo-aceleraciones para el 5% de amortiguamiento fuera similar a la aceleración máxima esperada para cada zona.

A continuación se muestran los acelerogramas y los espectros de pseudo-aceleraciones correspondientes a los registros antes mencionados:

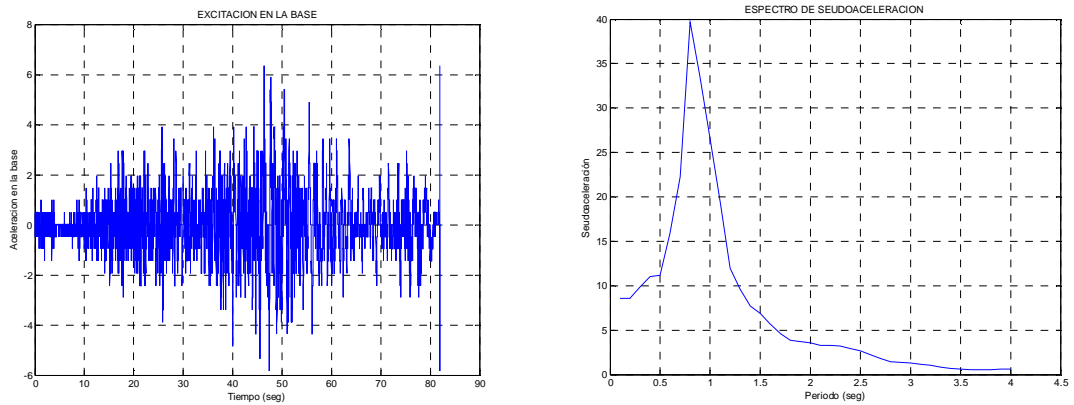


Figura 7.3. Acelerograma y espectro de pseudo-aceleraciones del registro RIML9701.

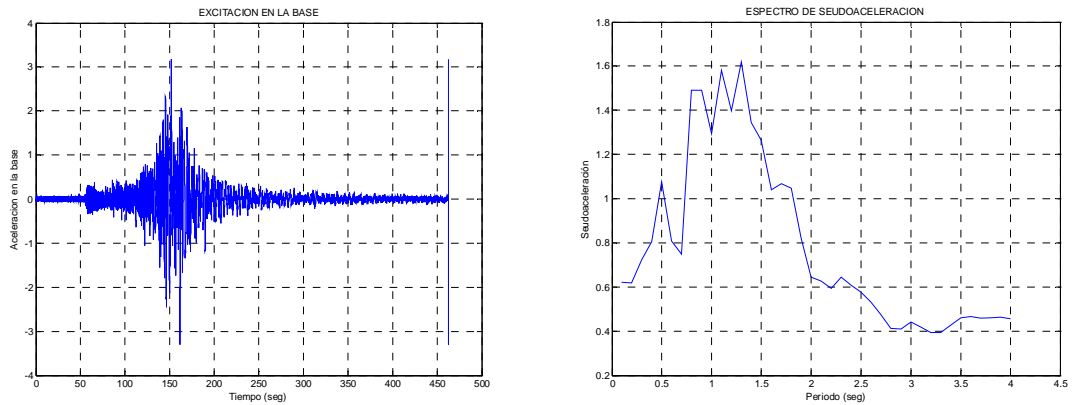


Figura 7.4. Acelerograma y espectro de pseudo-aceleraciones del registro MOIG9909.

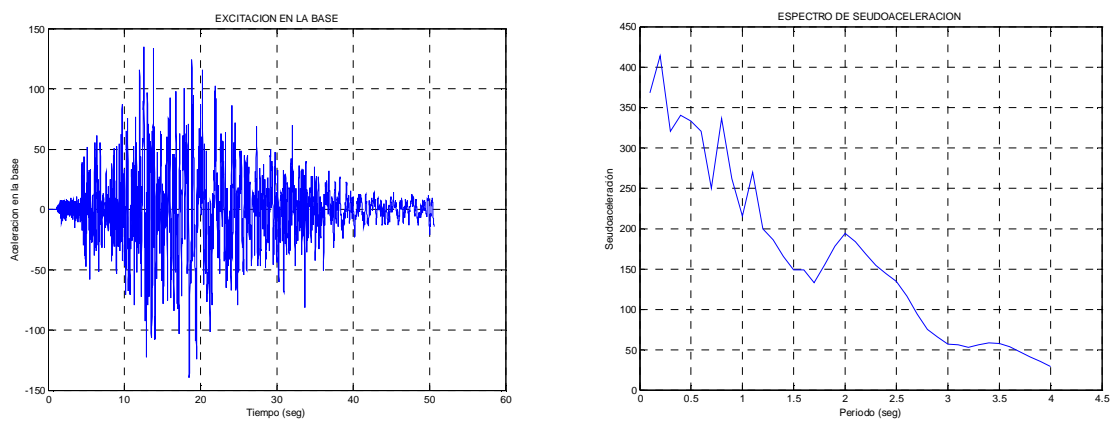


Figura 7.5. Acelerograma y espectro de pseudo-aceleraciones del registro CALE8509.

Una vez definido lo anterior, se sometió cada uno de los modelos a su acelerograma correspondiente y con ayuda del programa IDARC 2D se realizó un análisis no lineal paso a paso para determinar su respuesta.

Con los resultados obtenidos se graficaron los desplazamientos de entrepiso de los edificios diseñados con el criterio de resistencia última y se compararon con los correspondientes a los diseñados con el criterio por desempeño. Dichas comparativas se muestran a continuación.

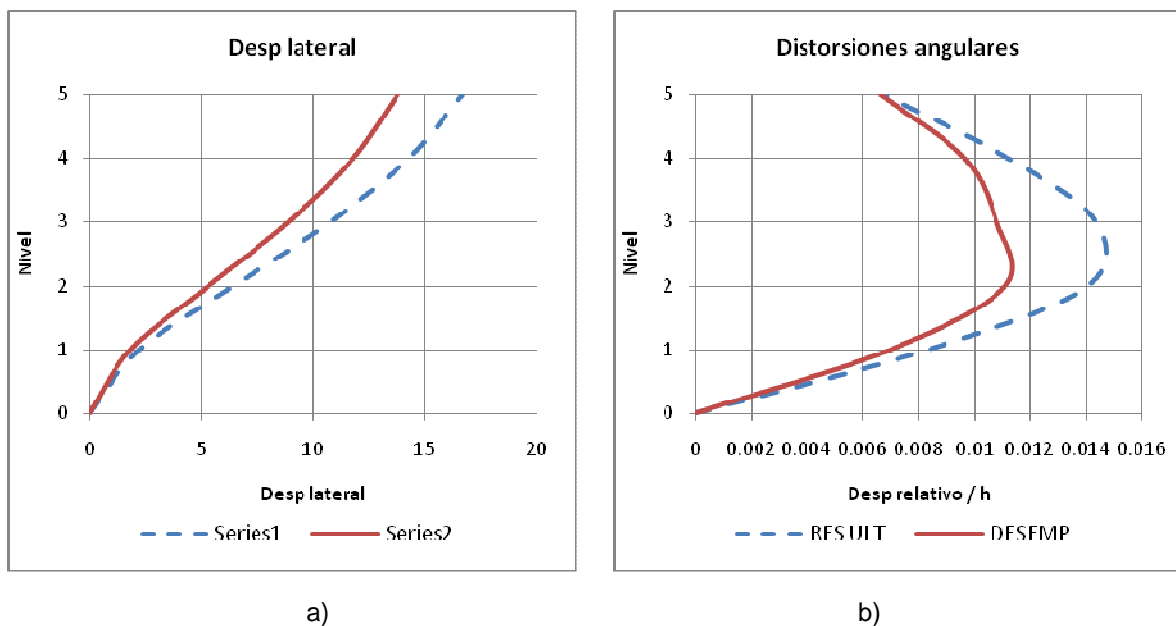


Figura 7.6. a) Desplazamientos laterales, b) Distorsiones angulares de los edificios de 5 niveles ubicados en zona sísmica D terreno tipo I.

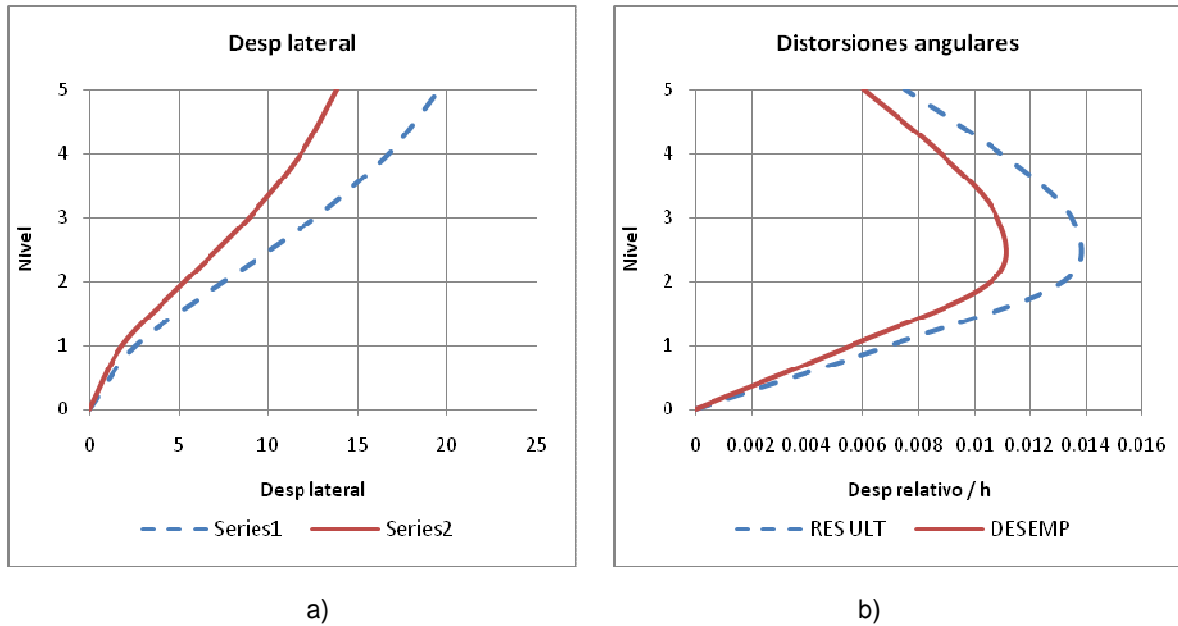


Figura 7.7. a) Desplazamientos laterales, b) Distorsiones angulares de los edificios de 5 niveles ubicados en zona sísmica C terreno tipo III.

