



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

**INFLUENCIA DEL TIPO DE SUELO EN LA COMBINACIÓN ÓPTIMA DE
FACTORES DE CARGA PARA DISEÑO SÍSMICO**

TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:
MIGUEL ANGEL ORELLANA OJEDA

TUTORA PRINCIPAL:
DRA. SONIA ELDA RUIZ GÓMEZ, INSTITUTO DE INGENIERÍA

MÉXICO, CDMX. AGOSTO 2017

JURADO ASIGNADO:

Presidente: DR. LUIS ESTEVA MARABOTO
Secretario: DR. ORLANDO JAVIER DÍAZ LÓPEZ
Vocal: DRA. SONIA ELDA RUIZ GÓMEZ
1^{er.} Suplente: DR. FRANCISCO LEONEL SILVA GONZÁLEZ
2^{d o.} Suplente: DR. MIGUEL ANGEL JAIMES TÉLLEZ

Lugar donde se realizó la tesis: INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM

TUTORA DE TESIS:

DRA. SONIA ELDA RUIZ GÓMEZ

FIRMA

A Dios,
por regalarme la vida, bendecir siempre mi camino
y darme las fuerzas para seguir adelante

A mis padres,
Ángel Orellana Barios e Irma Ojeda Lucas,
por todo el apoyo, amor invaluable y educación
que me han brindado para ser una persona de bien

A mis hermanas,
Dany Gissell y Magda Isela,
por el cariño y amistad que me han compartido

A Lili,
por todo el apoyo, paciencia, comprensión
y amor incondicional

AGRADECIMIENTOS

De manera especial, agradezco a la **Dra. Sonia Elda Ruíz Gómez** por su apoyo incondicional y valiosa asesoría para guiarme en este trabajo. Es una persona con un gran valor humano que tiene todo mi respeto y admiración.

Al **Dr. Juan Bojórquez Mora** por todo el apoyo brindado para realizar este trabajo.

A mis sinodales **Dr. Luis Esteva Maraboto, Dr. Orlando Javier Díaz López, Dr. Francisco Leonel Silva González** y **Dr. Miguel Angel Jaimes Téllez** por sus comentarios y sugerencias para enriquecer esta tesis.

A todos los **profesores del posgrado** de ingeniería de la UNAM por los valiosos conocimientos transmitidos.

A mis compañeros de la maestría por brindarme su amistad y formar parte de esta experiencia de vida, en especial a **Ángel de Jesús**.

Al **Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACyT)** por el apoyo económico que me brindó durante la maestría.

Al **Instituto de Ingeniería de la UNAM** por permitirme hacer uso de sus instalaciones y brindarme todas las facilidades para la realizar este trabajo.

Finalmente, agradezco a la **Universidad Nacional Autónoma de México** por permitirme formar parte de esta máxima casa de estudios.

RESUMEN

Se analiza mediante un criterio de optimización, la influencia que tiene el tipo de suelo en la combinación óptima de factores de carga (muerta, viva y sismo) que se usan para el diseño sísmico de edificios. Para ello, se emplea una metodología que es útil para establecer factores de carga óptimos que minimizan el costo en el ciclo de vida de la estructura; como restricción se establece que la tasa media anual de falla estructural sea menor o igual a cierto valor prescrito (que es la implícita en los diseños hechos de acuerdo al Reglamento de Construcciones del D.F., 2004). El valor prescrito de la tasa media anual de falla estructural es diferente para cada tipo de edificio y se obtiene al utilizar la combinación de factores de carga recomendado en el Reglamento de Construcciones del D.F., 2004. El costo del ciclo de vida de la estructura incluye diferentes costos: costo inicial, costo por reparación, costo por pérdida de contenidos, costo por pérdidas indirectas, costo por lesiones y costo por pérdida de vidas humanas. La metodología de optimización se aplica a dos grupos de edificios de concreto reforzado. El primer grupo corresponde a edificios de 4, 7 y 10 niveles que se ubican en suelo firme (con periodo dominante $T_s \approx 0.5s$), y el otro grupo corresponde a edificios de 6, 12 y 16 niveles en suelo blando ($T_s \approx 1.5s$) de la ciudad de México. Los edificios de concreto reforzado se diseñan utilizando diferentes combinaciones de factores de carga. Por medio de análisis dinámicos incrementales se encuentran las estadísticas de las máximas distorsiones de entrepiso, las cuales se relacionan con la capacidad estructural. En la zona firme los modelos estructurales se someten a 10 registros sísmicos fuertes, y en la zona blanda a 13 movimientos fuertes. Todos los registros corresponden a sismos de subducción con magnitudes $M \geq 6.9$. Por otro lado, se estiman los daños, así como los costos totales que puede esperarse para cada grupo de edificios. Se hace ver que la combinación óptima de factores de carga es diferente para el diseño de edificios ubicados en suelo firme que para los edificios ubicados en suelo blando.

ABSTRACT

Using a criterion of optimization, the influence of the type of soil on load factors optimal combination (dead, live and seismic) used for the seismic design of buildings, is analyzed. A methodology that is useful for establishing optimal load factors that minimize the cost over the life cycle of the structure is employed; and as a restriction, it is established that the annual exceedance structural failure rate must be less than or equal to a prescribed value (implicit in the Mexico City Building Code 2004). The prescribed value of the annual exceedance structural failure rate is different for each type of building and is obtained by using the combination of load factors recommended in the Mexico City Building Code 2004. The life-cycle cost model used here includes different types of costs. The optimization methodology is applied to two groups of reinforced concrete buildings. One set (consisting on 4-, 7- and 10-story buildings) is located on firm ground (with a dominant period $T_s \approx 0.5s$), and the other (consisting on 6-, 12- and 16-story buildings) on soft soil ($T_s \approx 1.5s$) of Mexico City. Each group of buildings is designed using different combinations of load factors. Through incremental dynamic analyses, the statistics of the maximums inter-story drifts (associated with the structural capacity) are found. The buildings located on firm zone are analyzed under the action of 10 intense seismic records, and those on soft zone, under 13 intense ground motions. All the motions correspond to seismic subduction events with magnitudes $M \geq 6.9$. Then, the structural damage and the total costs expected, corresponding to each group of buildings, are estimated. It is concluded that the optimal load factors combination is different for the design of buildings located on firm ground than that for buildings located on soft soil.

CONTENIDO

AGRADECIMIENTOS.....	i
RESUMEN.....	ii
ABSTRACT.....	iii
CONTENIDO.....	iv
CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	2
1.2 JUSTIFICACIÓN.....	3
1.3 OBJETIVO.....	4
1.4 ALCANCES E HIPÓTESIS.....	4
1.5 ANTECEDENTES.....	5
CAPÍTULO 2. BASES TEÓRICAS Y METODOLOGÍA GENERAL.....	7
2.1. SISMICIDAD EN MÉXICO.....	7
2.1.1 Regionalización sísmica.....	8
2.1.2 El valle de México.....	8
2.2 METODOLOGÍA GENERAL.....	9
2.2.1 Peligro sísmico.....	13
2.2.1.1 <i>Evaluación del peligro sísmico</i>	14
2.2.1.2 <i>Cálculo y curvas de peligro sísmico</i>	28
2.2.2 Capacidad estructural.....	32
2.2.2.1 <i>Análisis “Pushover”</i>	32
2.2.2.2 <i>Análisis Dinámico Incremental (ADI)</i>	40
2.2.2.2.1 <i>Escalamiento de registros sísmicos</i>	41
2.2.2.2.2 <i>Curvas de capacidad estructural</i>	43
2.2.3 Peligro de demanda estructural.....	47
2.2.3.1 <i>Curva de peligro de demanda estructural</i>	48
CAPÍTULO 3. ANÁLISIS DE COSTOS.....	49
3.1 DEMANDAS ESTRUCTURALES SÍSMICAS.....	49
3.2 COSTO TOTAL ESPERADO EN LA VIDA ÚTIL DE LAS ESTRUCTURAS.....	51
3.2.1 Costo inicial.....	51
3.2.2 Costo esperado asociado a los daños.....	52
3.2.2.1 <i>Costo esperado por reparación o por reconstrucción</i>	53
3.2.2.2 <i>Costo esperado por pérdida de contenido</i>	54
3.2.2.3 <i>Costo esperado por pérdidas indirectas</i>	56
3.2.2.4 <i>Costo esperado por pérdida de vidas</i>	57
3.2.2.5 <i>Costo esperado por lesiones</i>	59

CAPÍTULO 4. CARACTERÍSTICAS DE LAS ZONAS EN ESTUDIO.....	61
4.1 SUELO FIRME.....	61
4.1.1 Movimientos sísmicos seleccionados.....	61
4.1.2 Curvas de peligro sísmico.....	62
4.2 SUELO BLANDO.....	62
4.2.1 Movimientos sísmicos seleccionados.....	63
4.2.2 Curvas de peligro sísmico.....	64
CAPÍTULO 5. APLICACIÓN A EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO (C/R).....	65
5.1 CARACTERÍSTICAS DE LOS EDIFICIOS DE C/R.....	65
5.1.1 Especificaciones de análisis y diseño estructural.....	66
5.1.2 Modelación de las estructuras.....	67
5.1.2.1 Modelo tridimensional en Ruaumoko3D.....	68
5.2 CURVAS DE CAPACIDAD ESTRUCTURAL.....	71
5.3 CURVAS DE PELIGRO DE DEMANDA ESTRUCTURAL.....	73
5.4 ANÁLISIS DE COSTOS.....	79
5.4.1 Simulación de la demanda estructural.....	79
5.4.2 Costo total esperado en la vida útil de las estructuras.....	80
5.5 RESULTADOS.....	82
5.5.1 Suelo firme.....	82
5.5.2 Suelo blando.....	91
CAPÍTULO 6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	99
REFERENCIAS.....	101

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

En el presente estudio se analiza la influencia del tipo de suelo en la combinación óptima de factores de carga (muerta, viva y sismo) que se usan para el diseño de edificios. Para ello, el trabajo se estructura en seis capítulos. Además, otro parámetro que también puede calibrarse con base en minimización de costos totales esperados es el coeficiente sísmico que se usa en el diseño de edificios; sin embargo, este parámetro queda fuera del alcance de esta tesis.

En el capítulo 1 se da una descripción de la problemática que se plantea estudiar, se desarrolla la justificación, objetivos y las hipótesis que se toman en cuenta para realizar la investigación. Se presentan los alcances del trabajo y las investigaciones previas relacionadas con el tema en estudio.

En el capítulo 2 se presenta una breve descripción de la sismicidad en México. Además, se muestra la metodología para establecer factores óptimos de carga asociados con el mínimo costo total esperado durante la vida útil de las estructuras. Se describen las bases teóricas necesarias para desarrollar la metodología, como el cálculo del peligro sísmico, la obtención de la capacidad estructural y el peligro de demanda de distorsiones máximas de entrepiso.

Tomando como base lo anterior, en el capítulo 3 se muestra el procedimiento para la simulación de las demandas sísmicas, las cuales se relacionan con las distorsiones máximas de entrepiso y con ellas estimar el costo total esperado durante la vida útil de las estructuras. El costo de ciclo de vida de la estructura se conforma por el costo inicial más los costos asociados a los daños.

Las características de las zonas en estudio se describen en el capítulo 4, donde se muestra los registros sísmicos que se utilizan para analizar las estructuras en cada zona, correspondientes a sismos con magnitudes $M \geq 6.9$, y las curvas de peligro sísmico involucradas en el análisis.

La evaluación de la metodología se lleva a cabo en el capítulo 5, en donde se analizan dos grupos de edificios de concreto reforzado, ubicados en suelo firme y, alternativamente, en suelo blando. Se estiman los daños, así como los costos totales durante la vida útil que puede esperarse para cada grupo de edificios.

En el capítulo 6 se plantean las conclusiones y recomendaciones que se generan de la investigación. Finalmente se muestra las referencias bibliográficas consultadas.

1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

La mayoría de los reglamentos de construcción, incluyendo los de la Ciudad de México, durante varias décadas han establecido factores de carga para el diseño de edificios (muchas veces por el juicio de expertos). Estos factores se han propuesto indistintamente del tipo de suelo donde se ubican las estructuras, donde el peligro sísmico y los periodos dominantes de suelo son diferentes, y además existen diferencias en las características de la excitación sísmica a las que se ven sometidas las estructuras, lo cual está relacionado con el tipo de suelo donde éstas se ubican. En este estudio se busca mostrar que el tipo de suelo tiene influencia significativa en la combinación óptima de factores de carga. Para ello se aplica una metodología de optimización del costo total esperado durante la vida útil de las estructuras. Por otra parte, se revisa que la tasa media anual de falla estructural sea menor o igual a cierto valor prescrito (es el que se obtiene al utilizar la combinación de factores de carga recomendado en el RCDF-2004).

La Ciudad de México es un caso particular donde a distancias relativamente cercanas existen diferencias notorias en las características de las excitaciones sísmicas, debido a que las características del suelo son muy distintas. En esta ciudad se tienen zonas con periodos dominantes de suelo de 0.5 segundos para suelo firme y de 2-4 segundos para suelo muy blando, lo que provoca que existan grandes diferencias en las respuestas estructurales.

Con base en lo anterior, el no considerar estas diferencias en el tipo de suelo para proponer factores de carga, puede llevar a que para algunas zonas el costo total esperado se aproxime al mínimo, mientras que para otras zonas estos costos se alejen. Esta aproximación al costo mínimo se debe a que los factores de carga se utilizan para diseñar una amplia variedad de estructuras con diferentes características, por lo que para una estructura en particular no siempre se logrará un diseño asociado con el mínimo costo total esperado, aun considerando las diferencias en el tipo de suelo.

1.2 JUSTIFICACIÓN

Las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño de Estructural de las Edificaciones del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (2004) establece que la seguridad de una estructura debe verificarse para el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente. En el caso de las combinaciones que incluyen acciones permanentes, variables y accidentales, esta combinación se debe multiplicar por el factor de carga de 1.1. La propuesta del factor de 1.1 está basado en el criterio de reconocidos investigadores e ingenieros estructuristas.

Por otra parte, tomando el criterio de optimización de costos, las pérdidas económicas en un lugar en particular ante un evento sísmico fuerte pueden ser muy importantes, tal como las pérdidas reportadas en la Ciudad de México, correspondiente a suelo blando (zona de lago) cuando ocurrió el sismo de 1985, o tener pérdidas económicas menores como las reportadas en suelo firme para el mismo sismo, entre estas dos zonas las diferencias entre las pérdidas económica fueron muy notorias. Es por ello que se tiene la necesidad de realizar estudios acerca de cómo el tipo de suelo donde se ubican las estructuras influye en la propuesta de factores óptimos de carga y así tener una mejor fundamentación acerca de la propuesta de estos valores.

La presente investigación se enfoca en obtener y comparar los factores óptimos de carga de las estructuras ubicadas en dos tipos diferentes de suelo: firme y blando, con la intención de tener metodologías más claras, eficientes y concisas que se reflejen en los reglamentos de construcción para que se implementen en la práctica profesional. Con esto se busca minimizar los costos totales esperados en las estructuras ante eventos sísmicos fuertes y que además éstas cuenten con adecuados niveles de seguridad.

Por otra parte, los reglamentos actuales de construcción han sido de mucha utilidad; sin embargo, debe siempre existir la necesidad de mejorarlos, para que los sistemas estructurales cumplan con sus objetivos de diseño de la mejor manera posible.

1.3 OBJETIVO

Este estudio tiene como principal objetivo mostrar la influencia que tiene el tipo de suelo donde se desplatan las estructuras en los factores óptimos de carga. Esto se lleva a cabo aplicando una metodología que es útil para establecer factores de carga que minimizan el costo en el ciclo de vida de la estructura, estableciendo como restricción que la tasa media anual de falla estructural sea menor o igual a cierto valor prescrito (implícito en el RCDF-2004).

1.4 ALCANCES E HIPÓTESIS

La metodología de optimización se aplica a dos grupos de edificios de concreto reforzado. El primer grupo corresponde a edificios de 4,7 y 10 niveles que se ubican en suelo firme (con periodo dominante $T_s \approx 0.5s$), y el otro grupo corresponde a edificios de 6, 12 y 16 niveles en suelo blando ($T_s \approx 1.5s$) de la Ciudad de México. El número de niveles de los edificios en cada tipo de suelo se eligió de tal manera para que el periodo natural de vibración correspondiera con la meseta del espectro de diseño y así los diseños se rigieran por las aceleraciones espectrales máximas. En la zona firme los modelos se someten a 10 registros sísmicos fuertes, y en la zona blanda a 13 movimientos fuertes. Todos los registros corresponden a sismos de subducción con magnitudes $M \geq 6.9$.

Las hipótesis consideradas son:

- La ocurrencia de los eventos sísmicos sigue un proceso de Poisson, por lo tanto, los tiempos de espera de las demandas sísmicas se modelan con una función de distribución de probabilidad exponencial.
- El modelado de los edificios para obtener la capacidad estructural es mediante marcos tridimensionales en el programa Ruaumoko3D, considerando que las losas son diafragmas rígidos.
- No se considera la interacción suelo-estructura en los edificios.
- Las excentricidades en los edificios no son mayores del 10% de la dimensión medida en planta perpendicular a la dirección de análisis sísmico.
- Los diseños se realizan considerando un análisis dinámico modal, se elige un número total de modos de tal manera que participe el 90% de la masa efectiva.

- Se utilizan las distorsiones máximas de entrepisos para medir el daño estructural y se asocian a los costos por daños en la vida útil.
- Cuando el edificio sufre daños estructurales, al momento de repararlo se considera que vuelve a las condiciones iniciales, por lo que la rigidez y resistencia regresan a sus valores iniciales.

1.5 ANTECEDENTES

Un proceso de diseño se enfoca en obtener la mejor relación entre varios factores como la seguridad, el desempeño, durabilidad, el costo y la seguridad, principalmente. Se puede decir que el mejor diseño es en el que se logra la mejor relación costo/confiabilidad.

Una gran parte de los códigos de diseño en el mundo han intentado establecer criterios de diseño basados en confiabilidad con el fin de reducir los daños y costos a valores aceptables (Esteva, 1968; Sorensen et al., 1994; Wen, 2001; Ellingwood, 1994a, 1994b). En un diseño basado en confiabilidad se busca diseñar un sistema estructural para que posea un nivel de confiabilidad determinado o lo más cercano a una confiabilidad objetivo. Gayton et al. (2004) muestra algunos métodos utilizados comúnmente.

Para hacer más fácil el diseño de las estructuras en la práctica ingenieril, muchos códigos de diseño usan el método basado en factores de carga y resistencia (LRFD por sus siglas en inglés), en el cual se incrementan las cargas y se reducen las resistencias por medio de factores. Estos factores se calibran de tal manera que el sistema estructural tenga un nivel de confiabilidad adecuado.

Por otra parte, los costos esperados durante la vida útil de las estructuras juegan un papel importante al momento de establecer parámetros para el diseño. Estimar estos costos durante la vida útil de una estructura, la cual es aproximadamente entre 50 y 75 años (American Society of Civil Engineers ASCE, 2010), ha sido un gran desafío para los investigadores relacionados con el tema. El determinar los costos en un tema que ha sido ampliamente estudiado en las últimas décadas por diversos autores como, por ejemplo: De León, 1991; Wen y Kang, 2001a, 2001b; Akta et al., 2001; Lagaros, 2007; Montiel y Ruiz, 2007; Ang, 2011; Esteva et al., 2011; Mitropoulou et al., 2011; Baron y Frangopol, 2015; sin embargo, estas metodologías son difíciles de aplicar debido a que están limitadas a casos particulares.

Recientemente se han propuesto metodologías eficientes para establecer factores y combinaciones óptimas de carga que minimizan el costo total esperado en la vida útil de las estructuras (Bojórquez et al., 2015). Esta metodología es la que se utiliza en el presente estudio para estimar factores óptimos de carga para dos distintas zonas en que las características del suelo son diferentes.

CAPÍTULO 2

BASES TEÓRICAS Y METODOLOGÍA GENERAL

2.1 SISMICIDAD EN MÉXICO

Los terremotos se producen por una liberación de energía de manera rápida y espontánea, generalmente por el movimiento de las placas tectónicas. La corteza terrestre está dividida en varias placas tectónicas y el gran porcentaje de los terremotos se generan en los bordes de éstas. Sin embargo, algunos terremotos también se generan en fallas geológicas locales (ej. Falla de San Andrés) y se les denomina sismos intraplaca.

La sismicidad en México se debe principalmente a la interacción de cinco placas tectónicas (Figura 2.1): la placa de Norteamérica, la placa del Pacífico, la Placa de Rivera, la placa de Cocos y la placa del Caribe. La sismicidad en el noroeste de México está determinada por la falla de San Andrés. Existe una zona de subducción entre las placas Rivera y de Cocos bajo la Norteamérica que va desde el estado de Colima hasta Oaxaca, los sismos producidos en esta zona son las de mayor peligro para la Ciudad de México, además, en esta zona se encuentra la llamada *brecha de Guerrero* donde no se han producido grandes temblores en los últimos 90 años, por lo que esta brecha sísmica es la que mayor potencial sísmico tiene en México (Ángeles, 2010). En el sur de México la placa de Cocos se subduce bajo la placa del Caribe (Rosenblueth, 1992); por otro lado, en México se generan sismos intraplaca en el interior del país debido a la presencia de fallas geológicas locales como la de tipo Acambay.

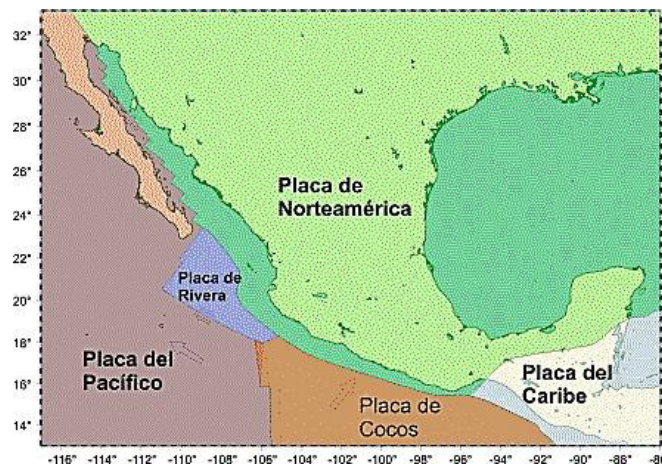


Figura 2.1. Placas tectónicas que afectan a México(<http://conocegeografia.blogspot.mx/2013/02/placas-tectonicas-de-mexico.html>)

2.1.1. Regionalización sísmica

El primer mapa de regionalización sísmica para fines de ingeniería fue propuesto por Esteva (1970), quien calculó mapas de aceleración y velocidad máxima del suelo para todo México, para periodos de retorno de 50, 100 y 500 años, de esta manera, se estableció el primer mapa nacional de peligro sísmico en el mundo (McGuire, 2007).

La República Mexicana para efectos de diseño sísmico está dividida en zonas sísmicas (CFE, 2015), como se observa en la figura 2.2. En esta regionalización la zona A y B se consideran de baja sismicidad, mientras que las zonas C y D se consideran de alta sismicidad. La Ciudad de México se encuentra ubicada en la zona B; sin embargo, debido a las condiciones locales del subsuelo del Valle de México, pueden esperarse altas aceleraciones (CFE, 2015).



Figura 2.2. Regionalización sísmica de la república Mexicana (CFE, 2015)

2.1.2 El valle de México

El valle de México tiene teóricamente un peligro sísmico moderado por la lejanía con la costa del Pacífico; sin embargo, el movimiento sísmico se amplifica en la zona de Lago, debido a la presencia de estratos de arcillas altamente compresibles, siendo más susceptibles al daño los edificios de entre 5 y 15 pisos (Rosenblueth, 1992; Bazán y Meli, 2002).

El Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (2004), divide el valle de México en tres diferentes zonas: I, II, III, para suelo firme, de transición y blando, respectivamente. La zona III adicionalmente se subdivide en cuatro subzonas (III_a, III_b, III_c y III_d).

- *Zona I. Lomas*, formadas por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre. Se localiza en las partes más altas del valle y es la de menor peligro sísmico.
- *Zona II. Transición*, es la zona intermedia en que los depósitos profundos se encuentran a 20 m de profundidad, o menos, y que está constituida por estratos arenosos y limo arenosos intercalados con capas de arcilla lacustre.
- *Zona III. Lacustre*, es la zona donde antiguamente estaban los lagos y está integrada por depósitos de arcillas altamente compresibles con espesores superiores a los 50 m. En esta zona se presenta el mayor peligro sísmico por los efectos de sitio.

En la figura 2.3 se observa las diferencias en los espectros de respuesta elásticos de pseudoaceleraciones para la zona de lomas (terreno duro, CUIP), transición (terreno intermedio, VIVE) y lacustre (terreno blando, SCT), correspondiente al sismo de 1985.

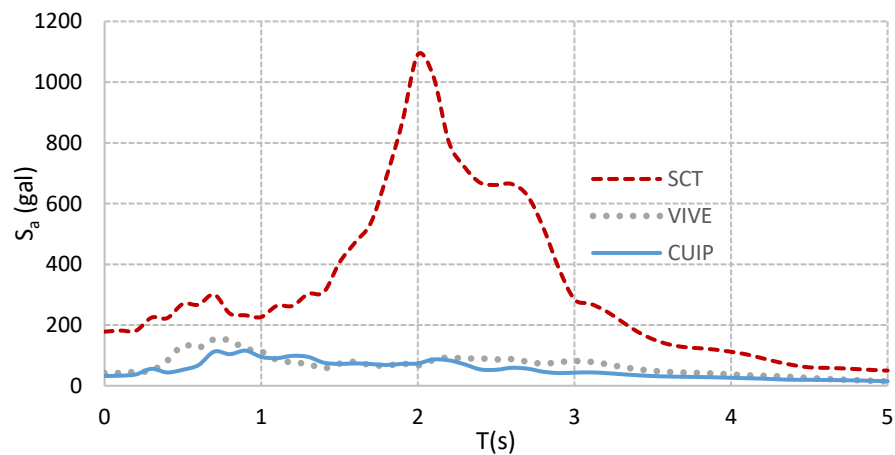


Figura 2.3. Espectros elásticos de respuesta ($\xi=5\%$) del sismo de 1985 en diferentes zonas de la Ciudad de México

2.2 METODOLOGÍA GENERAL

En esta tesis se aplica una metodología para establecer factores y combinaciones óptimas de carga que minimizan el costo total esperado en la vida útil de las estructuras (Bojórquez et al., 2015). Los costos totales incluyen: el costo inicial y el costo por daños causados por futuros sismos. Los costos por daños incluyen: costo por reparación, costo de daño al contenido, costo asociado a la pérdida de vidas humanas, costo por heridas y pérdidas económicas.

A continuación, se presentan los pasos generales:

1. Se diseñan diferentes edificios de concreto reforzado de acuerdo con las especificaciones del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (2004). En los diseños se utilizan diferentes combinaciones de carga.
2. Se obtiene la estadística de la distorsión máxima de entrepiso asociada a los estados límites de interés, mediante Análisis Dinámicos Incrementales (ADI).
3. Para cada combinación de carga de diseño, y aplicando la ec. 2.1 (Cornell, 1968; Esteva, 1968), se determinan las tasas anuales de excedencia de cierto nivel de distorsión (curva de peligro de demanda de distorsión máxima de entrepiso):

$$v_D(d) = \int \left| \frac{dv(S_a)}{dS_a} \right| P(D > d|S_a) d(S_a) \quad (2.1)$$

Donde:

d : distorsión máxima de entrepiso

$v_D(d)$: número medio de veces por año que se excede d

S_a : ordenada del espectro de pseudoaceleraciones

$P(D > d|S_a)$: curva de fragilidad. Es la probabilidad condicional de que el valor D en una estructura exceda la distorsión d , dada una intensidad S_a

$v(S_a)$: número medio de veces por año que ocurre una intensidad igual o mayor que S_a y con este valor se genera la curva de peligro sísmico del sitio de interés. La derivada de esta curva se obtiene numéricamente.

4. Se calcula la tasa media anual de falla estructural para cada combinación, utilizando la ec. 2.2 (Cornell, 2002; Montiel y Ruiz, 2007).

$$v_f = \int \left| \frac{dv_D(d)}{dd} \right| P(C \leq D) d(d) \quad (2.2)$$

Donde:

v_f : tasa media anual de falla estructural. Es el número medio de veces por año que la demanda D excede la capacidad C

$P(C \leq D)$: función de distribución acumulada de la capacidad

La derivada de la curva de peligro de demanda se obtiene numéricamente. Además, Se descartan los edificios cuyos diseños presenten una tasa media anual de falla estructural mayor que la implícita en el RCDF-04 ($v_{o,MCBC-04}$); es decir, se establece la siguiente condición:

$$v_f(\gamma) \leq (v_{o,MCBC-04}) \quad (2.3)$$

5. De la curva de peligro de demanda de distorsión máxima de entrepiso se obtienen las demandas estructurales sísmicas a partir de simulaciones de Monte Carlo (ver sección 3.1) utilizando el método de transformación inversa (Rubinstein, 1981).

6. El daño estructural se establece mediante un índice de daño, ID , y se obtiene a partir de las demandas sísmicas simuladas. El ID se define con la ec. 2.4 (Tolentino y Ruiz, 2013):

$$ID = \frac{\delta_d - \delta_y}{\delta_u - \delta_y} \quad (2.4)$$

Donde:

δ_d : distorsión de demanda máxima de entrepiso en la estructura por el movimiento sísmico del terreno

δ_y : distorsión máxima de entrepiso asociado al estado límite de servicio (estructura sin daño)

δ_u : Es la distorsión máxima de entrepiso asociada al estado límite de colapso

7. Con el índice de daño es posible calcular los costos totales, los cuales deben transportarse a valor presente con la ec. 2.5:

$$VP = \frac{VF}{(1 + i)^n} \quad (2.5)$$

Donde:

VP : valor en el tiempo 0 (es decir, el presente)

VF : valor en el tiempo n (futuro)

i : tasa bajo la cual el dinero será aumentado a través del tiempo (tasa de interés)

n : número de periodos a calcular (número de años)

8. Para cada combinación de carga se estima el costo total esperado, C_T , asociado a la vida útil de la estructura (se asume que los edificios tienen una vida útil de 50 años), de la siguiente manera:

$$C_T(\gamma) = C_I(\gamma) + C_d(\gamma) \quad (2.6)$$

Donde:

C_T : costo total esperado durante la vida útil del edificio

C_I : costo inicial

C_d : costo esperado asociado a los daños estructurales

γ : corresponde a cada una de las combinaciones de cargas de diseño

9. Enseguida se considera la contribución de todas las estructuras del mismo tipo, ubicadas en una determinada región. El costo total esperado causado por sismos, C_{TDS} , asociado a cierta combinación de carga, se estima suponiendo que las estructuras del grupo sufrirán demandas estructurales similares (debido a que se encuentran ubicadas en la misma zona sísmica y son del mismo tipo). Por lo tanto, el C_{TDS} en una región se supone igual a la suma de los costos totales esperados durante la vida útil de cada edificio (M_i) ubicado en dicha zona. La expresión para estimar dicho costo es:

$$C_{TDS}(\gamma_i) = \sum C_T(\gamma_i)(M_i) \quad (2.7)$$

Donde:

$C_{TDS}(\gamma_i)$: costo total esperado por daño causado por sismo

$C_T(\gamma_i)(M_i)$: costo total esperado durante la vida útil de edificio M_i

γ_i : combinación de carga con la que se diseña el edificio

10. Se deduce la combinación óptima que deben tener los factores de carga muerta, carga viva y de carga por sismo, de manera que el costo total esperado de la construcción sea mínimo:

$$\min(C_{TDS}(\gamma)) \quad (2.8)$$

2.2.1 Peligro sísmico

Actualmente el peligro sísmico se obtiene de un procedimiento basado en un enfoque probabilista. El análisis probabilista del peligro sísmico fue desarrollado originalmente por Esteva (1967) y Cornell (1968).

El análisis probabilista de peligro sísmico (PSHA por sus siglas en inglés) para un sitio consiste en determinar la frecuencia en la cual la intensidad sísmica (ej. aceleración máxima del suelo) toma un definido intervalo de valores (ej., $>0.5g$) durante algún tiempo fijo, t , en el futuro (ej., 50 años) (McGuire, 2004). En otras palabras, el peligro sísmico mide qué tan frecuentemente se presentarán en un sitio, valores de intensidad sísmica iguales o mayores que un valor de intensidad dado, x , durante un tiempo, t . Es común que se cuantifique en términos de periodos de retorno, Tr , o de tasas de excedencia de intensidades, $v(x)$.

El periodo de retorno es el tiempo medio entre dos sucesos, mientras que la tasa de excedencia es el inverso del periodo de retorno, es decir, es el número medio de veces por unidad de tiempo en que se excede un valor de intensidad sísmica.

El peligro también se puede definir como la probabilidad de excedencia de un cierto valor de intensidad sísmica, debido a la ocurrencia de sismos en un sitio y durante un periodo de tiempo. El peligro H (de Hazard) se representa por medio de una función de probabilidad (UNDRO, 1980).

$$H = P(X \geq x; t) \quad (2.9)$$

P representa la probabilidad de que el valor de intensidad elegida, X , exceda un valor de intensidad dado, x , durante un tiempo, t , la cual es diferente para regiones diferentes.

La elección de la intensidad sísmica a ser utilizada en el estudio depende de las condiciones propias y de la aplicación a la que vaya dirigida la evaluación del peligro sísmico. A continuación, se mencionan algunas intensidades sísmicas que se emplean comúnmente:

- Aceleración máxima del suelo (PGA)
- Desplazamiento máximo del suelo (PGD)
- Velocidad máxima del suelo (PGV)
- Seudoaceleraciones espectrales asociadas a un periodo estructural ($Sa(T_0)$)

También existen medidas de intensidad vectoriales basadas en la aceleración espectral del primer modo en combinación con un parámetro relacionado con la forma espectral (Bojórquez et al., 2008).