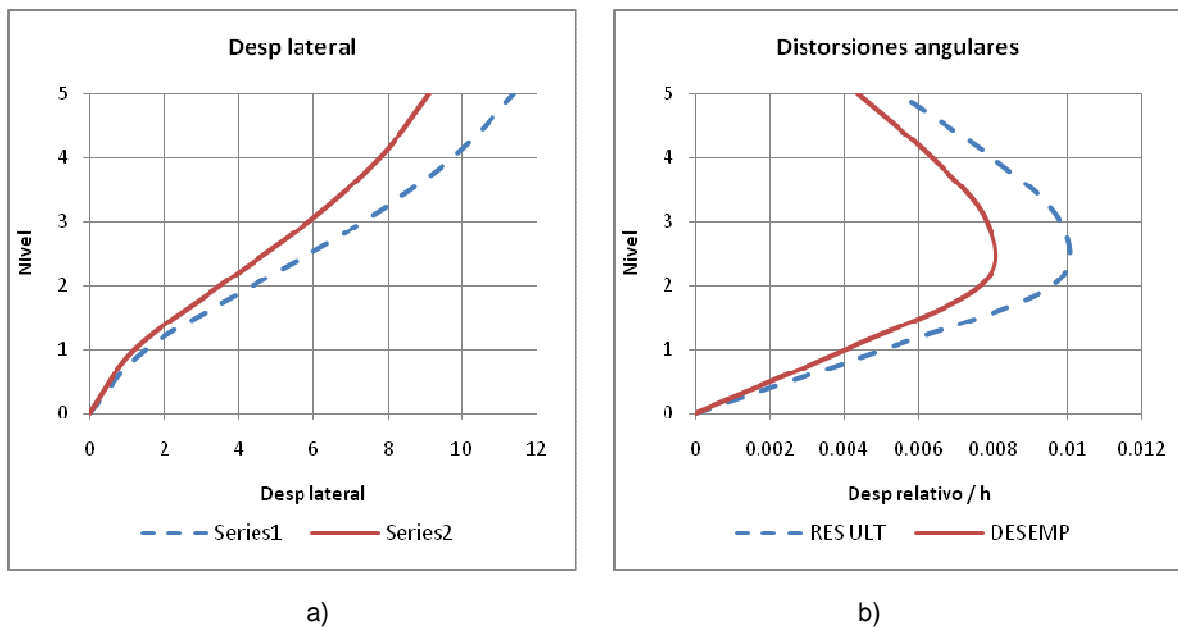


Figura 7.8. a) Desplazamientos laterales, b) Distorsiones angulares de los edificios de 5 niveles ubicados en zona sísmica C terreno tipo II.

CONCLUSIONES

Se realizó el análisis y diseño sísmico de edificios de concreto reforzado de 5 y 10 niveles ubicados en distintas zonas sísmicas del estado de Michoacán, desplantados en distintos tipos de terrenos de cimentación. Para dicho diseño se utilizó el criterio de resistencia última, que es el que actualmente está establecido en los reglamentos de diseño de la República Mexicana; así como el criterio de diseño por desempeño, que es la nueva tendencia a nivel mundial.

Para el diseño por resistencia última se empleo el análisis sísmico dinámico modal espectral y para el diseño por desempeño se usó el método basado en el desplazamiento directo o rigidez secante.

En el diseño por resistencia última se determinan las fuerzas laterales que el sismo de diseño produce en la estructura y se aplican como fuerzas estáticas para obtener la respuesta estructural. Con los elementos mecánicos obtenidos se diseña cada uno de los miembros de la estructura y con los desplazamientos producidos se revisa que se cumpla con el estado límite de servicio. Para la revisión del estado límite de servicio se verifica que las distorsiones de entrepiso (desplazamiento relativo entre altura) no rebasen cierto límite permisible, pues estas distorsiones angulares están directamente relacionadas con el grado daño que presenta una estructura.

Para el diseño por desempeño se establece un desplazamiento de diseño, que generalmente se toma como el correspondiente a la distorsión angular límite

establecida en reglamento. Con este desplazamiento se obtiene de un espectro el periodo equivalente, para calcular la rigidez secante y las fuerzas cortantes laterales que se aplicarán a la estructura y determinar así su respuesta.

Edificios diseñados por el criterio de resistencia última

Al observar los resultados obtenidos para los edificios diseñados con el criterio de resistencia última se establece lo siguiente:

Los edificios ubicados en zona sísmica B terreno II, no tienen problemas para cumplir con los desplazamientos laterales permisibles, sin embargo al disminuir las dimensiones de sus elementos el porcentaje de acero requerido excede el máximo, es decir, rige el estado límite de falla.

En los edificios ubicados en zona sísmica B terreno III hay un equilibrio entre el estado límite de falla y el estado límite de servicio, pues con dimensiones menores se exceden tanto el porcentaje de acero máximo como los desplazamientos laterales permisibles.

En los edificios ubicados en zona sísmica C terreno I, rige el estado límite de falla; mientras que para terrenos II y III rige el estado límite de servicio.

En los edificios ubicados en zona sísmica D rige el estado límite de servicio, pues con las dimensiones requeridas de sus elementos para cumplir con los desplazamientos laterales permisibles los porcentajes de acero requeridos están cerca de los límites inferiores, es decir están sobrados por estado límite de falla.

Edificios diseñados por el criterio de diseño por desempeño

Al observar los resultados obtenidos para los edificios diseñados con el criterio de diseño por desempeño se establece lo siguiente:

En general, los edificios ubicados en las tres zonas sísmicas rige el estado límite de servicio, pues con dimensiones menores de sus elementos, siguen cumpliendo con el estado límite de falla, pero se exceden los desplazamientos laterales permisibles.

De lo anterior se concluye que resulta más crítico para el diseño cumplir con los desplazamientos permisibles que con las cantidades de acero requeridas, además de que los daños estructurales están directamente relacionados con las deformaciones de las estructuras y no tanto con los elementos mecánicos.

En general, los edificios diseñados por desempeño resultan de dimensiones y armados mayores que los diseñados por resistencia última, siendo más grandes estas diferencias en la zona sísmica C terreno III y en la zona D, llegando hasta incrementos del 70% en dimensiones, aunque en porcentajes de acero requerido no es tan notorio el incremento.

Al realizar el análisis lineal paso a paso, sometiendo los edificios a la acción de acelerogramas de sismos reales se pudo observar que en la zona D y la zona C terreno tipo III, las distorsiones angulares se exceden en el caso de los edificios diseñados por resistencia última, mientras que en los edificios diseñados por desempeño se mantienen dentro de los valores límite; lo que demuestra que el

criterio de resistencia última tiene inconsistencias que resultan en estructuras que no tendrán un desempeño adecuado ante la ocurrencia de un temblor.

Se observó también que para los edificios ubicados en zona C terrenos I y II y zona B, los efectos sísmicos no llegan a ser tan importantes, por lo que a pesar de las inconsistencias del criterio de diseño por resistencia última los valores límite de desplazamiento no se ven superados y los edificios diseñados por desempeño, aparentemente están sobrados. Sin embargo, ante la incertidumbre de la magnitud de un futuro sismo, este margen de seguridad puede ser la diferencia entre el colapso y la subsistencia de la edificación.

Por otro lado, cuando se aplicó el criterio de diseño por desempeño se estableció un desplazamiento de diseño para un desempeño esperado correspondiente a una condición entre el nivel operacional y el de seguridad y los resultados del análisis paso a paso demuestran que efectivamente la estructura se mantiene en dicho nivel de desempeño, mientras que en los edificios diseñados por resistencia última, los desplazamientos laterales esperados se ven rebasados.

Con todo lo anterior se concluye que las estructuras diseñadas por desempeño presentan un nivel de seguridad mayor que las diseñadas por resistencia última. Lo anterior es más notorio en aquellos casos en los que los efectos sísmicos tienen mayor intensidad, como es el caso de la zona sísmica D y las zonas sísmicas B y C en terrenos tipo III.

BIBLIOGRAFÍA

- Bazán Enrique; Roberto Meli (2000), "Diseño Sísmico de Edificios", Editorial Limusa, México.
- Bazán Z. E; Meli P. R (1998), "Manual de diseño sísmico de edificios", Editorial Limusa, México.
- De Buen Oscar; López de Heredia; De Pablo Galan Francisco; Esteva Maraboto Luis; Olagaray Carlos y Palacios (2003), "Apuntes de Diseño Estructural", U.N.A.M. Facultad de Ingeniería.
- Meli Piralla Roberto (2001), "Diseño Estructural", Editorial Limusa, México.
- Aguilar Faleoní Roberto (2001), "Análisis Sísmico por Desempeño", Centro de Investigaciones Científicas Escuela Politécnica del Ejército. Ecuador.
- González Cuevas Robles (2002), "Aspectos fundamentales del Concreto Reforzado", Editorial Limusa, México.
- Hernández Sampieri Roberto; Fernández Collado Carlos; Baptista Lucio Pilar (2008), "Metodología de la Investigación", McGraw- Hill Interamericana.

OTRAS FUENTES DE INFORMACIÓN

- Priestley, M. J. N (2000), "Performance Based Seismic Design", Proc. Twelve World Conference on Earthquake Engineering, Auckland New Zealand.

- Fajfar, P (2000), "A Nonlinear Analysis Method for Performance-Based Seismic Design", Earthquake Spectra, Volumen 16, No. 3 August.

- Gutiérrez Martínez, C.; Santoyo Galeano, M. A.; Quaas Weppen, R.; Ordaz Schroeder, M.; Guevara Ortíz, E.; Muriá Vilá, D.; Krishna Singh, S. (2001), "Serie Fascículos: Sismos", Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED), México.

- Navarro Caballero Enrique O; Olmos Navarrete Bertha Alejandra; Sánchez Ibarra Alma Rosa (2004), "Análisis y Diseño Estructural de Casas Habitación", U.M.S.N.H.

- Gobierno del Distrito Federal (2004), "Reglamento de Construcciones del Distrito Federal".

- Gobierno del Distrito Federal, "Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal" (2004), Berbera Editores S.A de C.V. México.

- Colegio de Ingenieros Civiles de Michoacán (1999), “Reglamento de Construcciones del Estado de Michoacán”

- Comisión Federal de Electricidad, “Manual de Obras Civiles para Diseño por Sismo”.

- Navarro Caballero Enrique Omar (2002), “Influencia de la Degradación de Rigidez en Estructuras con disipadores de Energía”, Tesis Inédita de la Facultad de Ingeniería Civil, U.M.S.N.H.

- Navarro Caballero Enrique Omar (2004). “Influencia de la Degradación de Rigidez en Estructuras con disipadores de Energía”, Tesis Inédita División de Posgrado de la Facultad de Ingeniería Civil, U.M.S.N.H.

- García López Reyes (2003), “Análisis del Comportamiento de Edificios Diseñados con el Método de Fuerzas y con Base en Desempeño”, Tesis Inédita de la Facultad de Ingeniería Civil, U.M.S.N.H.

- Navarro Caballero Enrique Omar (2007), “Apuntes de la materia de Ingeniería Sísmica”, Universidad Don Vasco A.C.

- Chopra, A. K., Goel, R. K. y Chintanapakdee, C., (April 2003) "Statistics of Single-Degree-of-Freedom Estimate of Displacement for Pushover Analysis of Buildings", Journal of Structural Engineering, ASCE.

- Kim, S. y D'amore, E., (Volume 15, No 3, August 1999), "Pushover Analysis Procedure in Earthquake Engineering", Earthquake Spectra.

- SAP2000, "Three Dimensional Static and Dynamic Finite Element Analysis and Design of Structures", Compures and Structures.

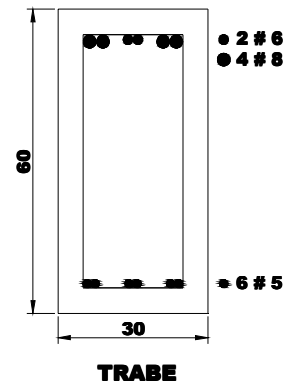
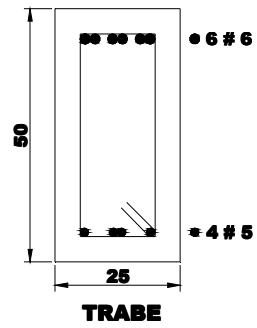
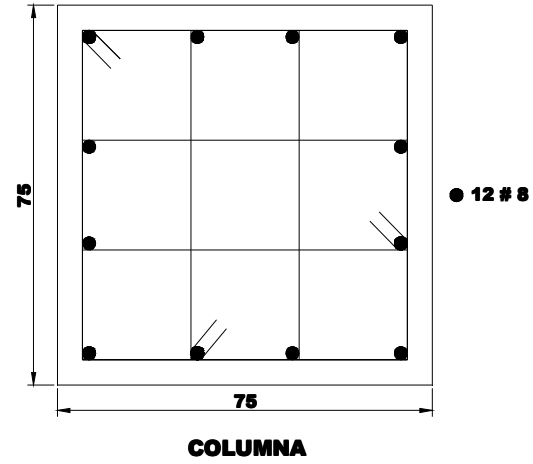
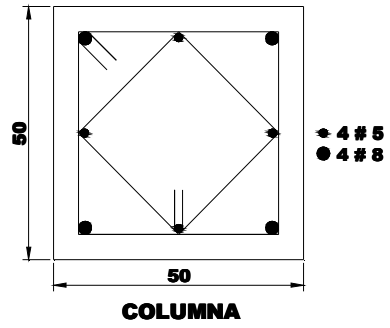
- Valles, A. M., Reinhorn, A. M., Kunnath, S. K., Li, C. & Maad, A., IDARC Version 5.0 (1996): A Computer Program for the Inelastic Damage Analysis of Buildings. Technical report NCEER-96-0010. National Center for Earthquake Engineering Research. State University of New York at Buffalo.

ANEXOS

EDIFICIOS DE 5 NIVELES EN TERRENO III ZONA B

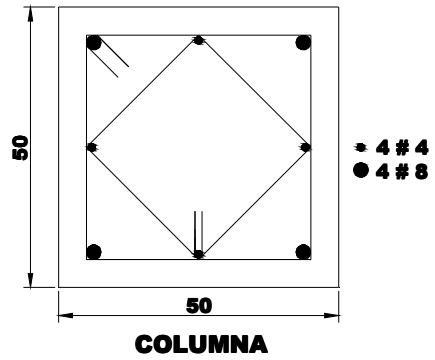
DESEMPEÑO

RESISTENCIA

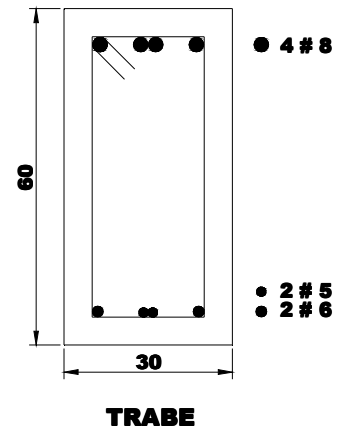
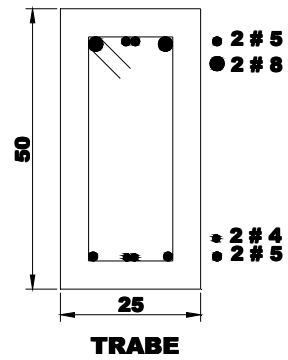
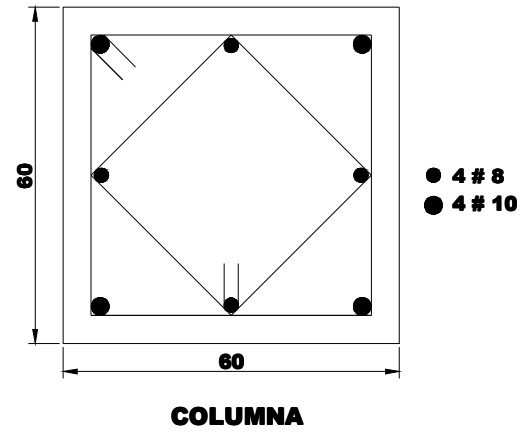


EDIFICIOS DE 5 NIVELES EN TERRENO I ZONA C

RESISTENCIA

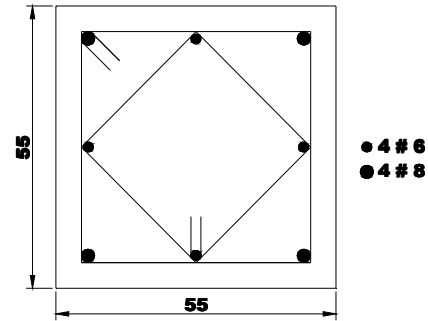


DESEMPEÑO



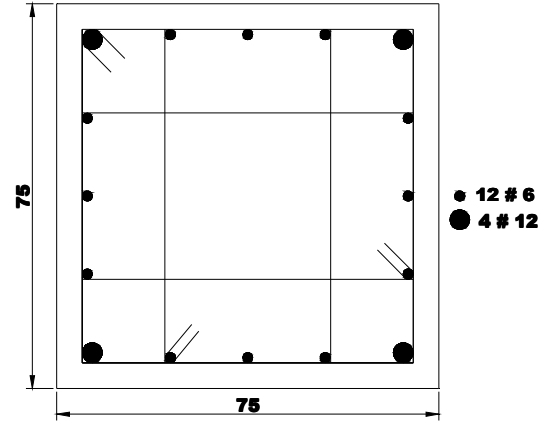
EDIFICIOS DE 5 NIVELES EN TERRENO II ZONA C