2.2.1.1 Evaluación del peligro sísmico

Para evaluar el peligro sísmico de una zona en particular es necesario tomar en cuenta algunos factores, entre los que se encuentran (Figura 2.4):

- a) Zonas de sismicidad uniforme (fuentes)
- b) Modelos de atenuación (trayecto)
- c) Efectos de sitio (efectos locales)

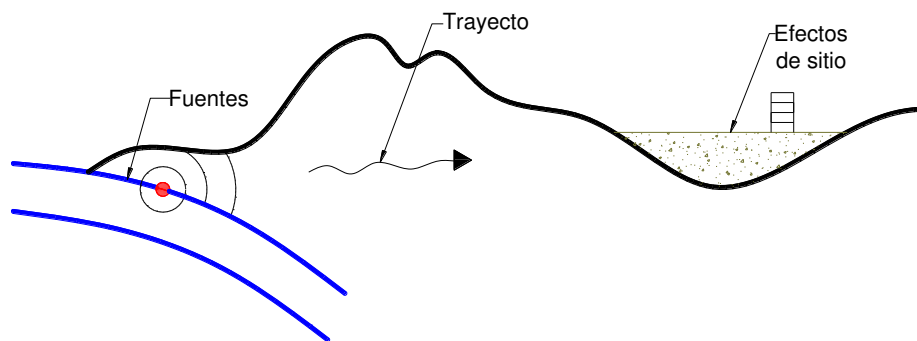


Figura 2.4. Evaluación del peligro sísmico

a) Zonas de sismicidad uniforme (fuentes)

Se tiene que definir perfectamente en qué sitios se generan temblores que afectan a la zona en estudio, es decir, se deben identificar las placas tectónicas y fallas activas para poder definir las zonas de sismicidad uniforme o fuentes sísmicas.

Las zonas de sismicidad uniforme se definen de tal manera que se generen temblores a una tasa constante por unidad de área, es decir, que la productividad sísmica sea homogénea. Esta definición en general es subjetiva (Figura 2.5), pero es útil para la evaluación cuantitativa del peligro sísmico de una región.

Para poder establecer las fuentes sísmicas es necesario contar con el registro histórico de la sismicidad de la zona en estudio. Para ello se necesitan catálogos de temblores, que indiquen principalmente la fecha, la magnitud y coordenadas del epicentro.

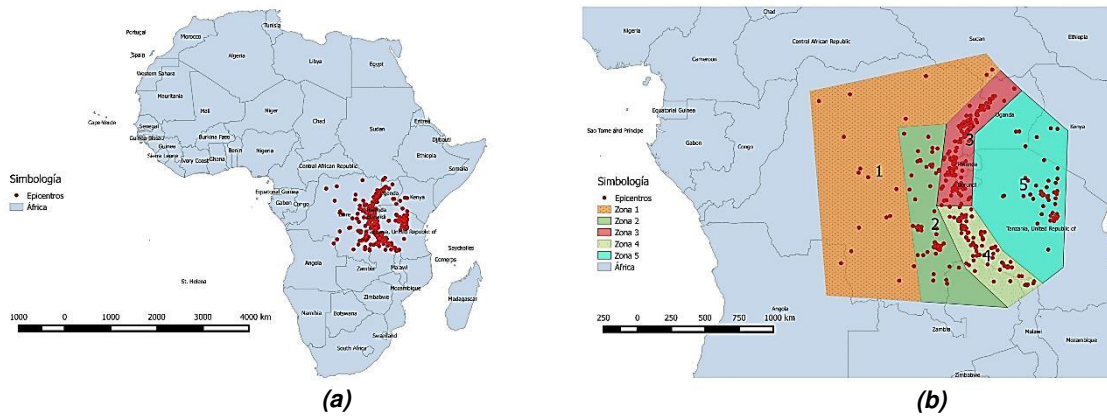


Figura 2.5. (a) Epicentros de sismos en el continente de África y (b) zonas de sismicidad uniforme

Es importante verificar que el catálogo esté completo para una magnitud. Comúnmente los eventos de magnitudes pequeñas no están documentados completamente, para ello se debe definir la magnitud mínima (M_0) a partir del cual ya existe un número considerable de registros, para considerar el catálogo completo. Esto se puede hacer mediante una gráfica en donde las ordenadas corresponden al número acumulativo de sismos mayores o iguales a las magnitudes que se representan en el eje de las abscisas.

Además, para una magnitud M_0 se tiene que estimar la fecha (t_0) a partir del cual se considera completo el catálogo en relación al tiempo de registro. En resumen, el catálogo a utilizar para el cálculo del peligro sísmico debe estar completo para magnitudes mayores o iguales a M_0 ($M > M_0$) y desde una fecha en específico ($t > t_0$).

La República Mexicana se ha dividido en 45 fuentes generadoras de sismo (Ordaz et al., 2008) como se observa en la figura 2.6. Estas fuentes están dictadas por la tectónica del país y por la historia instrumental de sismos registrados (Zúñiga y Guzmán, 1994; Zúñiga et al., 1997). Pérez-Rocha, Avilés y Ordaz (2007) presentan una breve descripción de los tipos de sismos que ocurren en México en el estudio “Regionalización sísmica en la República Mexicana”:

- Sismos de subducción

Los grandes temblores en México ($M > 7.0$) a lo largo de la costa del Pacífico son causados por la subducción de las placas oceánicas de Cocos y de Rivera bajo la placa de Norteamérica y por ello son conocidos como sismos de subducción. La placa de Rivera, que es

relativamente pequeña, se desplaza bajo el estado de Jalisco con una velocidad relativa de 2.5 cm/ año frente a la costa de Manzanillo, aunque algunos trabajos recientes sugieren que esta velocidad podría alcanzar los 5 cm/ año (Kostoglodov y Bandy, 1995). La frontera entre las placas de Rivera y de Norteamérica es algo incierta, pero se estima que intersecta la costa de México cerca de Manzanillo ($19.1^{\circ}N$, $104.3^{\circ}W$). Por otra parte, la velocidad relativa de la placa de Cocos con respecto al continente varía desde unos 5 cm/ año cerca de Manzanillo hasta 7 cm/ año en Chiapas. El terremoto de Jalisco del 3 de junio de 1932, cuya magnitud fue de $M = 8.2$, que ocurrió sobre la interfaz de la placa de Rivera y la de Norteamérica (Singh et al., 1985a), demuestra que una placa pequeña, joven y con una velocidad relativamente baja de subducción es capaz de generar grandes temblores (este terremoto fue el más grande ocurrido en México en el siglo pasado).

- Sismos de profundidad intermedia ($H \leq 300$ km)

Los grandes temblores también ocurren en el continente con profundidades de entre 30 y 100 km. En este caso los temblores presentan un mecanismo de fallamiento normal que refleja el rompimiento de la litosfera oceánica subducida (Singh et al., 1985b). Si bien este tipo de eventos es poco frecuente, se sabe que pueden causar grandes daños. Algunos ejemplos de este tipo de sismos son el de Oaxaca del 15 de enero de 1931 ($M = 7.8$), el de Orizaba del 23 de agosto de 1973 ($M = 7.3$), el de Huajuapán de León del 24 de octubre de 1980 ($M = 7.0$) y el de Tehuacán del 15 de junio de 1999 ($M = 7.0$).

En México, el Eje Neovolcánico no es paralelo a la trinchera. Esto es algo anormal en comparación con otras zonas de subducción en el mundo y es muy probable que se deba a la morfología de la placa de Cocos. Gracias a los esfuerzos de varios investigadores ha habido un avance significativo en el conocimiento de la morfología de la placa subducida bajo el continente (Singh et al., 1985b; Suárez et al., 1990; Ponce et al., 1992; Singh y Pardo, 1993; Pardo y Suárez, 1993; Pardo y Suárez, 1994). Los resultados indican una subducción con un ángulo de $\approx 45^{\circ}$ en Jalisco, casi horizontal en Guerrero, con un ángulo de $\approx 12^{\circ}$ en Oaxaca y de $\approx 45^{\circ}$ en Chiapas. El contorno de los 80 a 120 km de profundidad de la zona de Benioff aproximadamente coincide con la línea de los volcanes. Existe una evidencia, aunque no definitiva, de que la placa continental entre la costa grande de Guerrero y el valle de México

se encuentra en un estado de esfuerzo en tensión, contrariamente a lo esperado (Singh y Pardo, 1993).

- Sismos superficiales dentro de la corteza continental

Menos frecuentes son los temblores que ocurren dentro de la placa continental (con $M \leq 7.0$). Dependiendo de su ubicación, estos eventos pueden generar daños considerables en diversos asentamientos humanos. Dos ejemplos son: el temblor de Jalapa del 3 de enero de 1920 ($M = 6.4$) y el de Acambay del 19 de noviembre de 1912 ($M = 7.0$).

Existe también lo que podría llamarse sismicidad de fondo. Se trata de temblores con $M \leq 5.5$, cuyo origen no puede asociarse a ninguna estructura geológica. La ocurrencia de estos eventos también se considera en la sismicidad local.

- Sismos del sistema de fallas Polochic-Motagua

La frontera entre las placas del Caribe y la de Norteamérica es difusa, con un ancho de aproximadamente 120 km (White, 1991). El movimiento relativo entre las dos placas se disipa, principalmente, a lo largo de las fallas de Chixoy-Polochi y Motagua. El mayor sismo registrado a lo largo de esta frontera con fallas de rumbo ocurrió el 4 de febrero de 1976 ($M = 7.5$), que produjo cerca de 250 km de movimiento lateral izquierdo a lo largo de la falla Motagua. Se tiene constancia que un gran temblor ocurrió a lo largo de la falla Chixoy-Polochic en 1538. Posteriormente se reportan 25 sismos históricos destructivos en esta frontera de placas (White, 1984). La parte oriental de esta falla se rompió el 6 de enero de 1785 ($M = 7.5$) y la parte occidental el 22 de julio de 1816 ($M = 7\frac{1}{2}$ a $7\frac{3}{4}$). Se estimó que la tasa de deslizamiento histórica en esta interfaz (tomando en cuenta todas las fallas que se localizan en una zona ancha) es de 17 a 21 mm/año (White, 1991).

Modelos de tasas de excedencias de magnitudes

Una vez definidas las fuentes sísmicas, se estima la actividad sísmica a través de tasas de excedencias de magnitudes, $\lambda(M)$, definido como el número medio anual de terremotos con magnitud igual o mayor que M que se generan en la fuente.

Se parte de la hipótesis que los temblores ocurren en el tiempo como un proceso de Poisson (ec. 2.10), en el cual el proceso no tiene memoria, la historia de ocurrencia pasada no influye

en el futuro (esta hipótesis puede no aplicar para grandes temblores), además no pueden ocurrir dos eventos o más al mismo tiempo.

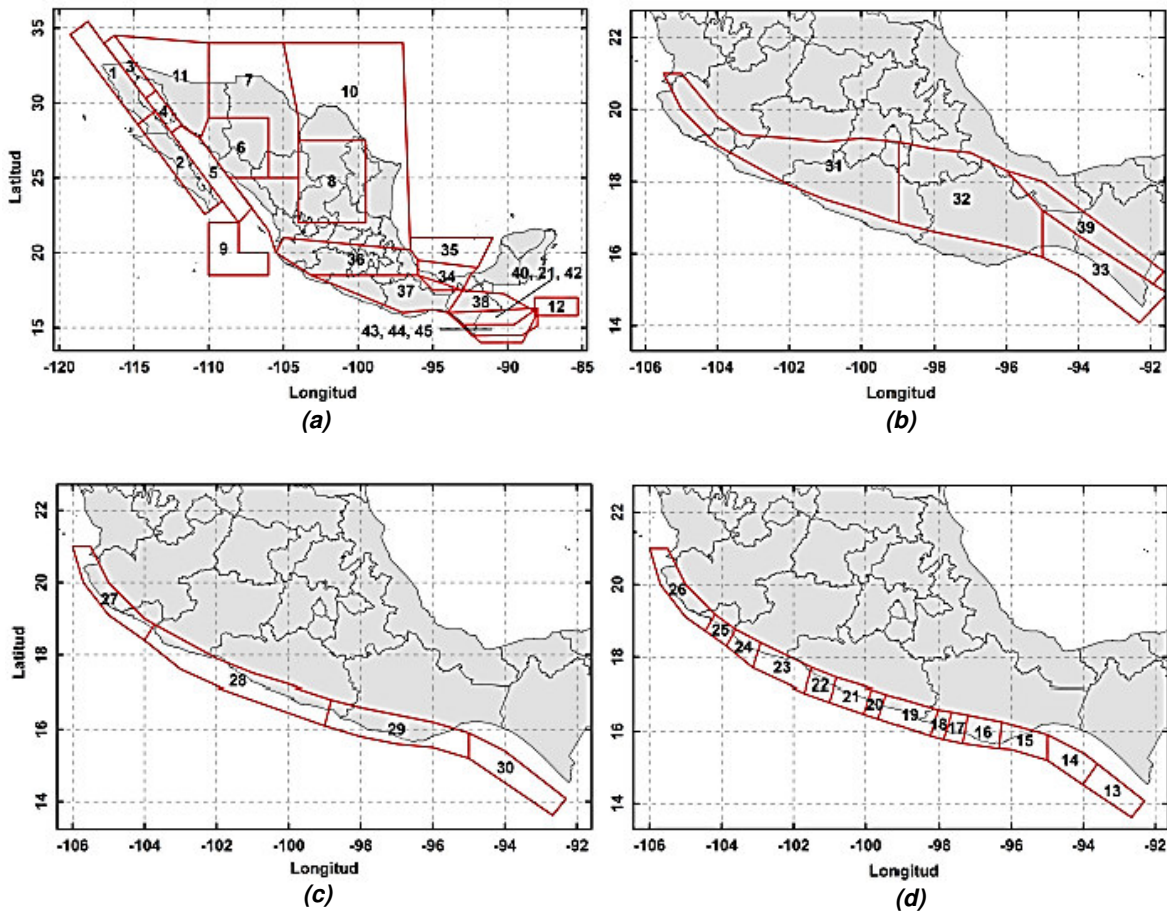


Figura 2.6. Fuentes sísmicas de México: (a) Sismos superficiales (intraplaca y San Andrés), (b) Sismos de profundidad intermedia (falla normal), (c) Sismos de subducción para magnitudes de 4.5 a 7.0 y (d) Sismos de subducción para magnitudes mayores a 7.0 (Ordaz et al., 2008).

La probabilidad de tener un número de temblores, n , en un tiempo, t , se define con la ec. 2.10:

$$\Pr(N = n | t) = \frac{e^{-\lambda t} (\lambda t)^n}{n!} \quad (2.10)$$

Donde:

t : tiempo de exposición

λ : número medio de ocurrencias por unidad de tiempo

Gutenberg y Richter (1944) postularon que la relación entre $\log N$ y M debe ser lineal; donde M es la magnitud y N el número de sismos con magnitud mayor que M . En consecuencia, la ley de Gutenberg-Richter está dada por la siguiente expresión:

$$\log N = a - b * M \quad (2.11)$$

La ec. 2.11 representa la frecuencia de ocurrencia de sismos en la zona, frente a su magnitud. El parámetro b es la pendiente de la relación y a es la ordenada al origen.

De acuerdo a lo anterior, los modelos de tasa de excedencia de magnitudes que más se utilizan en la práctica actual son: Gutenberg-Richter normal (NGR) y Gutenberg-Richter modificado (MGR). El modelo NGR (Gutenberg y Richter, 1954) se define con la ec. 2.12 y es un modelo truncado en $M = M_u$ como se observa en la figura 2.7.

$$\lambda(M) = \begin{cases} \lambda_0 e^{-\beta(M-M_0)} , & M_0 \leq M < M_u \\ 0, & M \geq M_u \end{cases} \quad (2.12)$$

Donde:

$\lambda(M)$: número de sismos por año con magnitud igual o mayor que M producidos en la fuente

M : magnitud del sismo

M_0 : magnitud mínima relevante

M_u : magnitud máxima que puede generarse en la fuente

λ_0 : ordenada al origen, es el número de sismos por año con magnitud igual o mayor que M_0

β : pendiente de la relación $\lambda(M)$ vs M

Los parámetros λ_0 , β , M_u son diferentes para cada zona y se estiman por procedimientos estadísticos bayesianos (Rosenblueth y Ordaz, 1987; Arboleda y Ordaz, 1993), que incluyen información sobre regiones similares a las de México. La magnitud máxima que puede generarse en la fuente, M_u , es difícil de calcular, pero se puede estimar considerando que el área de la fuente será el área de ruptura máxima ocasionada por un temblor.

La función de densidad de probabilidad de magnitudes se relaciona con la tasa de excedencia de magnitud a través de la ec. 2.13 (Ordaz, 2004).

$$\rho(M) = -K \frac{d\lambda(M)}{dM} \quad (2.13)$$

Donde K es el valor que se requiere para que se cumpla con la propiedad de una densidad de probabilidad, $\int_{M_o}^{M_u} \rho(M)dM = 1$. Para el modelo NGR, $\rho(M)$ está dado por la ec. 2.14.

$$\rho(M) = \begin{cases} \beta e^{-\beta(M-M_o)} + \frac{\lambda(M_u)}{\lambda_o} \delta(M - M_u) , & M_o \leq M \leq M_u \\ 0, & M > M_u \end{cases} \quad (2.14)$$

Donde $\delta(M - M_u)$ es la función delta de Dirac (su integral de menos infinito a infinito es igual a 1), la cual tiende a infinito cuando $M = M_u$, y para cualquier otro valor de M es cero.

El segundo modelo fue propuesto por Cornell y Vanmarcke (1969) y se considera que es una modificación del modelo NGR. Este modelo se define con la ec. 2.15.

$$\lambda(M) = \begin{cases} \lambda_o \frac{e^{-\beta M} - e^{-\beta M_u}}{e^{-\beta M_o} - e^{-\beta M_u}} , & M_o \leq M < M_u \\ 0, & M \geq M_u \end{cases} \quad (2.15)$$

La función de densidad de probabilidad está definida por la ec. 2.16.

$$\rho(M) = \begin{cases} \frac{\beta e^{-\beta M}}{e^{-\beta M_o} - e^{-\beta M_u}} , & M_o \leq M < M_u \\ 0, & M > M_u \end{cases} \quad (2.16)$$

Este modelo llamado Gutenberg-Richter modificado (MGR), es un modelo con una transición suave de $\lambda(M_o)$ a $\lambda(M_u)$ en lugar de la caída abrupta del modelo NGR en $\lambda(M_u)$, tal como se muestra en la figura 2.7, por esta razón muchos analistas prefieren el modelo MGR (Ordaz, 2004).

Por otra parte, los modelos de tasa de excedencia de magnitudes Gutenberg-Richter normal (NGR) y Gutenberg-Richter modificado (MGR) se utilizan comúnmente en fuentes sísmicas donde se producen temblores frecuentes ($M < 7$). Sin embargo, en fuentes sísmicas donde se producen temblores de grandes magnitudes ($M > 7$) como los sismos de subducción que ocurren a lo largo de la costa del Pacífico, se ha observado que la distribución de magnitudes de estos temblores se aparta sensiblemente de la predicha por las relaciones NGR y MGR (Pérez-Rocha et al., 2007), dando origen al llamado temblor característico (Singh et al., 1983; Youngs y Coppersmith, 1985).

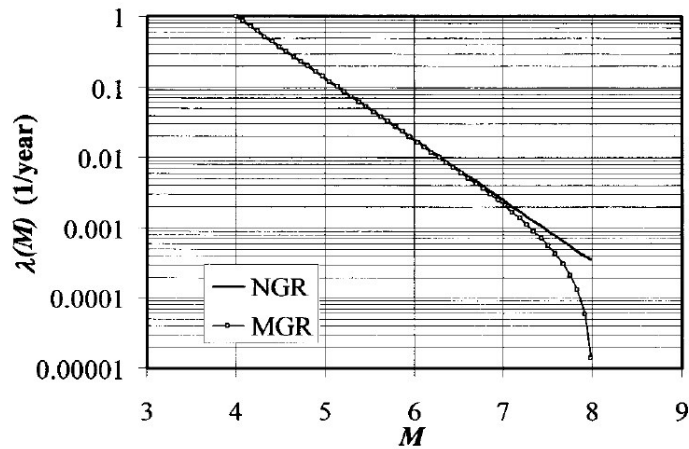


Figura 2.7. Ejemplos de modelos de tasa de excedencia de magnitudes: Gutenberg-Richter normal (NGR) y Gutenberg-Richter modificado (MGR). Para ambos ejemplos $\lambda_0=1/\text{año}$, $\beta=2$, $M_0=4$, y $M_u=8$. (M. Ordaz, 2004)

En este modelo existe un intervalo de magnitudes que tienen una tasa de excedencia relativamente constante, es decir, en la fuente no se producen temblores de ciertas magnitudes tal como ocurre en algunas regiones a lo largo de la costa del Pacífico. Se le conoce como temblor característico al que corresponde donde se termina dicho intervalo en la relación magnitud-frecuencia, como se muestra en la figura 2.8.

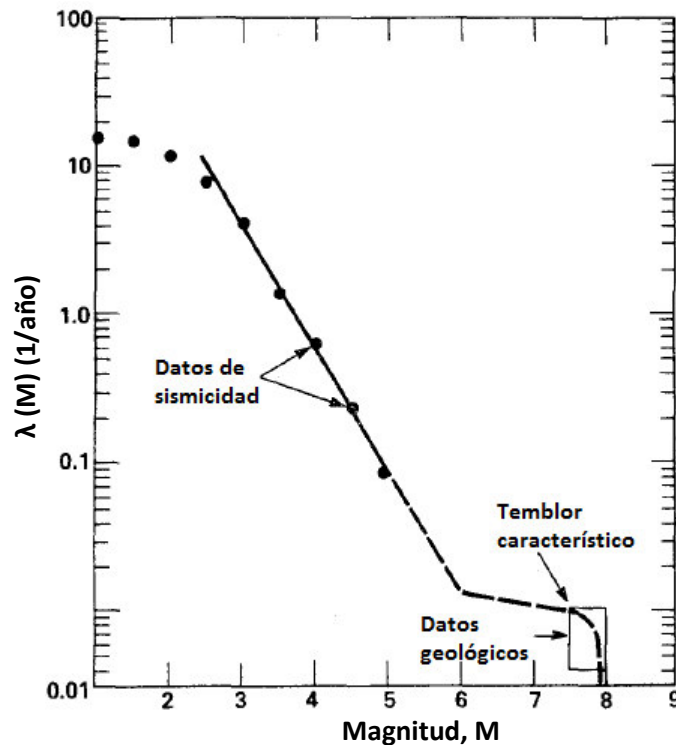


Figura 2.8. Ejemplo de anomalía en la relación magnitud-frecuencia que muestra las limitaciones proporcionadas por los datos de sismicidad y datos geológicos, dando origen al temblor característico (modificado de Schwartz and Coppersmith, 1984).

Los temblores de gran magnitud no ocurren en el tiempo como un proceso de Poisson, por lo tanto, la densidad de probabilidades del tiempo entre eventos con magnitud mayor o igual a M no es exponencial.

Con base en lo anterior Jara y Rosenblueth (1988), propusieron que la densidad de probabilidades de los tiempos de espera entre temblores característicos en la zona de subducción puede ser aproximado por una función de densidad de probabilidad lognormal. Además, encontraron que para unas regiones de la zona de subducción (Oaxaca y Guerrero), la correlación entre la magnitud esperada del próximo evento y el tiempo desde la ocurrencia del último temblor característico puede ser aproximada con la siguiente ecuación:

$$E(M) = x \ln t + z \quad (2.17)$$

Donde:

$E(M)$: valor esperado de la magnitud del próximo evento

t : número de años de que ocurrió el último temblor característico

x y z : parámetros que tienen el valor de 1.43 y 5.36 respectivamente

El modelo de tasa de excedencia de magnitudes para el temblor característico se define con la siguiente expresión (Ordaz y Reyes, 1999):

$$\lambda(M) = \lambda_0 \frac{\Phi \left[\frac{M_u - E(M)}{\sigma} \right] - \Phi \left[\frac{M - E(M)}{\sigma} \right]}{\Phi \left[\frac{M_u - E(M)}{\sigma} \right] - \Phi \left[\frac{M_0 - E(M)}{\sigma} \right]} \quad (2.18)$$

Donde:

λ_0 y σ : parámetros que se deben obtener estadísticamente en la fuente

$\Phi(\cdot)$: función de distribución normal estándar

b) Modelos de atenuación (el trayecto)

Una vez evaluada la actividad sísmica en las distintas fuentes, es necesario evaluar los efectos que cada una de ellas produce en un sitio en particular, es decir, es necesario estimar los valores de intensidad sísmica que se presenta en el sitio en estudio si en una fuente ocurre un temblor con una magnitud M . Los modelos de atenuación permiten estimar estas intensidades

sísmicas, la distancia al sitio en estudio juega un papel importante, debido a que las intensidades sísmicas se van atenuando conforme a la distancia que recorren (Figura 2.9).

Los modelos de atenuación son conocidas actualmente como ecuaciones de predicción del movimiento del suelo (GMPE), anteriormente se les conocía como leyes de atenuación. Los modelos de atenuación son ecuaciones que relacionan la magnitud del sismo, la distancia relativa de la fuente a la zona de estudio con alguna medida de intensidad local, como la aceleración máxima del suelo (PGA) o pseudoaceleraciones espectrales, S_a , asociadas a un periodo estructural. Es común que se utilicen pseudoaceleraciones espectrales, debido a que están asociadas a periodos estructurales y por lo tanto se puede estimar las fuerzas laterales inerciales de manera aproximada, que se producen en las estructuras cuando ocurre un sismo.

Los modelos de atenuación se obtienen principalmente por métodos de regresión clásica y métodos bayesianos de regresión, alternativamente se pueden emplear redes neuronales (algoritmos genéticos), entre otros métodos. Estos modelos tienen frecuentemente una interpretación probabilística, en el sentido que la intensidad, a , es considerada como una variable aleatoria. La distribución de probabilidad lognormal es la más empleada para caracterizar a la intensidad, a , con una desviación estándar constante del logaritmo natural, σ , y con un valor esperado, $E[\ln a]$, del logaritmo natural de la intensidad (Ordaz, 2004).

Las leyes de atenuación obtenidas de regresiones clásicas, por lo regular se ajustan a la forma siguiente:

$$E[\ln a] = \vec{x}\vec{\alpha} \quad (2.19)$$

Donde:

\vec{x} : vector fila de variables predictoras (ej. magnitud, distancia epicentral, distancia focal, profundidad focal, tipo de falla, etc.)

$\vec{\alpha}$: vector columna de coeficientes que se determinan a partir de los datos acelerográficos registrados y análisis estadísticos.

Por ejemplo, si se considera como variables predictoras la magnitud y la distancia, el valor esperado del logaritmo natural típicamente tiene la forma siguiente:

$$E[\ln a] = \alpha_1 + \alpha_2 M + \alpha_3 \ln R + \alpha_4 R \quad (2.20)$$

Si se asume una distribución lognormal, entonces la mediana está dada por la ec. 2.21.

$$A(M, R) = e^{E[\ln a]} = e^{\alpha_1} e^{\alpha_2 M} R^{\alpha_3} e^{\alpha_4 R} \quad (2.21)$$

La desviación estándar del logaritmo natural, σ , estima las dispersiones de las intensidades observadas respecto a las estimadas. En la figura 2.9 se observa la dispersión de los valores de intensidad observados, el valor de la mediana de la intensidad sísmica (línea continua) y la región de confianza del 95% (línea punteada) estimados por Boore et al. (1997), además, se observa como el valor de la intensidad se atenúa con la distancia.

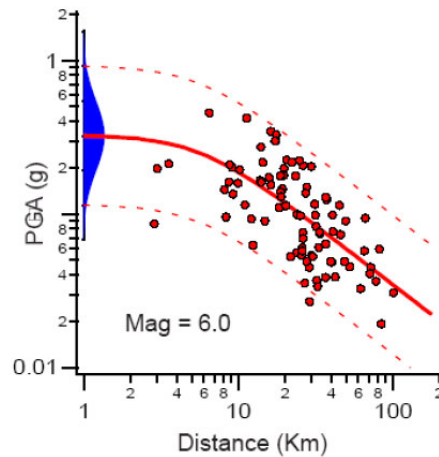


Figura 2.9. Distribución de la dispersión del modelo de atenuación para terremotos de falla de rumbo (strike-slip): valor de la mediana (línea continua) y región de confianza del 95% (línea punteada) (Boore et al., 1997)

En ocasiones los modelos de atenuación sobrestiman o subestiman las intensidades en ciertos intervalos de distancias como se observa en la figura 2.10, donde el modelo de atenuación sobreestima el valor de la intensidad a distancias cortas, esto se debe probablemente en las dificultades para tomar la distancia “correcta” al momento de estimar los coeficientes del modelo de atenuación o posiblemente a efectos de sitio, trayectorias, etc.

Por otra parte, es importante notar que si se utiliza un modelo de distribución lognormal hay una probabilidad no despreciable de tener intensidades extremadamente grandes [ej. $P(a > 200g) > 0$]. Esto no es realista (hay límites físicos a las intensidades que pueden transmitirse a través de la Tierra), por lo que los análisis de riesgos modernos frecuentemente se llevan a cabo limitando los posibles valores de intensidad, esto es, aceptando que la probabilidad de tener una intensidad mayor que algún valor límite es cero. Este límite es a veces un número absoluto, pero también es común limitar la intensidad a la asociada a un

percentil de la distribución. Las elecciones típicas para estos percentiles son 97.72 y 99.87, que corresponden a la media más dos o tres desviaciones estándar, respectivamente, en una distribución normal (Ordaz, 2004).

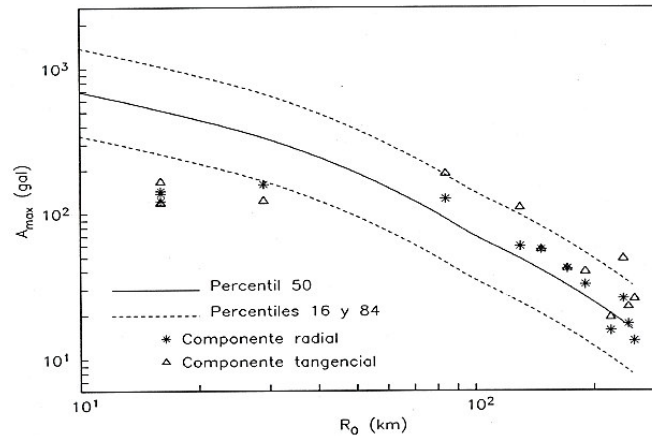


Figura 2.10. Modelo de atenuación donde se sobrestiman las intensidades a distancias cortas

Se han hecho distintos trabajos en donde se proponen leyes de atenuación para diferentes tipos de sismos y zonas sísmicas. Pérez-Rocha et al. (2007) menciona algunos en el estudio “Regionalización sísmica en la República Mexicana”:

- Temblores costeros

Para temblores costeros se puede utilizar la ley de atenuación propuesta por Ordaz et al. (1989) para la aceleración máxima del terreno provocada por temblores generados en la costa sur del Pacífico. Esta ley fue construida a partir de numerosos registros de aceleración obtenidos por la Red Acelerográfica de Guerrero, que incluyen los del gran temblor del 19 de septiembre de 1985. La relación entre la aceleración máxima del terreno y las ordenadas del espectro de respuesta a otros periodos, $S_a(T_e)/a_0$, se obtiene del modelo teórico de fuente y trayecto reportado por Singh et al. (1989).

- Temblores de profundidad intermedia

En este tipo de temblores se puede emplear el modelo de atenuación propuesto por García et al. (2005). Se trata de un modelo empírico, el cual fue generado utilizando datos registrados de temblores de este tipo en México, incluyendo los numerosos registros obtenidos entre

1990 y 2000 por las redes acelerográficas nacionales. Para la aceleración máxima del suelo, la ley de atenuación está definida por siguiente expresión:

$$\log[a_0(M, R)] = -0.1 + 0.57 M - 0.0034 R - \log R + 0.005 H_f \quad (2.22)$$

$$\sigma_{\ln a_0} = 0.7$$

$$R = \sqrt{R_{RUP}^2 + \Delta^2}$$

$$\Delta = 0.007510^{0.507 M}$$

Donde:

H_f : profundidad local

R_{RUP} : mínima distancia al área de ruptura

Para las otras ordenadas espectrales se utilizan las mismas formas relativas, $S_a(T_e)/a_0$, que para los sismos costeros.

Para la Ciudad de México se puede emplear el modelo de atenuación propuesto por Jaimes et al. (2015) para predecir espectros de respuesta en sitios ubicados dentro de las zonas de Lomas y Lago de la Ciudad de México para terremotos de falla normal con intervalos de magnitud entre 5.2 y 7.4. En este modelo las distancias consideradas de la fuente al sitio comprenden entre 103 y 464 km. Además, se considera que los eventos tienen una profundidad focal entre 40 y 128 km. El valor de Y (representado por PGA, PGV o pseudoaceleración espectral, S_a , (considerando un 5% del amortiguamiento crítico) asociada un periodo estructural), se define con la siguiente ecuación:

$$\ln[Y(M, R, T)] = \alpha_1(T) + \alpha_2(T) \cdot M_W + \alpha_3(T) \cdot \ln R + \alpha_4(T) \cdot R \quad (2.23)$$

Donde:

T : periodo del sistema de un grado de libertad

M_W : magnitud del sismo

R : distancia del sitio a la fuente en km

α_i : coeficientes que son estimados por regresiones bayesianas y dependen del valor de T para el caso de pseudoaceleraciones espectrales.

- Temblores superficiales

Para modelar la atenuación de los temblores superficiales, tanto los que ocurren en el Eje Neovolcánico como los que se presentan en la parte noroeste del país y en las fallas Polochic–Motagua, se pueden utilizar leyes de atenuación construidas con datos registrados en California (Abrahamson y Silva, 1997). Para la Ciudad de México se puede emplear el modelo de atenuación propuesto por Jaimes et al. (2016) para predecir espectros de respuesta en la zona de Lomas de la Ciudad de México para terremotos locales.

c) Efectos de sitio

Los efectos de sitio modifican localmente el movimiento sísmico, estos cambios resultan principalmente en un aumento de aceleraciones, velocidades, desplazamientos y duraciones del movimiento sísmico. Por lo tanto, estos efectos se deben tomar en cuenta para evaluar el peligro sísmico de la zona en estudio cuando éstos sean importantes.