RESISTENCIA

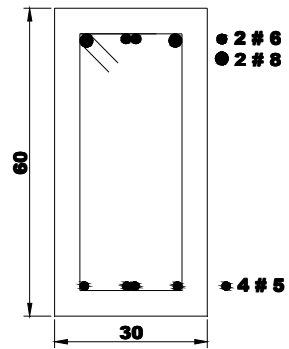


COLUMNA

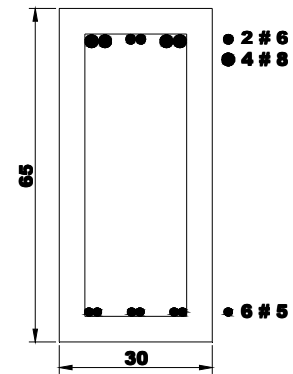
DESEMPEÑO



COLUMNA



TRABE

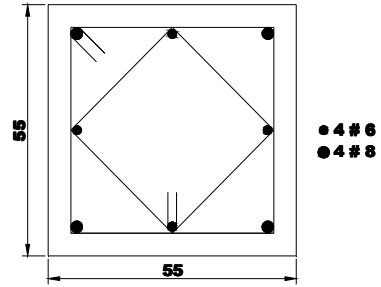


TRABE

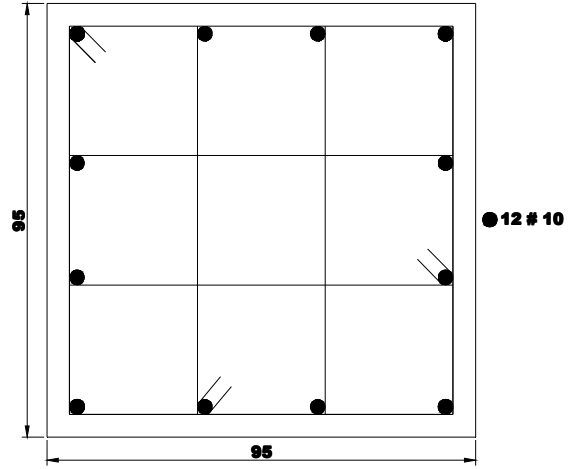
EDIFICIOS DE 5 NIVELES EN TERRENO III ZONA C

DESEMPEÑO

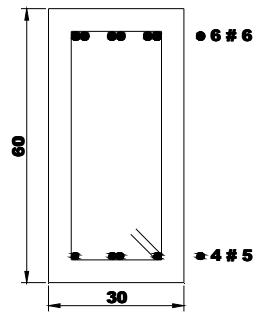
RESISTENCIA



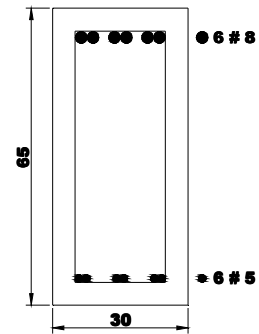
COLUMNA



COLUMNA



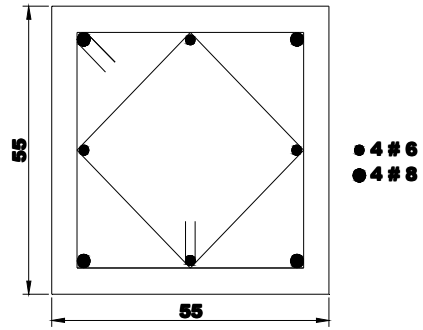
TRABE



TRABE

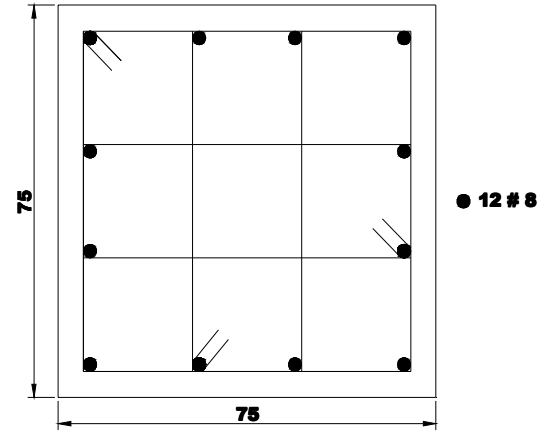
EDIFICIOS DE 5 NIVELES EN TERRENO I ZONA D

RESISTENCIA

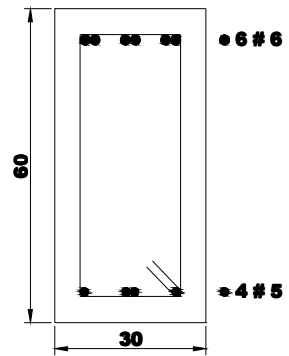


COLUMNA

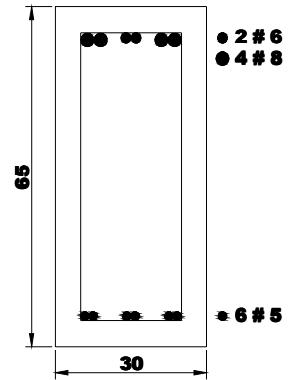
DESEMPEÑO



COLUMNA



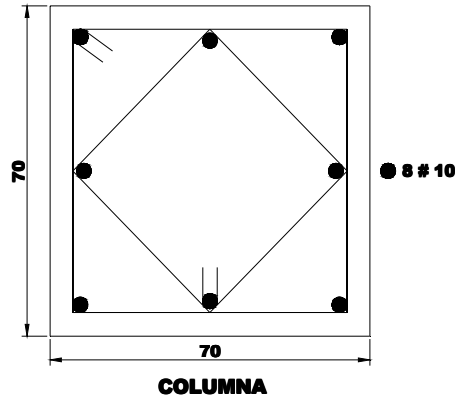
TRABE



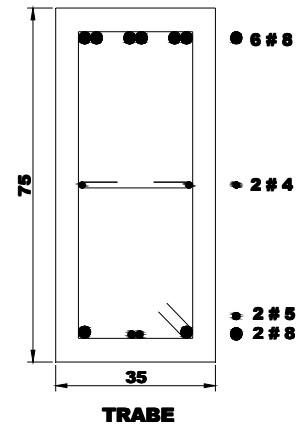
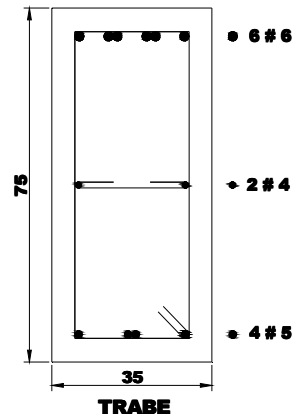
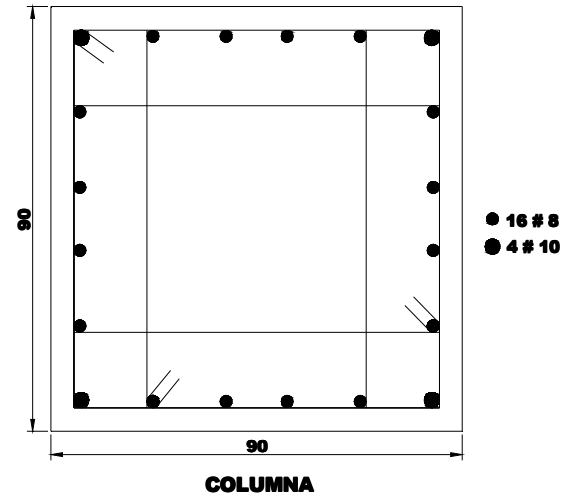
TRABE

EDIFICIOS DE 10 NIVELES EN TERRENO II ZONA B, NIVELES (1-4)

RESISTENCIA

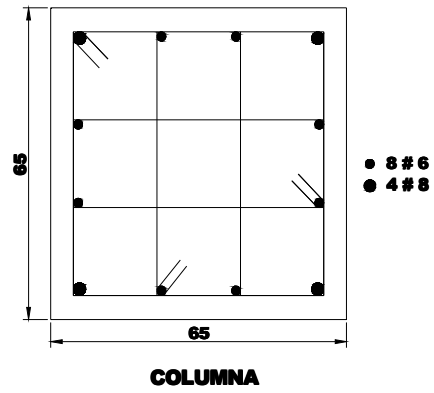


DESEMPEÑO

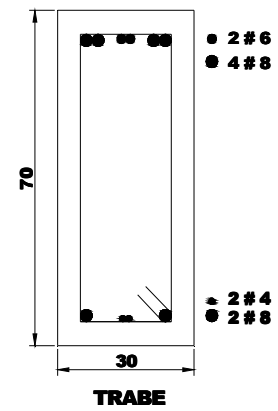
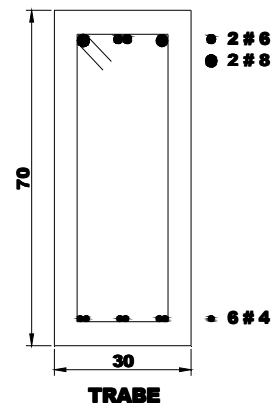
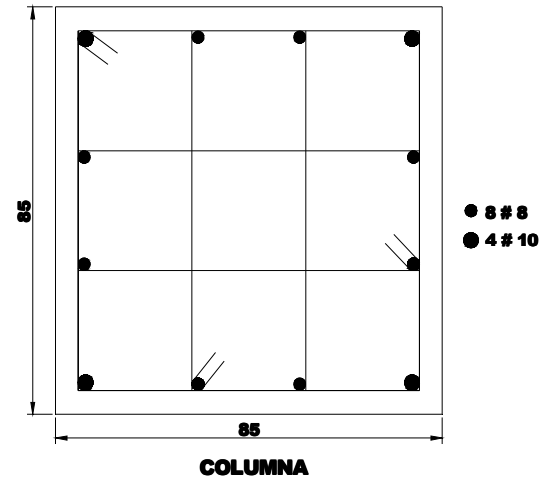


EDIFICIOS DE 10 NIVELES EN TERRENO II ZONA B, NIVELES (5-7)

RESISTENCIA

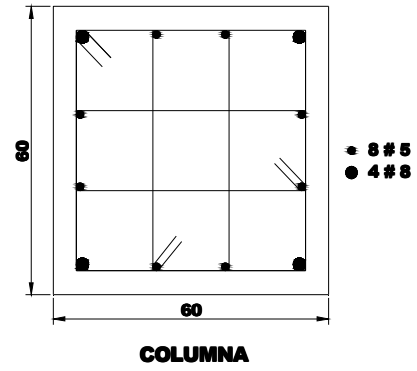


DESEMPEÑO

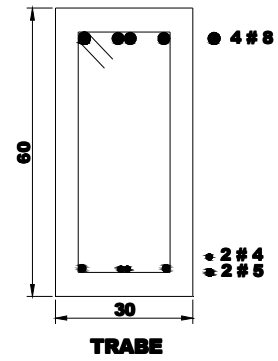
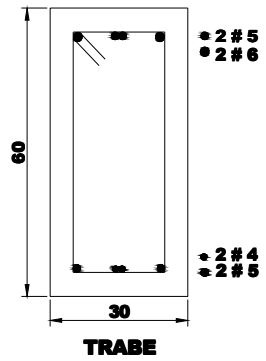
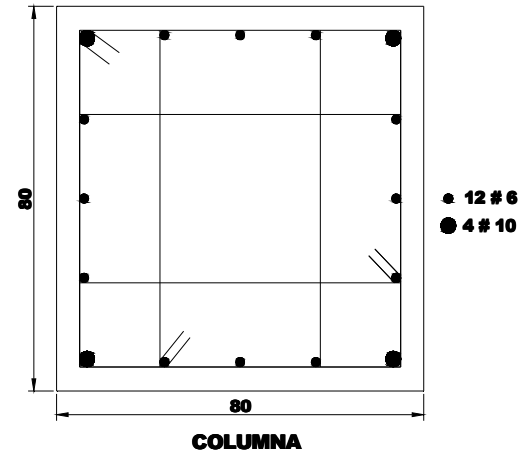


EDIFICIOS DE 10 NIVELES EN TERRENO II ZONA B, NIVELES (8-10)

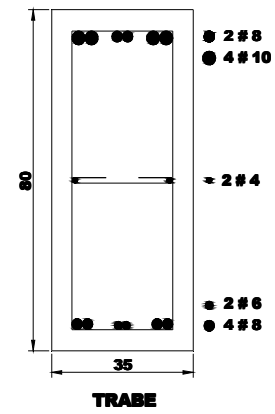
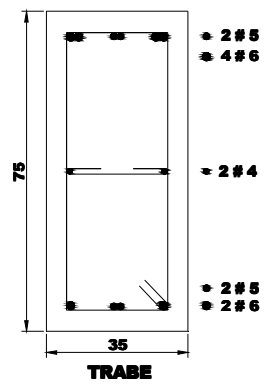
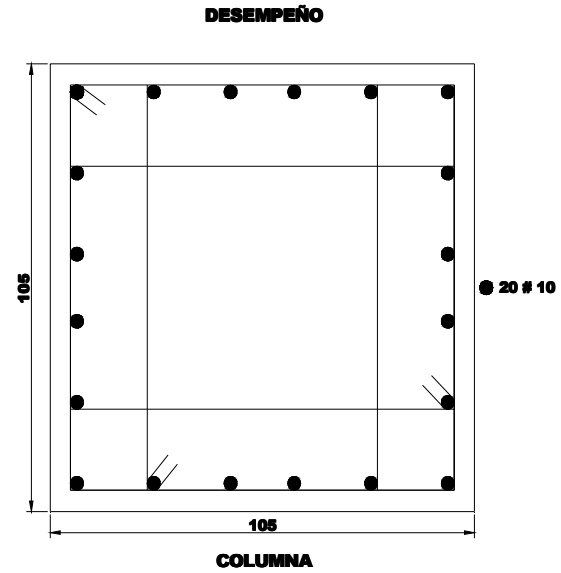
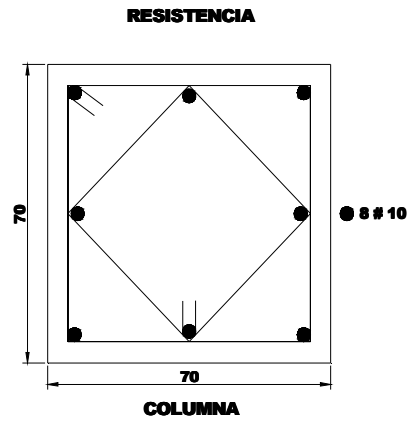
RESISTENCIA



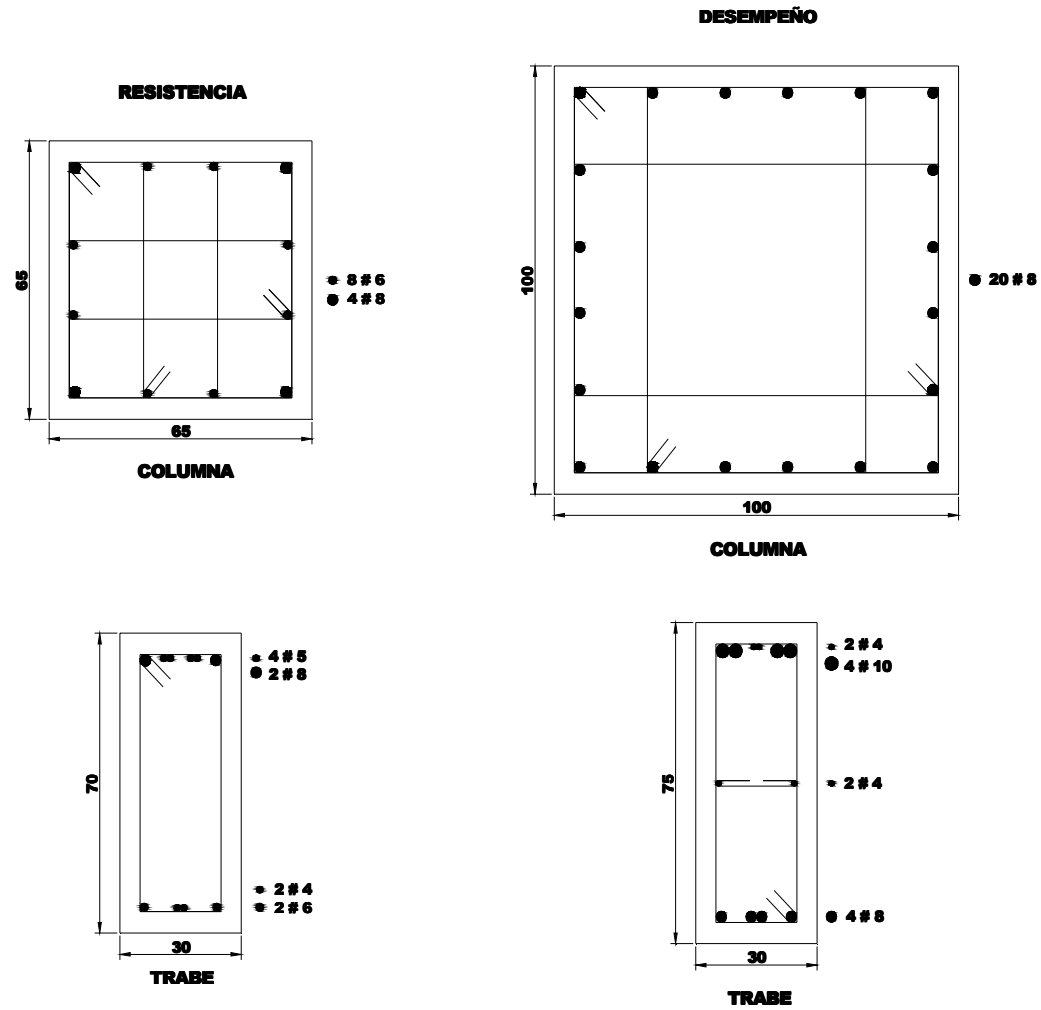
DESEMPEÑO



EDIFICIOS DE 10 NIVELES EN TERRENO III ZONA B, NIVELES (1-4)



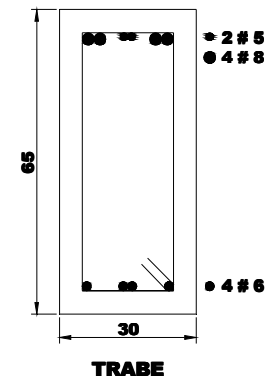
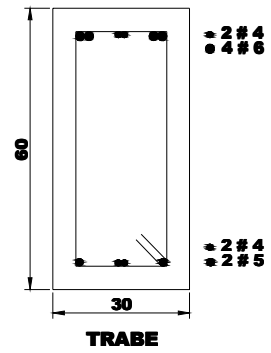
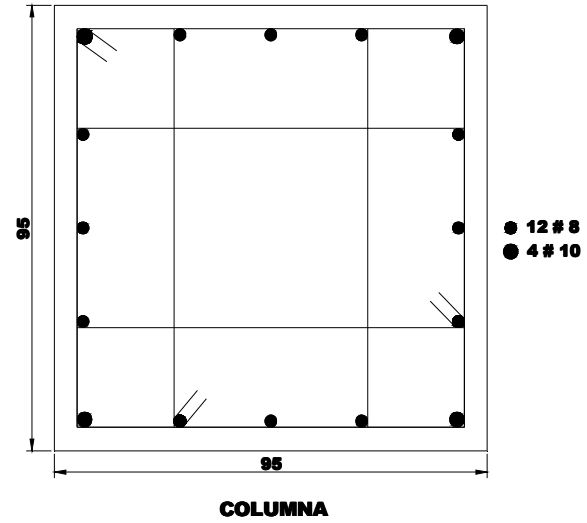
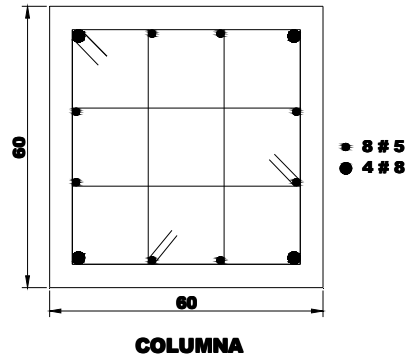
EDIFICIOS DE 10 NIVELES EN TERRENO III ZONA B, NIVELES (5-7)