A continuación, se mencionan algunos tipos de efectos de sitio:

- Topografía del terreno
- Depósitos de arcillas
- Estratos y depósitos de arenas

En la figura 2.11 se muestra el efecto del trayecto de las ondas del sismo ocurrido el 25 de abril de 1989 desde su origen hasta el valle de México. Se observa como el movimiento fue de gran amplitud, corta duración y con periodos dominantes cortos en las estaciones cerca del epicentro, mientras que en las estaciones ubicadas al poniente y al oriente las amplitudes disminuyen debido al efecto de atenuación; inclusive, otras estaciones ubicadas más al poniente no registraron el sismo. También en las estaciones ubicadas en el norte se aprecia la disminución en la amplitud de los registros, incluyendo los del terreno firme en la Ciudad de México. Se muestran también dos registros de estaciones ubicadas en el valle de México (zona de Lago), se observa la gran diferencia del movimiento causada por la brutal amplificación de la zona lacustre; en estos registros se aprecia la existencia de periodos dominantes largos, la gran amplificación dinámica y el sustancial incremento en la duración, (Reinoso, 2007).

Estas amplificaciones en amplitudes, duraciones y periodos dominantes se deben a las grandes diferencias en las características dinámicas de la roca basal y de los depósitos de arcillas con espesores menores a 70 m.

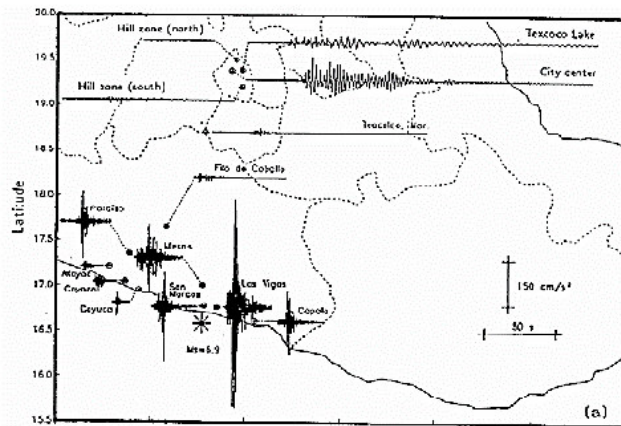


Figura 2.11. Aceleraciones durante el sismo del 25 de abril de 1989 componente NS (Reinoso, 2007)

Métodos para evaluar los efectos de sitio:

Teóricos: Modelación del suelo en 1D, 2D y 3D. El análisis es a través de métodos numéricos (elementos finitos, diferencias finitas, elementos de frontera).

Experimentales: se basan en observaciones macrosísmicas (sismos históricos y sismos recientes), microtemblores (se mide el ruido ambiental), movimientos débiles (explosiones artificiales), movimientos fuertes (movimiento sísmico durante terremotos intensos). También a través de observaciones de campo y estudios en sitio (estudios de mecánica de suelos, estudios geofísicos).

Para tener un panorama más claro de los efectos de sitio, por lo regular, se deben usar métodos teóricos y experimentales para complementar los resultados entre ellas.

2.2.1.2 Cálculo y curvas de peligro sísmico

El cálculo del peligro sísmico se lleva a cabo una vez que se conoce la sismicidad de las fuentes sísmicas y se han establecido los modelos de atenuación. Por lo regular, se expresa en términos de tasa de excedencias de intensidades, $\nu(a)$, y se define como el número medio de veces por año en que la intensidad, a , será excedida.

Dentro de la fuente sísmica se supone que todos los puntos tienen la misma probabilidad de ser un epicentro (sismicidad constante por unidad de área), por lo tanto, se debe hacer un proceso de integración en toda el área de la fuente y se toma en cuenta la contribución de todas las magnitudes (desde M_0 hasta M_u). Por facilidades de cálculo, las fuentes suelen subdividirse en K subelementos.

Las tasas de excedencia de intensidades considerando una fuente sísmica i se calcula con la ec. 2.24 (Esteva, 1968; Cornell, 1968):

$$v_i(a) = \sum_j^K w_{ij} \int_{M_0}^{M_u} \left| \frac{d\lambda_i(M)}{dM} \right| \Pr(A > a | M, R_{ij}) dM \quad (2.24)$$

Donde:

i : índice para indicar el número de fuente

j : índice para cada subelemento en que se divide la fuente

K : número total de subelementos en que se divide la fuente i

w_{ij} : peso para cada sub-elemento j de la fuente sísmica i proporcional a su tamaño (área del subelemento j / área total de la fuente i)

$\Pr(A > a | M, R_{ij})$: probabilidad condicional que la intensidad A exceda un valor dado, a , dado que a la distancia R_{ij} se origina un terremoto de magnitud M

La derivada de la tasa de excedencia de magnitudes se obtiene analíticamente. Por otra parte, si se supone una distribución de probabilidad lognormal para la intensidad, con una desviación estándar del logaritmo natural, σ , y con mediana, $A(M, R)$, la probabilidad de que la intensidad A supere un valor dado, a , se calcula con la ec. 2.25.

$$\Pr(A > a | M, R) = 1 - \Phi \left[\frac{1}{\sigma} \ln \frac{a}{A(M, R)} \right] \quad (2.25)$$

Finalmente, el peligro sísmico se calcula considerando la suma de los efectos de todas las fuentes sísmicas que afectan la zona en estudio:

$$v(a) = \sum_i^N v_i(a) \quad (2.26)$$

Donde N es el número total de fuentes sísmicas. Este proceso se lleva a cabo para varios periodos estructurales si la intensidad sísmica son pseudoaceleraciones.

La siguiente forma para calcular $\nu(a)$, es adecuada para una sola fuente sísmica de configuración geométrica conocida (Ordaz, 2004):

$$\nu(a) = \frac{1}{Ar} \int_{\text{Área } M_0} \int^{Mu} \lambda_0 \rho(M) \Pr(A > a | M, R) dM dAr \quad (2.27)$$

Donde:

$\rho(M)$: función de densidad de probabilidad de magnitudes

λ_0 : número de sismos por año con magnitud igual o mayor que M_0

Ar : área de la fuente

Para construir las curvas de peligro sísmico de una zona en estudio, se proponen valores de intensidad y se calcula la respectiva tasa de excedencia, $\nu(a)$, es decir, estas curvas indican el número medio de veces por año en que la intensidad, a , es excedida. En la figura 2.12 se presenta con fines ilustrativos un conjunto de curvas de peligro sísmico considerando como intensidad sísmica PGA y pseudoaceleraciones asociadas a varios periodos estructurales.

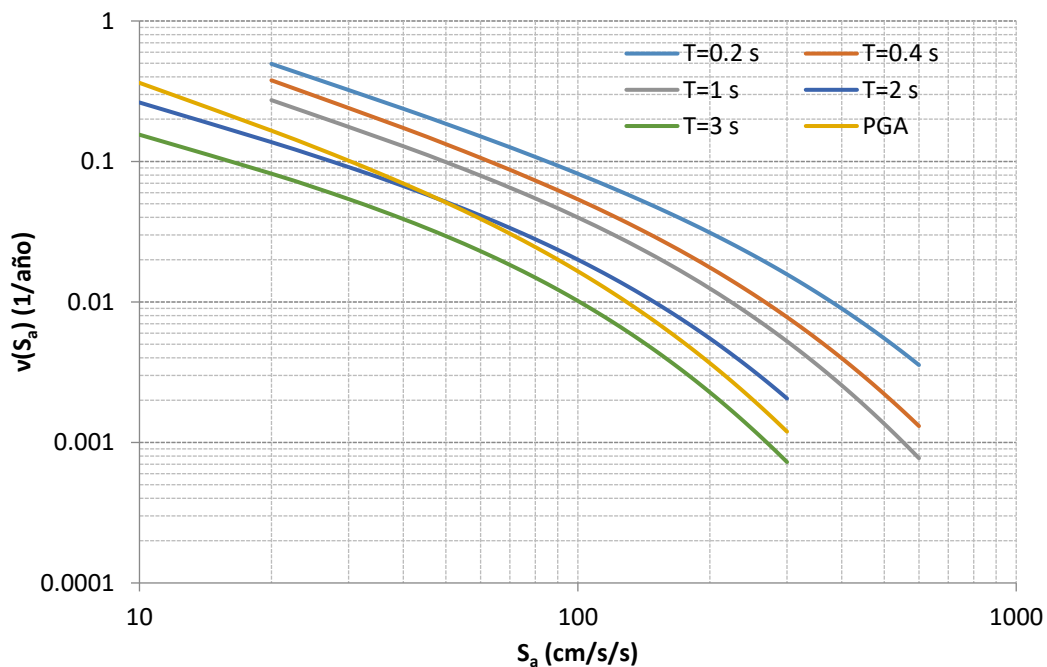


Figura 2.12. Curvas de peligro sísmico para pseudoaceleraciones asociadas a varios periodos estructurales

Otra forma de representar el peligro sísmico es a través de espectros de peligro uniforme, estos consisten en establecer un periodo de retorno, T_r (el recíproco del periodo de retorno es la tasa de excedencia de intensidad); con este valor se leen las tasas de excedencia asociadas a ese periodo de retorno y para cada curva de peligro asociada a un periodo estructural. Después, se grafican los periodos estructurales en el eje de las abscisas y en el eje de las ordenadas las tasas de excedencia encontradas.

El término uniforme se justifica por el hecho de que todas las ordenadas tienen la misma probabilidad de excedencia, es decir, tienen el mismo peligro. Sin embargo, el espectro de peligro uniforme no representa el espectro de algún escenario de terremoto en particular. Para periodos de retorno bajos el peligro es controlado por terremotos de magnitud moderada, mientras que para periodos de retorno largos el peligro es controlado por terremotos de grandes magnitudes por lo que las ordenadas tienden a ser mayores (Villani, 2010). En la figura 2.13 se muestran espectros de peligro uniforme asociados a periodos de retorno de 125 y 250 años.

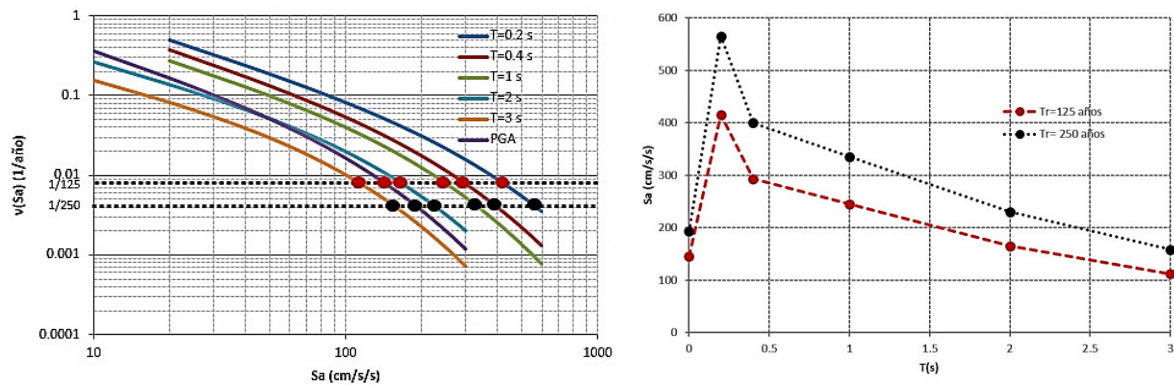


Figura 2.13. Espectros de peligro uniforme para periodos de retorno de 125 y 250 años

Con las curvas de peligro de las zonas en estudio se pueden formar mapas de peligro uniforme de las aceleraciones máximas en roca correspondiente a un periodo de retorno de referencia. Por ejemplo, en la figura 2.2 se muestra el mapa de peligro sísmico de la República Mexicana que propone la Comisión Federal de Electricidad (2015). Este mapa de peligro sísmico es ampliamente usado para el diseño sísmico de edificios en los distintos estados de la República Mexicana.

2.2.2 Capacidad estructural

La capacidad de deformación lateral de una estructura ante una excitación (p. ej., sísmica) es comúnmente llamada capacidad estructural. Para estimar la capacidad estructural se han empleado análisis dinámicos no lineales paso a paso, estos tipos de análisis se han restringido a actividades de investigación y a un reducido número de aplicaciones particulares porque involucran un proceso complejo y costoso (Ayala, 2001). En las últimas décadas se han desarrollado métodos y procedimientos simplificados para obtener la capacidad estructural, como el análisis Pushover, el cual es un método de análisis estático no lineal.

2.2.2.1 Análisis “Pushover”

El análisis Pushover también conocido como el método del “empujón” es ampliamente usado para estimar la curva de capacidad de una estructura.

El método del empujón, definido como el procedimiento de análisis sucesivos con el que se determinan las respuestas de una estructura ante un sistema de cargas estáticas equivalentes a las sísmicas que se incrementan monótonamente hasta que ésta alcanza un estado límite preestablecido (Lawson, Vance y Krawinkler, 1994). Las respuestas de interés de este análisis son los desplazamientos en un punto de control, generalmente este punto de control se ubica en el último nivel de la estructura (azotea) y el estado límite preestablecido es cuando se alcanza la inestabilidad global de la estructura.

Para la distribución de las fuerzas laterales (Figura 2.14a) se utiliza la ec. 2.28, donde se desprecia la contribución a la respuesta de los modos superiores de vibrar.

$$F_j = \frac{m_j a_j}{\sum_j^N m_j a_j} V \quad (2.28)$$

Donde:

F_j : fuerza lateral correspondiente al nivel j determinada con la forma modal fundamental

m_j : masa correspondiente al nivel j . Puede sustituirse por el peso (W_j)

a_j : forma modal fundamental correspondiente al nivel j

V : cortante basal de la estructura (se comienza con un valor en que la estructura tiene comportamiento elástico lineal, este cortante es monótonamente creciente)

N : número de niveles

La ec. 2.28 es similar a la que propone el RCDF-2004 (ec. 2.29), la diferencia es que ésta considera una variación lineal de las aceleraciones.

$$F_j = W_j h_j \frac{\sum_j^N W_j}{\sum_j^N W_j h_j} V \quad (2.29)$$

Donde:

F_j : fuerza lateral correspondiente al nivel j considerando una distribución triángular

W_j : peso correspondiente al nivel j

h_j : altura desde el nivel de desplante del nivel j

V : cortante basal de la estructura

El análisis “Pushover” permite estimar la ductilidad, evaluar la resistencia lateral y la capacidad de deformación de la estructura, conocer el mecanismo de falla, también permite conocer los diferentes estados de la estructura (secuencia de daño) y el desplazamiento requerido para lograrlo, esto último corresponde a la curva de capacidad (Figura 2.14b).

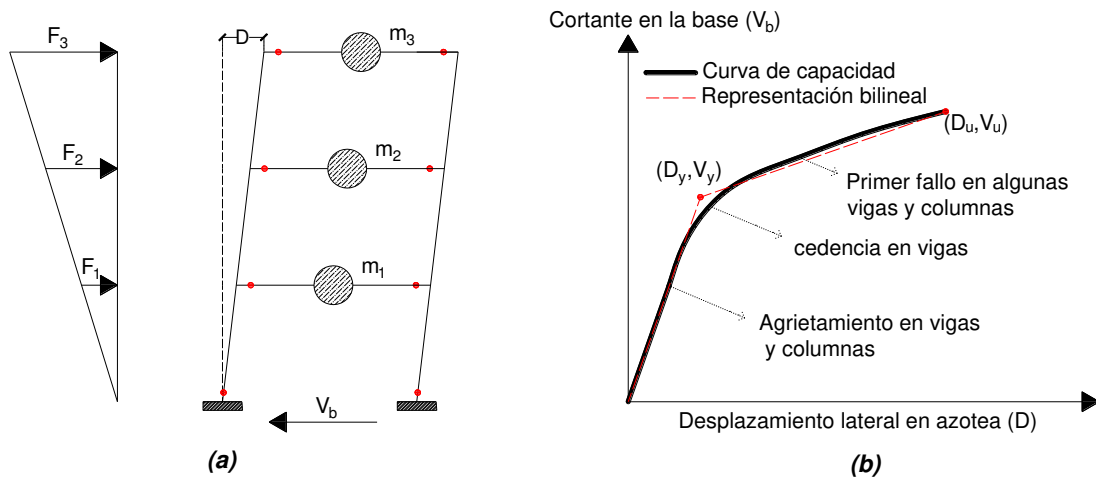


Figura 2.14. Esquema del procedimiento para el análisis “Pushover”: (a) Distribución de fuerzas laterales y (b) curva de capacidad

La curva de capacidad en muchas ocasiones se representa con un modelo bilineal. Esta curva simplificada se define por dos puntos característicos que son el punto de fluencia (D_y, V_y) y el punto de resistencia última (D_u, V_u). La ductilidad de la estructura se define con la siguiente expresión:

$$\mu = \frac{D_u}{D_y} \quad (2.30)$$

El comportamiento deseable de la secuencia de daño en una estructura, es que se formen articulaciones plásticas en las vigas antes que en las columnas.