EDIFICIOS DE 10 NIVELES EN TERRENO III ZONA B, NIVELES (8-10)

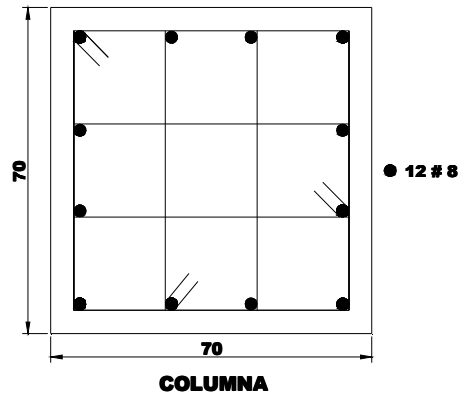
DESEMPEÑO

RESISTENCIA

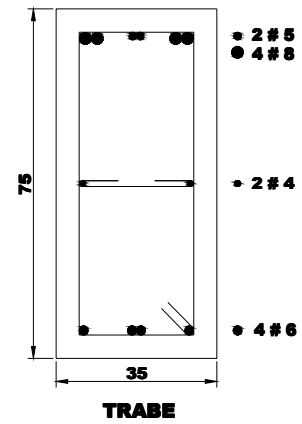
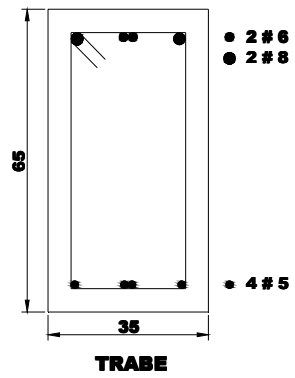
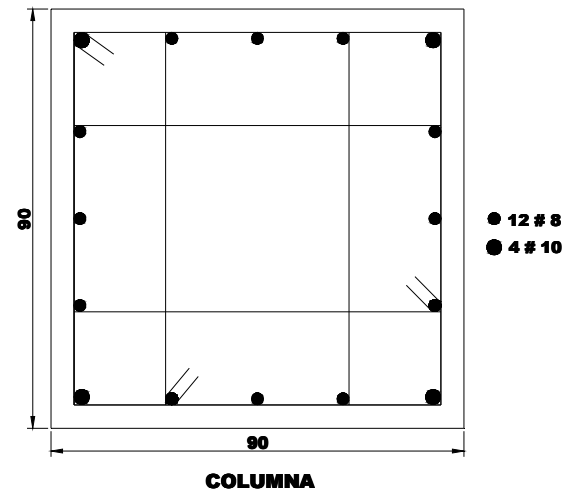


EDIFICIOS DE 10 NIVELES EN TERRENO I ZONA C, NIVELES (1-4)

RESISTENCIA

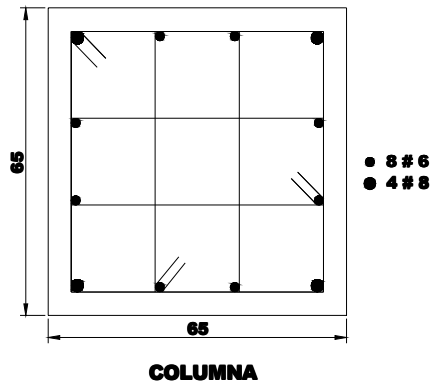


DESEMPEÑO

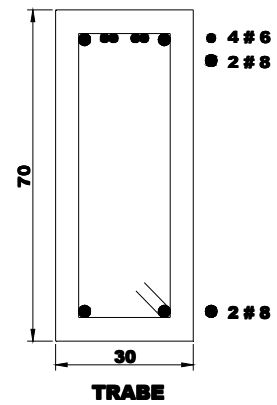
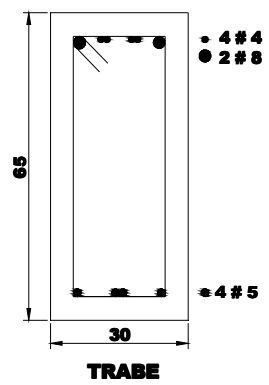
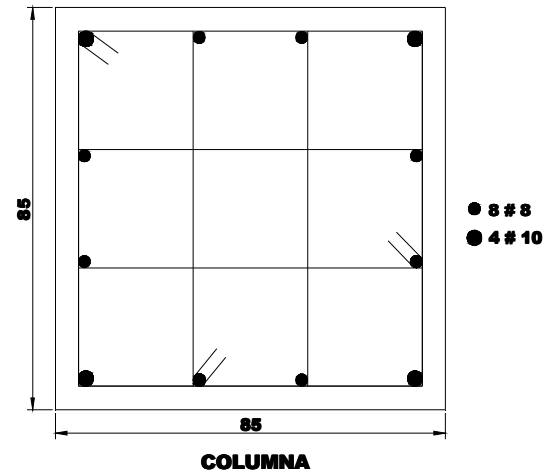


EDIFICIOS DE 10 NIVELES EN TERRENO I ZONA C, NIVELES (5-7)

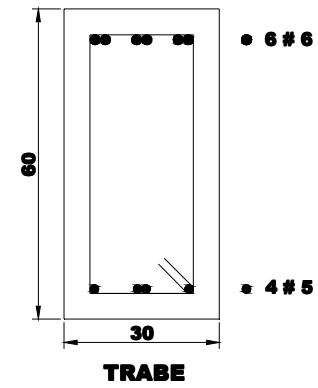
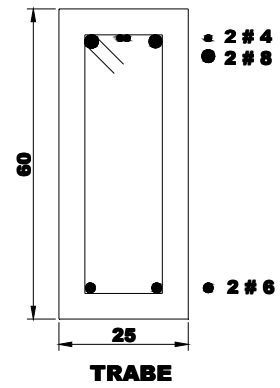
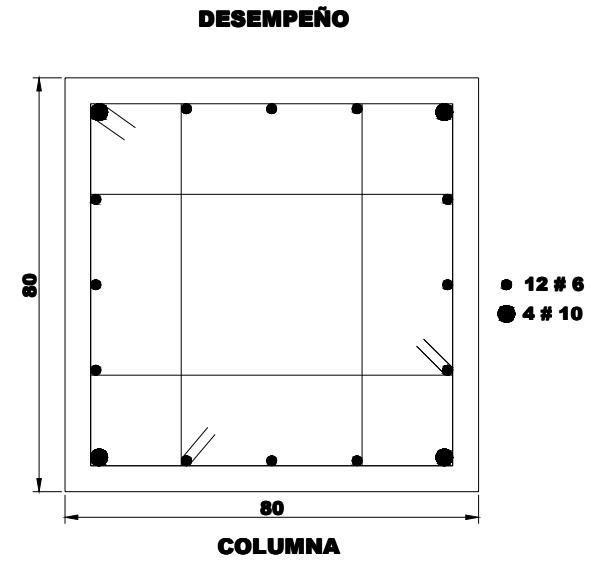
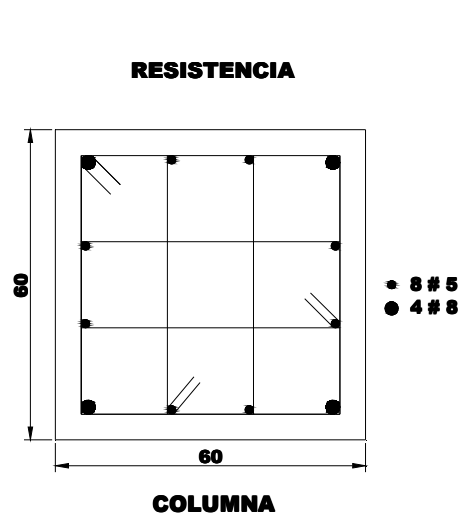
RESISTENCIA



DESEMPEÑO

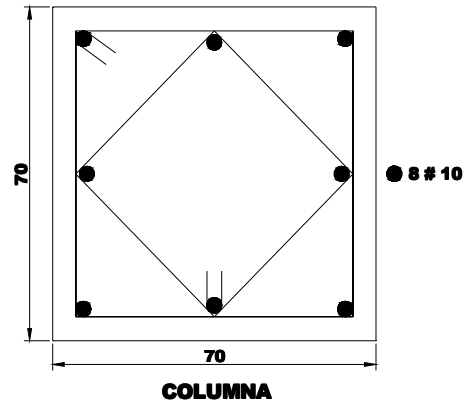


EDIFICIOS DE 10 NIVELES EN TERRENO I ZONA C, NIVELES (8-10)

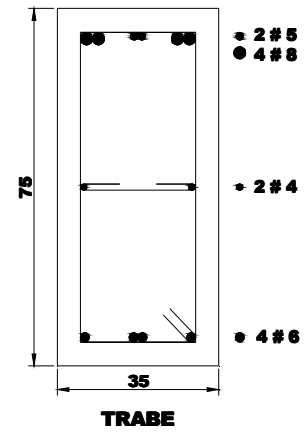
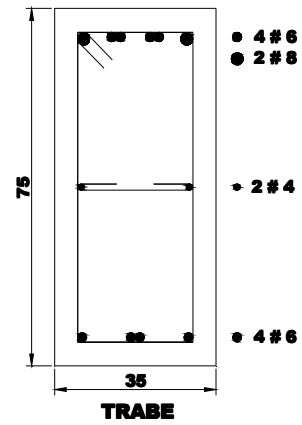
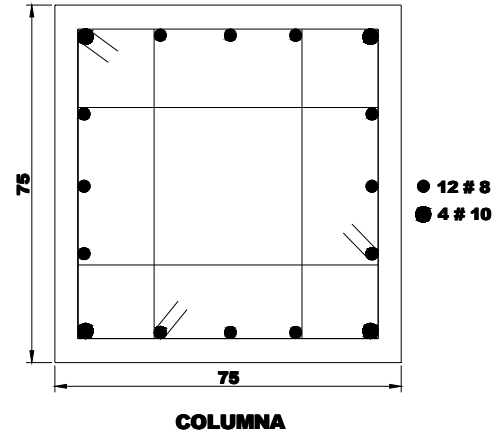


EDIFICIOS DE 10 NIVELES EN TERRENO II ZONA C, NIVELES (1-4)

RESISTENCIA

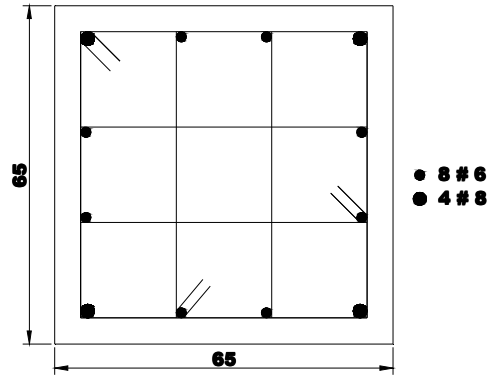


DESEMPEÑO



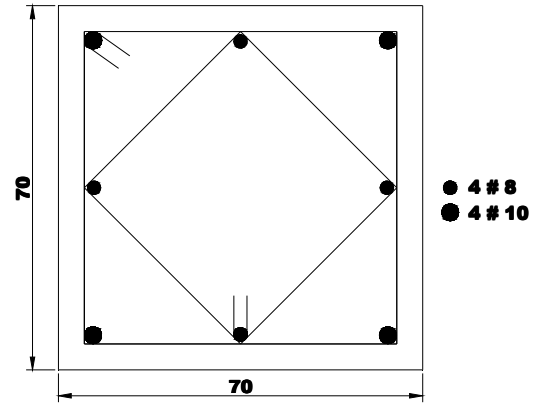
EDIFICIOS DE 10 NIVELES EN TERRENO II ZONA C, NIVELES (5-7)

RESISTENCIA

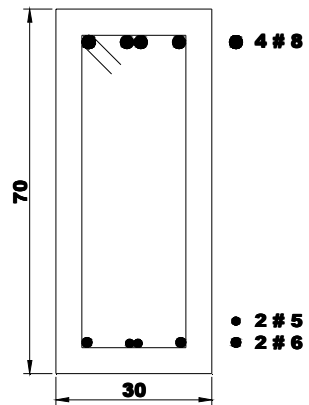


COLUMNA

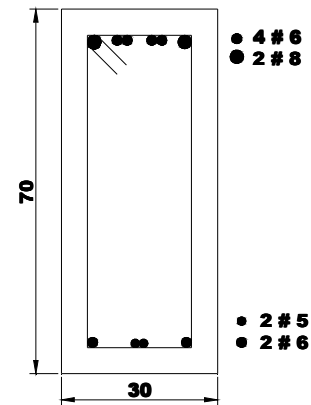
DESEMPEÑO



COLUMNA



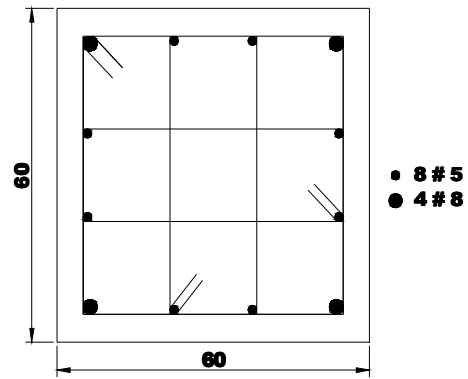
TRABE



TRABE

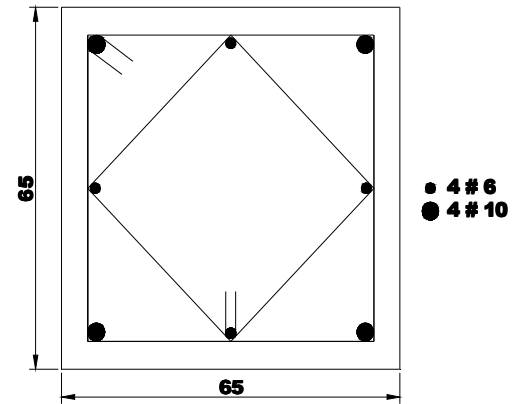
EDIFICIOS DE 10 NIVELES EN TERRENO II ZONA C, NIVELES (8-10)

RESISTENCIA

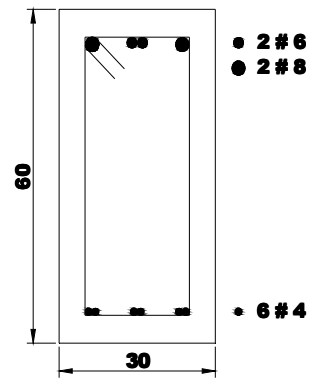


COLUMNA

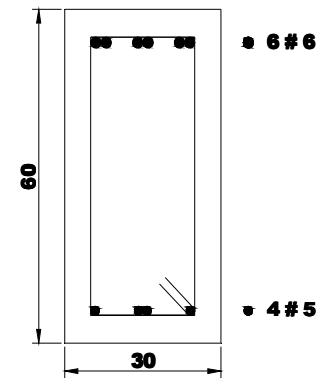
DESEMPEÑO



COLUMNA

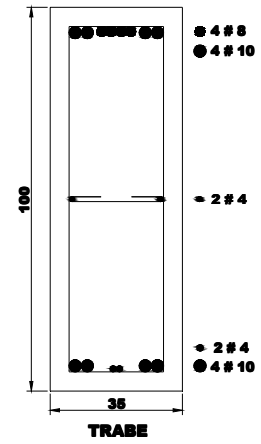
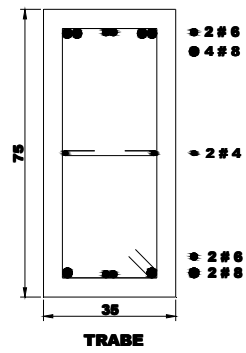
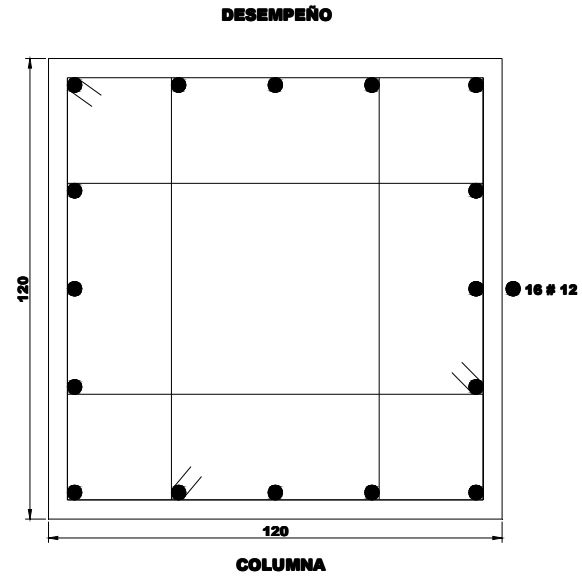
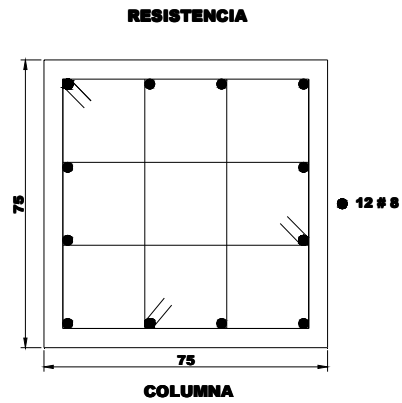


TRABE



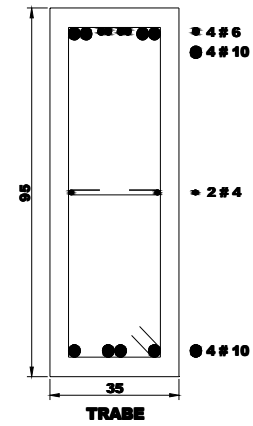
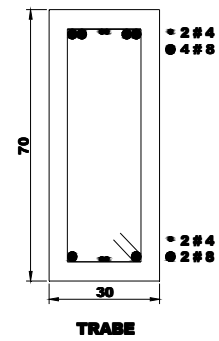
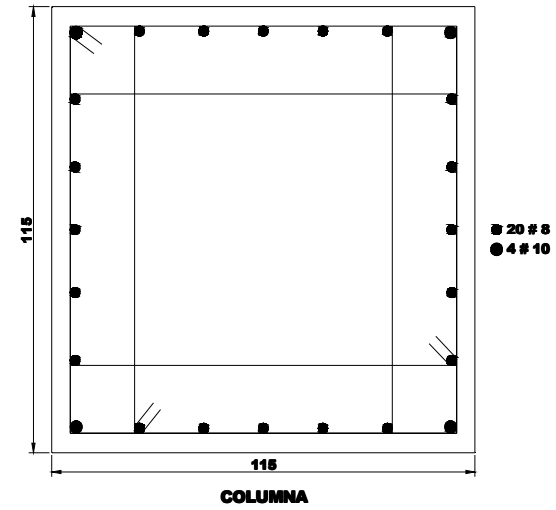
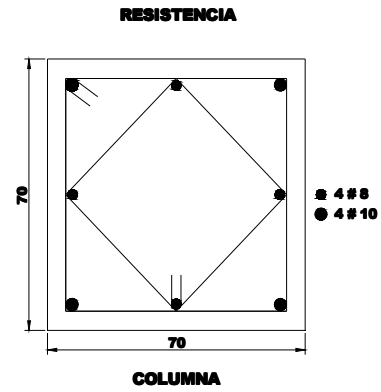
TRABE