Hipótesis del análisis “Pushover”:

- La falla es por momentos, no existe falla por cortante
- Fallas dúctiles, formación de articulaciones plásticas
- La distribución de fuerzas laterales no cambia durante el análisis

En versiones más recientes se han incluido la contribución a la respuesta de los modos superiores de vibrar. Para estructuras de baja a mediana altura la contribución a los modos superiores es despreciable, sin embargo, para edificios altos considerar la contribución de los modos superiores mejora la calidad de los resultados (Ayala, 2001; Chopra y Goel, 2001).

A continuación, se muestran los pasos para realizar el análisis “Pushover”:

- Proponer un tipo de distribución de fuerzas laterales
- Considerar todas las cargas (cargas laterales, muertas y vivas), debido a que en un análisis no lineal no existe sobreposición de causas y efectos.
- Las fuerzas laterales se incrementan y se obtienen los desplazamientos en cada paso
- El análisis termina cuando se alcanza el estado límite preestablecido.

Con la filosofía actual de un diseño por desempeño, el análisis Pushover ha evolucionado en el Método del Espectro de Capacidad (MEC) originalmente propuesto para la evaluación sísmica rápida de instalaciones militares (Freeman, 1994). Esta evaluación sísmica consiste en estimar el desempeño sísmico de la estructura, para ello es necesario conocer el espectro de capacidad y el espectro de demanda.

El espectro de capacidad se obtiene de convertir la curva de capacidad de un sistema de múltiples grados de libertad a una curva equivalente de un sistema de un solo grado de libertad, como se muestra en la figura 2.15. El espectro de capacidad es usual que se represente con un modelo bilineal.

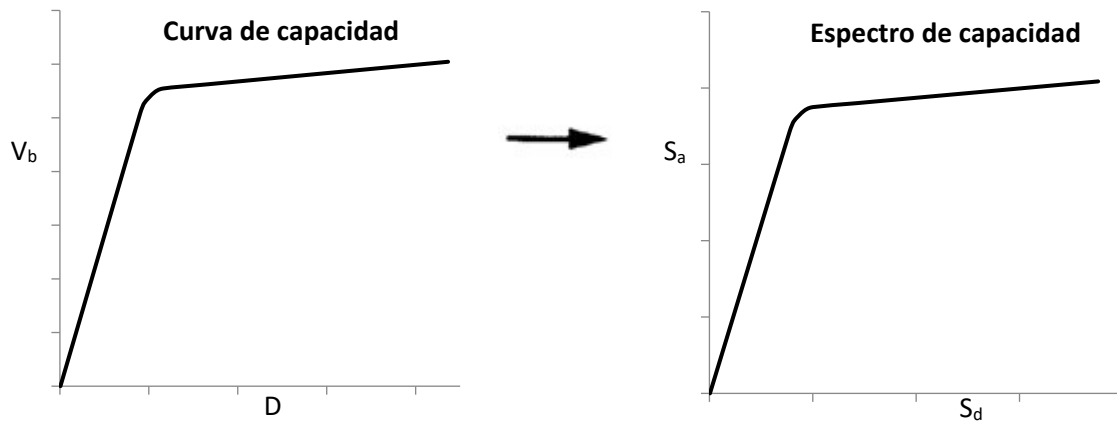


Figura 2.15. Transformación de la curva de capacidad al espectro de capacidad

Para convertir la curva de capacidad al espectro de capacidad es necesario calcular el factor de participación modal (ec. 2.31) y la masa modal efectiva (ec. 2.32) correspondiente al modo fundamental de vibración.

$$\Gamma_1 = \frac{\sum_j^N m_j a_{j1}}{\sum_j^N m_j a_{j1}^2} \quad (2.31)$$

$$M^*_1 = \frac{(\sum_j^N m_j a_{j1})^2}{\sum_j^N m_j a_{j1}^2} \quad (2.32)$$

Donde:

m_j : masa correspondiente al nivel j

a_{j1} : modo fundamental de vibración

La pseudoaceleración y los desplazamientos espectrales se obtienen a partir de la ec. (2.33) y ec. (2.34) respectivamente.

$$S_a = \frac{V_b}{M^*_1} \quad (2.33)$$

Donde:

V_b : fuerza cortante basal

M^*_1 : masa modal efectiva del modo fundamental

$$S_d = \frac{D}{\Gamma_1 a_{N1}} \quad (2.34)$$

Donde:

D : desplazamiento lateral del último nivel (azotea)

Γ_1 : factor de participación del modo fundamental

a_{N1} : amplitud máxima del modo de vibración fundamental (azotea), debido a que en la azotea se obtiene el desplazamiento D .

Por otra parte, el espectro de demanda permite determinar la demanda a la que estará sometida la estructura y se obtiene a partir de un espectro de respuesta elástico, como se observa en la figura 2.16.

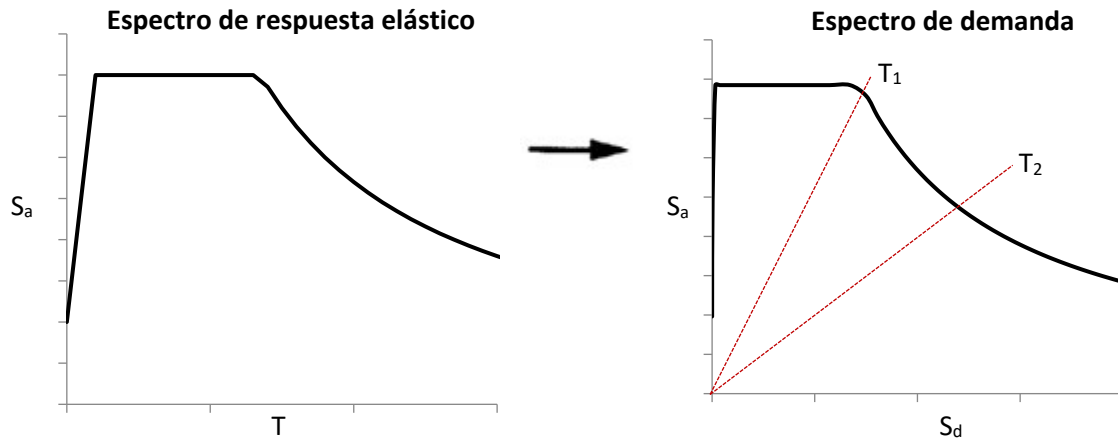


Figura 2.16. Transformación del espectro de respuesta elástico a la curva de demanda

El desplazamiento espectral (S_d) está definido por la siguiente ecuación:

$$S_d = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 S_a \quad (2.35)$$

El espectro de demanda y el espectro de capacidad se grafican en un formato ADSR (espectros de respuesta de aceleración-desplazamiento), este formato muestra las aceleraciones espectrales en función de los desplazamientos espectrales, el cual permite superponer los espectros de demanda y capacidad. Con los espectros de demanda y capacidad se estima si la capacidad es suficiente para la demanda a la que estará sometida una estructura, como se observa en la figura 2.17. Es importante mencionar que en un formato ADSR, el periodo estructural es representado por líneas radiales saliendo del origen.

El punto de desempeño se define con la intersección del espectro de capacidad con el espectro de demanda, este punto representa la máxima solicitud de la capacidad de la estructura debido a la demanda a la que está sometida.

En un diseño sísmico basado en desempeño se definen cuidadosamente tanto los objetivos de desempeño como los niveles de demanda sísmica esperados. Los niveles de desempeño después del comportamiento no lineal se determinan usualmente con un porcentaje del desplazamiento inelástico.

El ATC-40 propone 6 niveles de desempeño. Estos niveles se identifican por la abreviatura, SP-n (SP son las siglas de “*Structural Performance*” y n es un número que varía entre 1 y 6). A continuación, se describen estos niveles de desempeño:

Ocupación inmediata (SP-1): Los daños son muy limitados y de tal magnitud, que el sistema resistente de cargas laterales y verticales permanece prácticamente en las mismas condiciones de capacidad y resistencia que antes de ocurrido un sismo. No se presentan pérdidas de vidas humanas y la estructura funciona con normalidad.

Daño controlado (SP-2): Corresponde a un estado de daño que varía entre los límites de ocupación inmediata y seguridad. La vida de los ocupantes no está en peligro, aunque es posible que éstos pueden verse afectados.

Seguridad (SP-3): Los daños después del sismo no agotan por completo los márgenes de seguridad existentes frente a un posible colapso parcial o total de la estructura. Pueden producirse algunos heridos tanto en el interior como en el exterior, sin embargo, el riesgo de la vida de los ocupantes debido a un fallo de los elementos estructurales es muy bajo. Es posible que sea necesario reparar la estructura antes de ser ocupada de nuevo.

Seguridad limitada (SP-4): Corresponde a un estado de daño entre los niveles de seguridad y estabilidad estructural, en el que algunas de las partes de la estructura pueden requerir un reforzamiento para poder garantizar el nivel de seguridad.

Estabilidad estructural (SP-5): Este nivel corresponde al estado de daño límite después de ocurrido un sismo en el cual el sistema estructural está muy cerca de experimentar un colapso parcial o total. Se producen daños sustanciales, pérdida de rigidez y resistencia en los elementos estructurales. A pesar de que el sistema de cargas verticales continúa funcionando,

hay un alto riesgo de que se produzca el colapso por causa de posibles réplicas. Es muy probable que los daños en las estructuras sean irreparables.

No considerado (SP-6): Éste no es un nivel de desempeño, pero es útil en algunas ocasiones que requieren evaluar los daños sísmicos nos estructurales o realizar un reforzamiento.

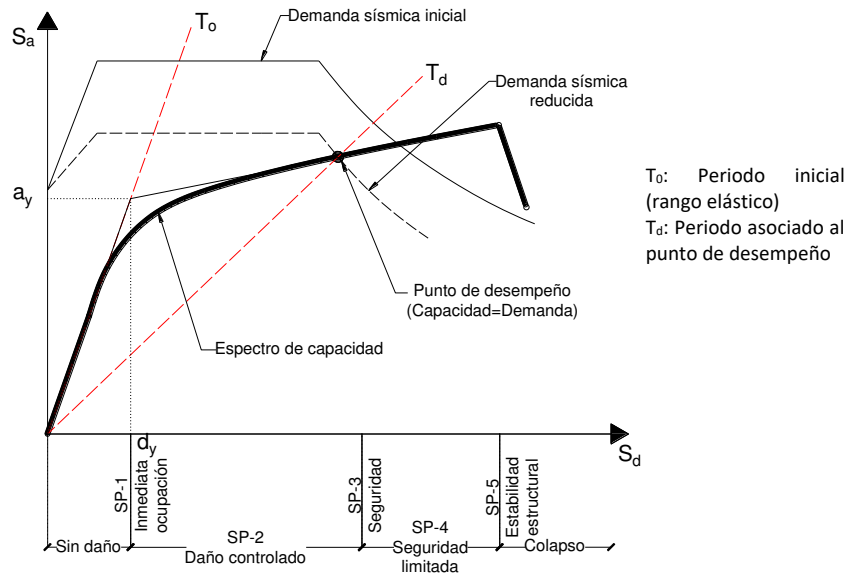


Figura 2.17. Representación gráfica del Método de Espectro de Capacidad

Con base en la figura 2.17 el punto de desempeño se encuentra antes de llegar al punto de deformación última de la estructura, es decir, la estructura soportará el sismo sin que ésta colapse, además el punto de desempeño se encuentra dentro del nivel de desempeño de daño controlado. Es en esta parte donde se toma la decisión por parte del diseñador si el nivel de desempeño obtenido es el deseable según el uso de la estructura.

Particularmente, el Comité VISIÓN 2000 presenta una matriz conceptual (Figura 2.18) para la selección de los objetivos de desempeño para estructuras de ocupación estándar, esenciales y críticas.

Los cuatro niveles de desempeño se definen como:

- 1) **Completamente operacional:** No se requieren reparaciones en la estructura ni en las instalaciones esenciales para su operación, aunque puede presentarse cierto daño en elementos no estructurales y algunos acabados.

- 2) **Ocupación inmediata:** Se acepta mayor daño en elementos no estructurales, y se acepta daño muy ligero en la estructura. Respecto al equipo y operación, se permiten fallas en equipos no esenciales para la operación.
- 3) **Seguridad de vidas:** Se considera que un edificio sufre daño estructural no importante. Su rigidez y capacidad de resistir cargas laterales se reduce, y las instalaciones sufren un daño considerable. Sin embargo, debe garantizarse la integridad de los usuarios.
- 4) **Colapso incipiente:** Se trata de un caso de daño extremo, aunque se mantiene la estabilidad global de la estructura, la capacidad estructural a cargas laterales y verticales se ha reducido de manera muy considerable, por lo que no se garantiza la integridad física de los usuarios.

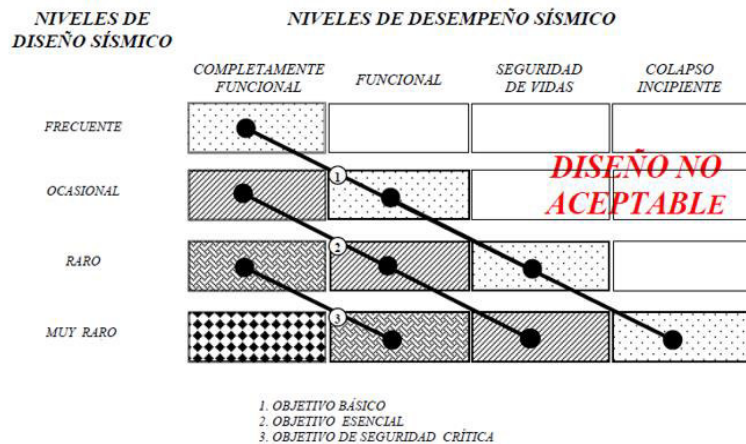


Figura 2.18. Objetivos de diseño sísmico basados en desempeño (Visión 2000, SEAOC 1995)

Por otra parte, el concepto del diseño de edificios basado en desempeño sísmico va evolucionando. El documento FEMA 445 (2006) presenta las bases para un diseño basado en desempeño sísmico de segunda generación “next-generation”, en donde el desempeño sísmico no solo consiste en obtener el nivel de desempeño asociado a un nivel esperado de daño (como ocupación inmediata, daño controlado, seguridad de vida, prevención de colapso y colapso, los cuales son conceptos de desempeño que corresponden a la primera generación). En el nuevo enfoque, para el diseño aceptable de un edificio se involucran nuevas medidas de desempeño como por ejemplo: tiempo de interrupción en la ocupación, pérdida económica y el riesgo de vidas que puede ocurrir como resultado de futuros terremotos.

2.2.2.2 Análisis Dinámico Incremental (ADI)

El Análisis Dinámico Incremental (ADI) es un método de análisis paramétrico que recientemente ha surgido en varias formas diferentes para estimar más exhaustivamente la capacidad estructural bajo excitaciones sísmicas (Vamvatsikos y Cornell, 2001).

Este tipo de análisis (ADI) consiste en hacer una serie de análisis dinámicos no lineales donde la demanda, definida por uno o varios registros sísmicos, se escala a múltiples grados de intensidad de manera progresiva (Figura 2.19), con la finalidad de forzar a la estructura que pase por diferentes rangos de interés, esto es del estado elástico al inelástico hasta que se alcanza la inestabilidad global de la estructura. El ADI se considera como la versión dinámica del análisis “Pushover”, ya que a diferencia de éste no utiliza fuerzas equivalentes sino directamente la historia de aceleraciones del registro sísmico.

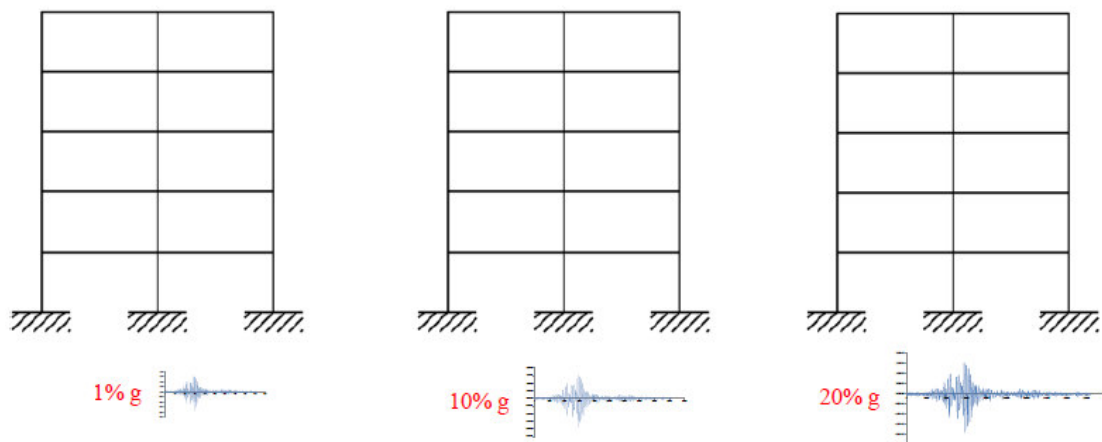


Figura 2.19. Escalamiento de registro sísmico

El ADI es un análisis más complejo que el análisis “Pushover”, además el tiempo de cálculo computacional es mayor, como resultado de estos inconvenientes, este tipo de análisis se ha restringido a actividades de investigación y a un reducido número de aplicaciones particulares. Sin embargo, la tecnología avanza a pasos gigantescos y hoy en día es posible hacer estos análisis de una manera más rápida, aun cuando la estructura se analiza de manera simultánea con varios registros sísmicos.

El estudio ADI es ahora un método multiuso ampliamente aplicable y algunos de sus objetivos (Vamvatsikos y Cornell, 2001) son:

- Comprensión completa del rango de respuesta o “demandas” versus los rangos potenciales de intensidad de un registro sísmico.
- Una mejor comprensión de las implicaciones estructurales ante niveles severos de intensidad sísmica.
- Mejor comprensión de los cambios en la naturaleza de la respuesta estructural a medida que aumenta la intensidad del registro sísmico (ej. cambios en los patrones de deformación máxima con la altura)
- Estimar la capacidad dinámica del sistema global de la estructura.
- Dado un estudio ADI multi-registro, ver como la respuesta estructural varía de un registro a otro.

2.2.2.2.1 Escalamiento de registros sísmicos

Para hacer un análisis ADI es recomendable que se utilicen varios registros para tener una mejor estimación de la respuesta estructural. Se debe tener especial cuidado de que la familia de registros a utilizar sea de sismos de características similares (p. ej., Subducción) y distancias similares a la zona de estudio donde se ubica la estructura que se pretende analizar. Estos registros deben ser pre-procesados para corregir la línea base, debido a que a veces los valores del acelerograma se encuentran desplazados respecto a la línea cero de aceleración provocando errores importantes en los valores de velocidad y desplazamiento (Carreño et al. 1999). Por lo regular no debe existir un desplazamiento remanente al final de la historia de desplazamientos, pero para sismos de gran magnitud y con epicentro cerca de la zona de estudio esto no es válido.

Estudios previos (Shome y Cornell 1999) han demostrado que para edificios de mediana altura, utilizar 10 a 20 registros suelen ser suficientes para proporcionar una adecuada precisión en la estimación de demandas sísmicas.

El escalamiento de los registros se realiza para obligar a la estructura a pasar por varios intervalos como: el elástico y el de fluencia hasta llegar a la inestabilidad global de la estructura, que son de interés para estudiar y estimar de una mejor manera la capacidad dinámica de la estructura en estudio. Para escalar los registros sísmicos a una intensidad establecida, los registros se multiplican por factores de escala (FE) en toda la historia completa de aceleraciones. Estos factores se obtienen de la relación que existe entre la

seudoaceleración a la intensidad a la que se pretende escalar el registro y la pseudoaceleración correspondiente al periodo de vibración de la estructura en estudio (Shome y Cornell, 1999; Chan et al., 2005); por facilidad de cálculo el FE se obtiene considerando que la respuesta es elástica- lineal, aunque para intensidades importantes las respuestas sean inelásticas. En la figura 2.20 se muestra un diagrama de flujo para escalar los registros sísmicos a una intensidad objetivo (pseudoaceleración a la se pretende escalar el registro).

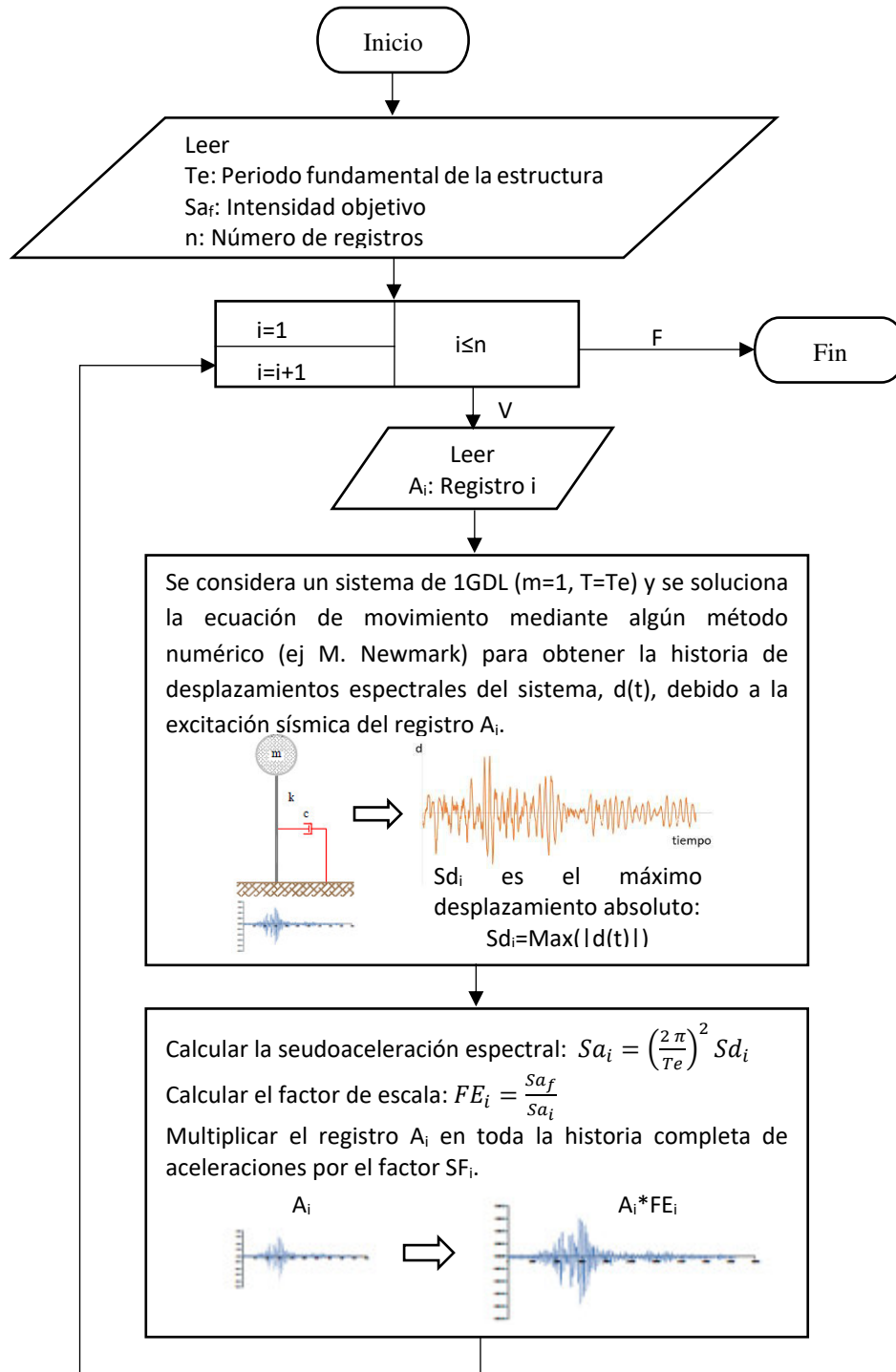


Figura 2.20. Diagrama de flujo para el escalamiento de registros sísmicos

Cuando se escalan todos los registros a una misma intensidad objetivo y se obtienen sus respectivos espectros de respuesta elásticos, se observa que todos estos espectros coinciden en el punto correspondiente al periodo de vibración de la estructura en estudio y con la intensidad a la que fueron escalados. En la figura 2.21 se muestra un grupo de espectros elásticos correspondientes a una estructura con periodo fundamental de vibración $T=1.2s$, escalados a una pseudoaceleración $S_a=500$ gal (Bojórquez, 2016). Se observa que todos los espectros elásticos coinciden con la misma intensidad (500 gal) en el punto correspondiente al periodo de la estructura ($T=1.2s$).

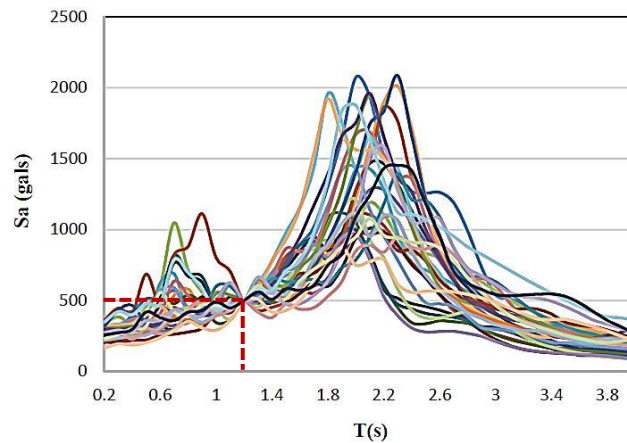


Figura 2.21. Espectros elásticos de registros escalados para $S_a=500$ gal y un periodo estructural de 1.2 segundos (Bojórquez, 2016)

Por lo regular el factor de escala (FE) se limita para que no produzca valores de pseudoaceleración mayor a 1.61g, debido a que la mayoría de las estructuras podrían colapsar cuando se someten a esa intensidad (Vamvatsikos y Cornell, 2001).

2.2.2.2.2 Curvas de capacidad estructural

De cada análisis dinámico no lineal se obtiene la respuesta de interés, comúnmente llamada medida de daño (DM), esta medida de daño debe caracterizar la respuesta del modelo estructural al ser sometido a una excitación sísmica. Por lo regular se eligen como medida de daño las respuestas absolutas máximas que resultan del análisis, las más usuales son:

- Fuerzas cortantes máximas
- Rotaciones en los nodos
- Desplazamientos máximos

- Distorsiones máximas por entrepiso
- Ductilidades globales
- Índices de daño (ej. Energía histerética acumulada global, índice de Park-Ang, etc.)

La naturaleza de la respuesta de una estructura regularmente cambia al ser sometida a diferentes niveles de intensidad del registro sísmico, debido a que las respuestas máximas no siempre se presentan en el mismo lugar ni en el mismo instante. En la figura 2.22 se observa como las distorsiones máximas de entrepiso se presentan en diferentes entrepisos dependiendo del nivel de intensidad al que se escala el registro sísmico.

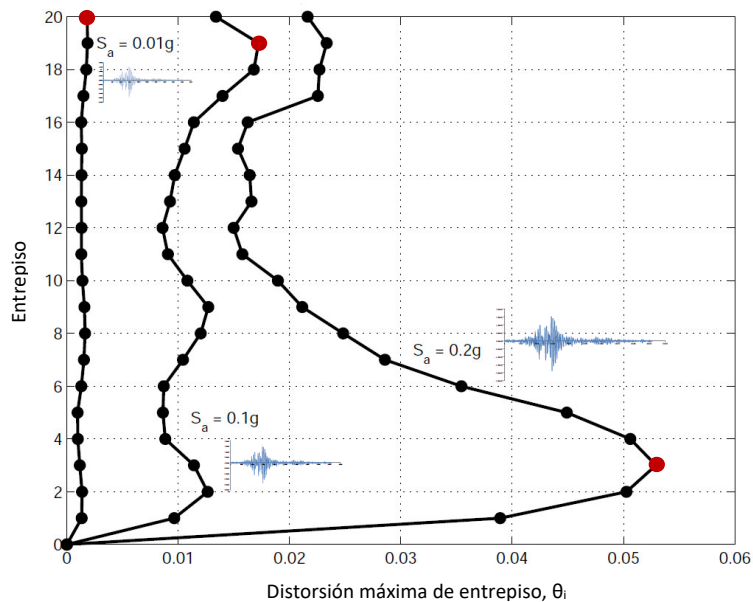


Figura 2.22. Distorsiones de entrepiso de un edificio de 20 niveles de acero sometido a un registro sísmico (Vamvatsikos y Cornell, 2001)

Dependiendo de cada estudio en particular se elige la medida de daño y se gráfica versus la intensidad a la que se escala el registro sísmico al cual se somete la estructura, a esta representación gráfica se le conoce como curva ADI. En la Figura 2.23 se muestra una curva ADI donde se grafican las máximas distorsiones de entrepiso versus la intensidad de escalamiento del registro.

Para poder determinar el comportamiento estructural en el ambiente sísmico en el que se encuentra la estructura, es necesario obtener una colección de curvas ADI utilizando diferentes registros, estas curvas ADI deben estar parametrizadas con la misma medida de daño e iguales niveles de intensidad de los registros, como se muestra en la figura 2.24.

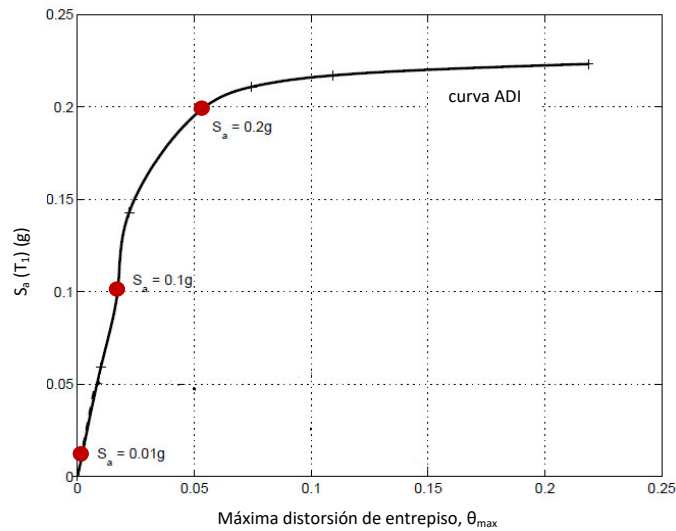


Figura 2.23. Curva ADI de un edificio de 20 niveles de acero sometido a un registro sísmico (Vamvatsikos y Cornell, 2001)

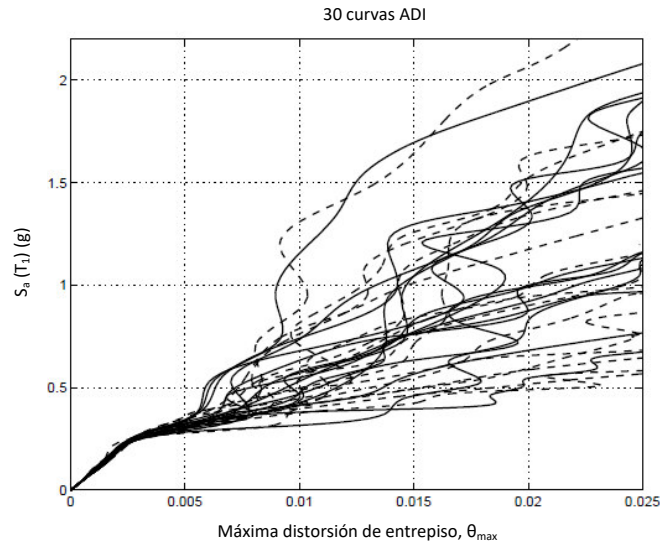


Figura 2.24. Colección de curvas ADI utilizando múltiples registros (Vamvatsikos y Cornell, 2001)

Las curvas ADI dan la base para poder definir niveles de desempeño o estados límites, como el *estado límite de fluencia* en donde la respuesta estructural deja de comportarse linealmente y el *estado límite último* en donde la respuesta estructural crece significativamente ante pequeños incrementos de intensidad sísmica. En este estudio el estado límite de fluencia y el estado límite último se asocian a la capacidad de fluencia y capacidad última de la estructura, respectivamente. Es importante mencionar que la capacidad última no se asocia al colapso total de la estructura sino al colapso incipiente (*collapse prevention*), en donde la estructura está muy cerca de experimentar un colapso total o parcial.

Por otra parte, determinar las distorsiones asociadas a la fluencia de la estructura es algo simple (se considera el punto de fluencia cuando la pendiente difiere del 10% de la pendiente inicial) debido a que no se tiene mucha dispersión entre los resultados que se obtienen de los múltiples registros. La mayor discusión resulta al momento de estimar el estado límite último, debido que tratar de definir las distorsiones asociadas a este estado límite es complicado y puede ser muy subjetivo, como se observa en la figura 2.24. En base a lo anterior se han propuesto dos reglas para definir el estado límite último (Vamvatsikos y Cornell, 2001):

- 1) La primera regla consiste en que si la medida de daño (DM) excede de cierto valor entonces el estado límite último ya fue excedido, esto es $DM \geq C_{DM}$. Si se elige como medida de daño las distorsiones máximas de entrepiso, el C_{DM} se puede definir por ejemplo con un valor de 0.08, como se muestra en la figura 2.25a.
- 2) La segunda regla consiste en que si la intensidad a la que se escalan los registros (IM) excede de cierto valor entonces el estado límite último ya fue excedido, esto es $IM \geq C_{IM}$ (Figura 2.25b). Una diferencia importante con la regla anterior es la dificultad de prescribir un valor de C_{IM} que señale el colapso para todas las curvas IDA, por lo que se tiene que revisar curva por curva. Sin embargo, la ventaja es que genera claramente una sola región de colapso, y la desventaja es la dificultad de definir tal punto para cada curva de una manera consistente. El enfoque SAC/FEMA (2000) menciona que el último punto de la curva con una pendiente tangente igual a 20% de la elástica se puede definir como el punto de capacidad (colapso inminente), sin tomar en cuenta la intensidad.