EDIFICIOS DE 10 NIVELES EN TERRENO III ZONA C, NIVELES (1-4)

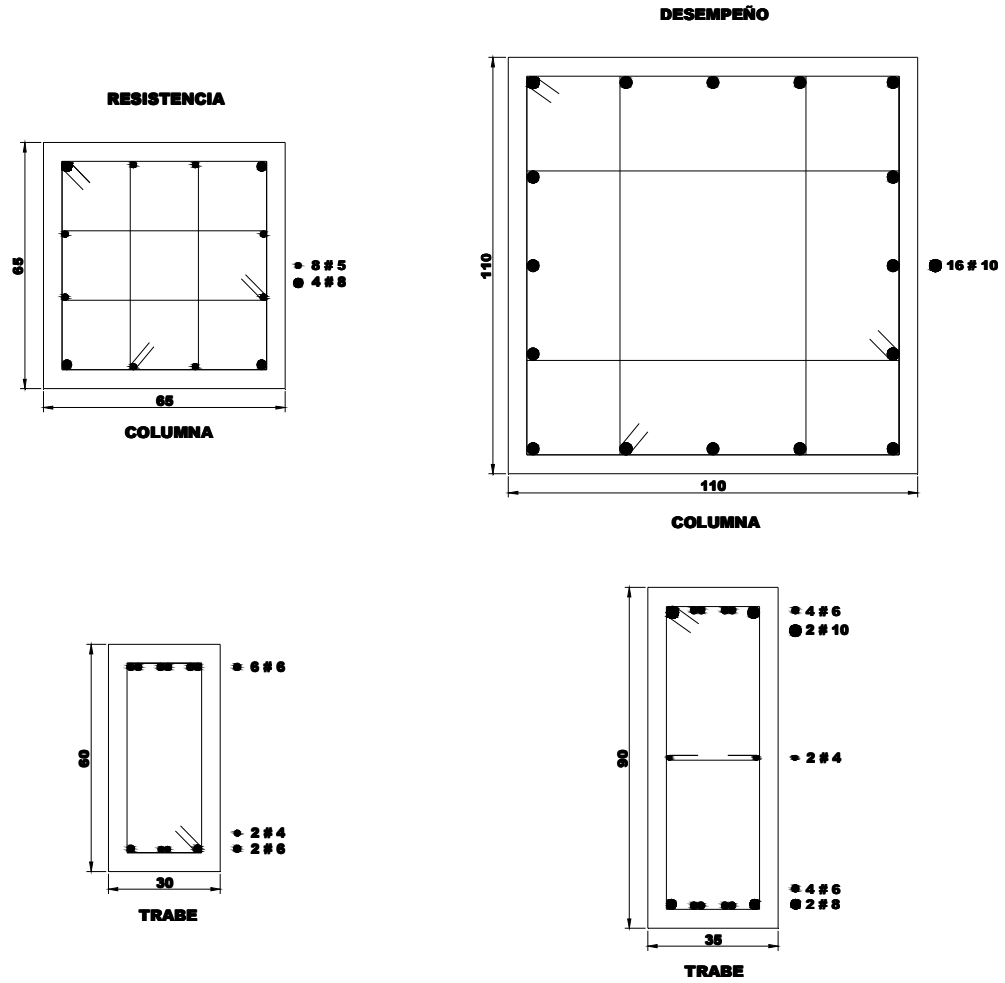


EDIFICIOS DE 10 NIVELES EN TERRENO III ZONA C, NIVELES (5-7)

DESEMPEÑO

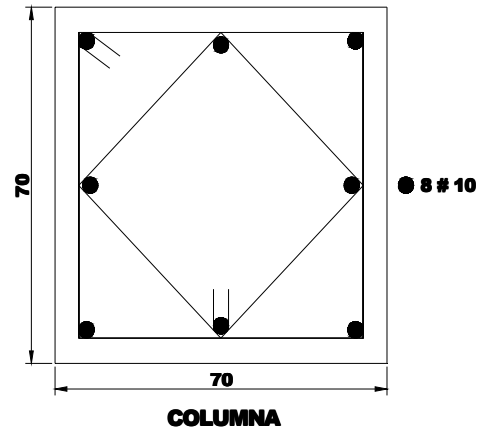


EDIFICIOS DE 10 NIVELES EN TERRENO III ZONA C, NIVELES (8-10)

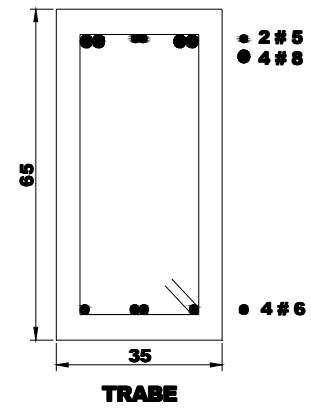
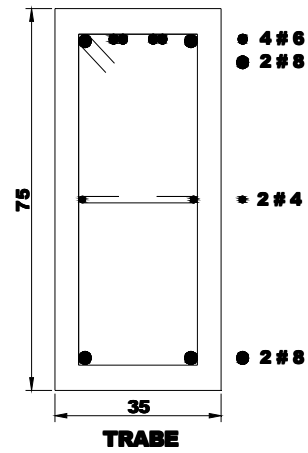
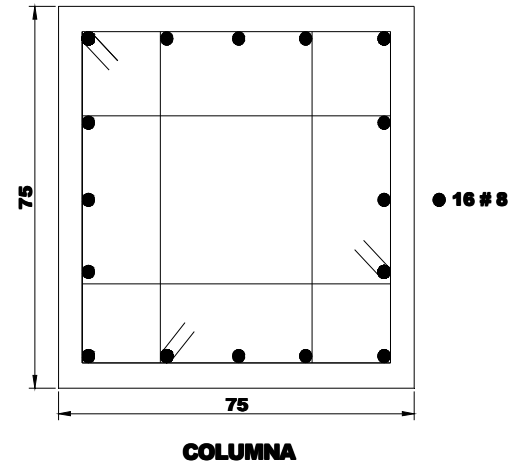


EDIFICIOS DE 10 NIVELES EN TERRENO I ZONA D, NIVELES (1-4)

RESISTENCIA

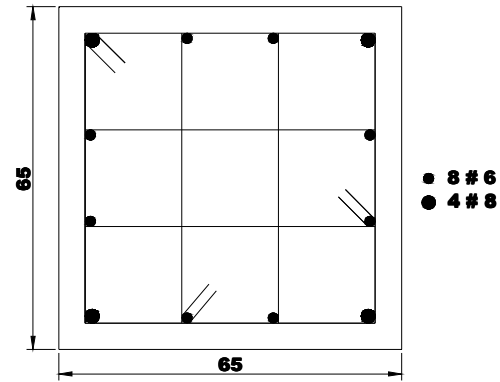


DESEMPEÑO



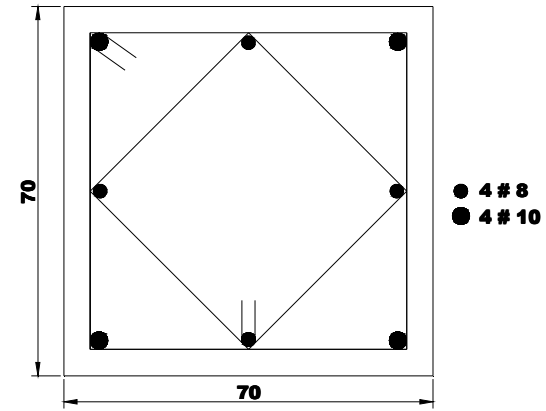
EDIFICIOS DE 10 NIVELES EN TERRENO I ZONA D, NIVELES (5-7)

RESISTENCIA

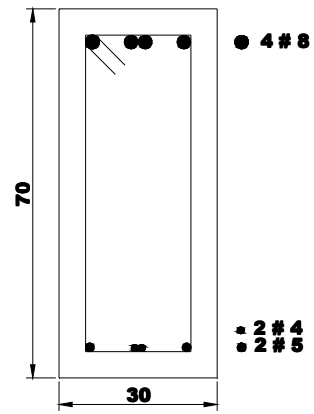


COLUMNA

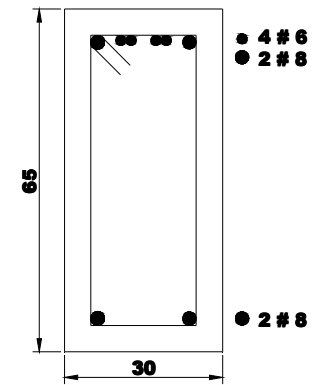
DESEMPEÑO



COLUMNA



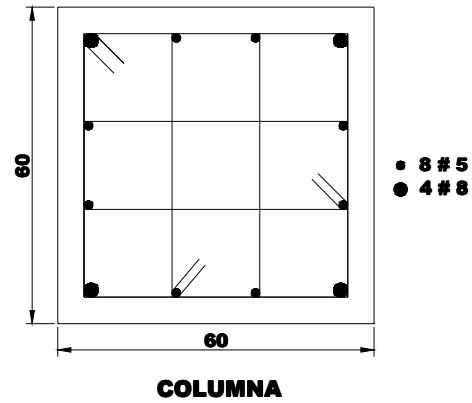
TRABE



TRABE

EDIFICIOS DE 10 NIVELES EN TERRENO I ZONA D, NIVELES (8-10)

RESISTENCIA



DESEMPEÑO