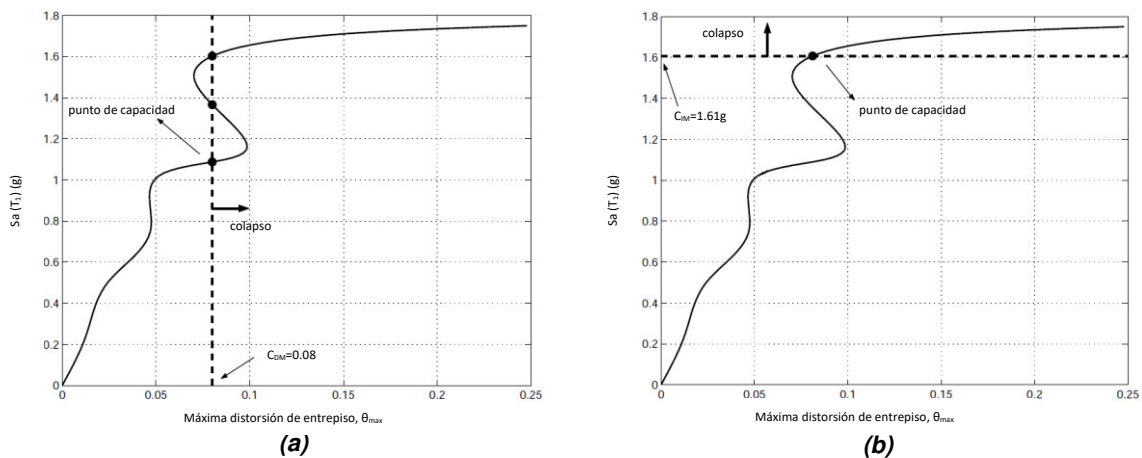


Figura 2.25. Reglas para determinar la capacidad última de la estructura, (a) regla basada en DM y (b) regla basada en IM, pendiente del 20% de la elástica (Vamvatsikos y Cornell, 2001)

2.2.3 Peligro de demanda estructural

Para simular las demandas estructurales (ver sección 3.1) y evaluar la confiabilidad estructural para los edificios con base en la metodología propuesta, es necesario calcular el peligro de demanda estructural. Así como el peligro sísmico se expresa en términos de tasas de excedencia de intensidades sísmicas, $\nu(a)$, el peligro de demanda estructural se expresa en términos de tasas de excedencia de la respuesta estructural, $\nu(d)$, y se define como el número medio de veces por año en que se excede un cierto valor de respuesta estructural, d .

Se parte de la hipótesis que cada una de las respuestas estructurales están gobernadas por la ocurrencia de sismos, por lo tanto, siguen un proceso de Poisson. Entonces, para evaluar el número medio de sismos por año, que provocan en la estructura valores de respuesta estructural iguales o mayores que un cierto valor, d , se utiliza la ec. 2.36 (Esteva, 1968; Cornell, 1968):

$$\nu(d) = \int \left| \frac{d \nu(a)}{da} \right| \Pr(D > d|a) da \quad (2.36)$$

Donde:

d : respuesta estructural (p. ej., distorsiones máximas de entrepiso)

a : intensidad sísmica

$P(D > d|a)$: probabilidad de que el valor D exceda un valor de respuesta estructural, d , dado que se presenta una intensidad a

$\nu(a)$: número medio de veces por año que ocurre una intensidad igual o mayor que a . Con este valor se genera la curva de peligro sísmico del sitio de interés.

La derivada de la curva de peligro sísmico se obtiene numéricamente. Por otra parte, si se supone una distribución de probabilidad lognormal para la respuesta estructural, con una desviación estándar del logaritmo natural, $\sigma_{\ln d}$, y valor esperado del logaritmo natural, $\mu_{\ln d}$, la probabilidad de que el valor D supere un valor respuesta estructural, d , se calcula con la ec. 2.37.

$$\Pr(D > d|a) = 1 - \Phi \left[\frac{\ln(d) - \mu_{\ln d}}{\sigma_{\ln d}} \right] \quad (2.37)$$

Por otra parte, para poder estimar las estadísticas $(\mu_{\ln d}, \sigma_{\ln d})$ de la respuesta estructural asociada a una intensidad sísmica es necesario analizar la estructura ante varios registros sísmicos. En la figura 2.26 se observa que las respuestas estructurales son cada vez más grandes al incrementar la intensidad sísmica, por lo tanto, las probabilidades de excedencia de un valor dado, d , se incrementan.

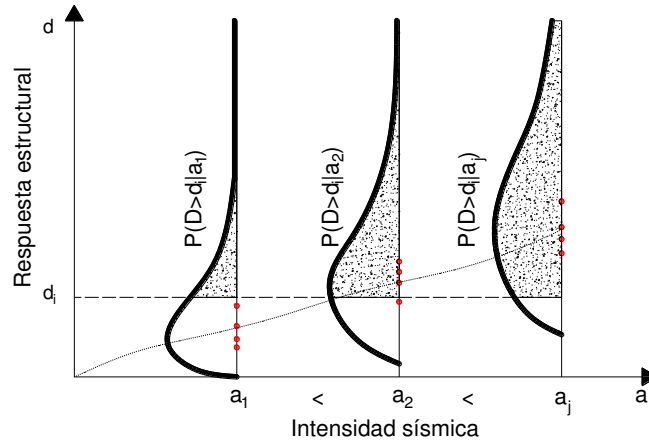


Figura 2.26. Respuesta estructural ante diferentes intensidades sísmicas

2.2.3.1 Curva de peligro de demanda estructural

Para construir las curvas de peligro de demanda estructural, se propone un intervalo de valores de respuesta estructural y se calcula la respectiva tasa de excedencia, $\nu(d)$, es decir, estas curvas indican el número medio de veces por año en que se excede el valor, d . En la figura 2.27 se observa curva de peligro de demanda estructural considerando como respuesta estructural las distorsiones máximas de entrepiso (DME).

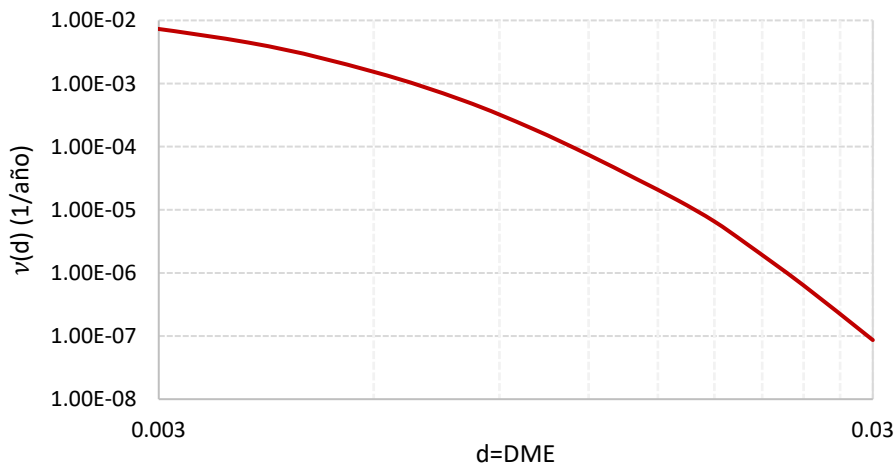


Figura 2.27. Curva de peligro de demanda estructural

CAPÍTULO 3

ANÁLISIS DE COSTOS

3.1 DEMANDAS ESTRUCTURALES SÍSMICAS

Para estimar el costo total durante la vida útil de las estructuras es necesario obtener las demandas estructurales sísmicas. En este estudio las demandas estructurales están dadas en términos de distorsiones máximas de entrepiso, DME. Este parámetro (elegido para medir el daño estructural) se obtiene de la curva de peligro de demanda estructural a partir de simulaciones de Monte Carlo. Para la simulación de las demandas estructurales sísmicas se utiliza el método de transformación inversa (Rubinstein, 1981).

El método de transformación inversa (Figura 3.1) establece que un valor de una variable aleatoria x_i , se obtiene al igualar su función de distribución de probabilidad $F_X(x_i)$ con la función de distribución de probabilidad uniforme $F_U(u_i)$, evaluada en u_i . La variable u_i es un número aleatorio generado entre 0 y 1.

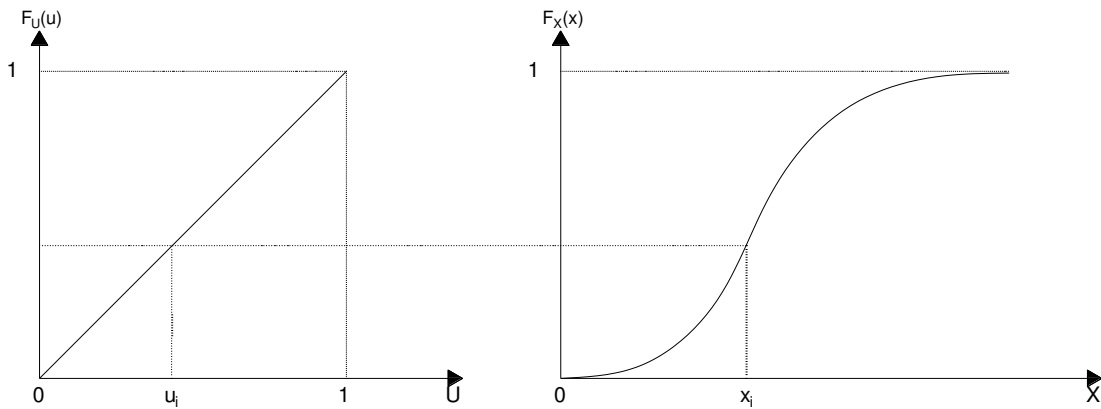


Figura 3.1. Método de transformación inversa

Por lo tanto, la variable aleatoria x se define como:

$$F_X(x_i) = u_i \quad (3.1)$$

$$x_i = F_X^{-1}(u_i) \quad (3.2)$$

Aquí se parte de la hipótesis que los tiempos de ocurrencia de los eventos sísmicos siguen un proceso de Poisson, por lo que los intervalos de tiempo de espera de las demandas también

están gobernados por este proceso de Poisson. Así, los tiempos de espera entre eventos se modelan con una distribución de probabilidad exponencial, donde la función de distribución acumulada de los tiempos de espera está dada por la siguiente expresión:

$$F_T(t) = 1 - e^{-\nu\Delta t} \quad (3.3)$$

A partir de las ecs. 3.1, 3.2 y 3.3 se puede establecer la función para evaluar los intervalos de tiempo de espera de las demandas estructurales sísmicas (DME) de la siguiente manera:

$$\Delta t = -\frac{\ln(1 - u_i)}{\nu} \quad (3.4)$$

Donde:

Δt : intervalo de tiempos de espera entre eventos

ν : número medio de veces en los cuales los eventos sísmicos tienen $M \geq 6.9$

u_i : números aleatorios con distribución uniforme entre 0 y 1

De igual manera se establece la función para evaluar la tasa de excedencia anual de distorsiones.

$$\nu_D(d) = -\frac{\ln(1 - u_i)}{t} \quad (3.5)$$

Donde:

$\nu_D(d)$: tasa de excedencia anual de distorsiones

$t = 1$. Se considera que el tiempo en el que se quiere evaluar la tasa de excedencia es de un año

u_i : números aleatorios con distribución uniforme entre 0 y 1

Con las tasas de excedencia evaluadas, $\nu_D(d)$, se encuentran las respectivas demandas estructurales sísmicas a partir de la curva de peligro de demanda de distorsiones; y con los intervalos de tiempo de espera, Δt , se forman escenarios de demandas en una ventana de tiempo específica (vida útil de la estructura).

3.2 COSTO TOTAL ESPERADO EN LA VIDA ÚTIL DE LAS ESTRUCTURAS

La estimación del costo total esperado asociado a la vida útil de las estructuras se lleva a cabo en función de estudios previos (De León, 1991).

El costo total esperado está integrado por el costo inicial y el costo esperado asociado a los daños que ocurre durante la vida útil de la estructura. Así, retomando la ec. 2.6, el costo total esperado se expresa de la siguiente manera:

$$C_T(\gamma) = C_I(\gamma) + C_d(\gamma)$$

A continuación, se explican los criterios para evaluar el costo inicial, $C_I(\gamma)$, y el costo esperado asociado a los daños, $C_d(\gamma)$, asociados a una combinación de factores de carga específica, γ .

3.2.1 Costo inicial

El costo inicial es el costo de la inversión de la estructura integrado por el costo directo, indirecto y la utilidad, que se pagan a la empresa constructora.

El costo directo, C_{DI} , se estima en función de los costos de los materiales, C_M , y del costo de la mano de obra, la cual se considera que es aproximadamente el 40% del costo de los materiales. El costo directo está dado por la siguiente expresión:

$$C_{DI} = 1.4 C_M \quad (3.6)$$

El costo indirecto (costo por apoyo técnico y administrativo), C_{IN} , se estima en función del costo directo y se considera que es aproximadamente el 20% de este costo.

$$C_{IN} = 0.2 C_{DI} \quad (3.7)$$

El costo de la utilidad (ganancia del constructor), U_M , se estima en función del costo directo e indirecto y se considera que es aproximadamente el 15% de la suma de estos dos costos.

$$U_M = 0.15(C_{DI} + C_{IN}) \quad (3.8)$$

Entonces el costo total inicial está dado por la ec. 3.9 (Velázquez, 2015).

$$C_I = C_{DI} + C_{IN} + U_M = 1.38 C_{DI} = 1.93 C_M \quad (3.9)$$

El costo de los materiales: concreto y acero, se obtiene de un promedio de precios cotizados (2016) en la Ciudad de México y se muestran en la tabla 3.1.

Tabla 3.1 Costo de materiales

Material	Costo en pesos
Concreto ($f'c=250 \text{ kg/cm}^2$)	\$2000/m ³
Acero	\$13000/ton

3.2.2 Costo esperado asociado a los daños

El costo esperado asociado a los daños, C_d , en una estructura durante su vida útil se puede considerar como la suma de los siguientes costos esperados: por reparación o por reconstrucción, C_{PR} , por pérdida de contenido, C_{PC} , por pérdidas indirectas, C_{PI} , por pérdida de vidas, C_{PV} , y por lesiones, C_{PL} . Entonces el costo esperado asociado a los daños se expresa como:

$$C_d = C_{PR} + C_{PC} + C_{PI} + C_{PV} + C_{PL} \quad (3.10)$$

Los costos por daño estructural se estiman a partir de una medida de daño físico, y se establece mediante un índice de daño, ID , que toma valores entre 0 y 1. Así, para el caso de daño total el ID es igual a 1, mientras que cuando no existe daño el ID es igual a 0. Existen diferentes propuestas para estimar este índice, por ejemplo: el índice de Park y Ang (1985); el índice de Teran-Gilmore y Jirsa (2005); y el índice de Tolentino y Ruiz (2013). En este estudio se utiliza el índice de daño de Tolentino y Ruiz (2013), el cual se define con la siguiente expresión (Retomando ec. 2.4):

$$ID = \frac{\delta_d - \delta_y}{\delta_u - \delta_y}$$

Donde:

δ_d : distorsión de demanda máxima de entrepiso en la estructura por el movimiento sísmico del terreno

δ_y : distorsión máxima de entrepiso asociado al estado límite de servicio (estructura sin presentar daño)

δ_u : distorsión máxima de entrepiso asociada al estado límite de colapso

Los valores δ_y y δ_u se obtienen de las estadísticas (valor esperado) de los resultados de los análisis dinámicos incrementales, mientras que el valor δ_d es el que se obtiene de la simulación de las demandas estructurales a partir de la curva de peligro de demanda de distorsiones en un periodo de tiempo en específico.

El ID (ec. 2.4) tiene un comportamiento lineal entre los valores de δ_y y δ_u , para valores menores de δ_y el ID es igual a 0, mientras que para valores mayores de δ_u el ID es igual a 1 (Figura 3.2).

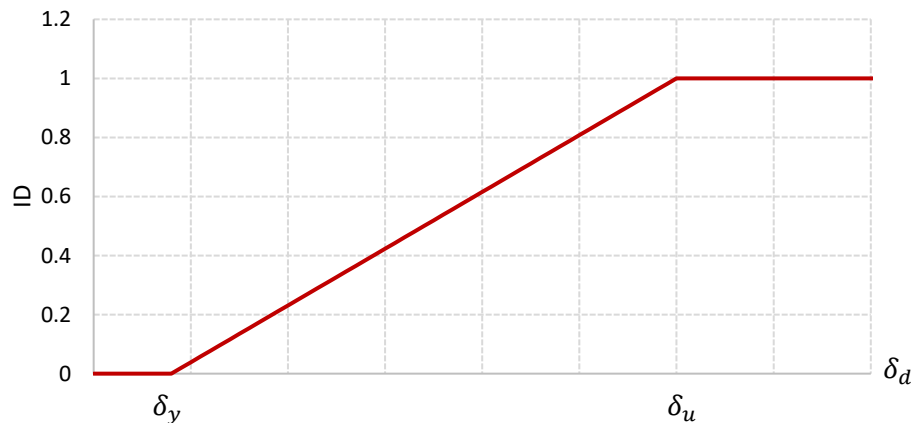


Figura 3.2. Comportamiento del índice de daño

3.2.2.1 Costo esperado por reparación o por reconstrucción

Las técnicas de reparación para edificios cuando sufren daños estructurales por movimientos sísmicos pueden ser diferentes. La técnica de reparación que se considera en el presente estudio es mediante el encamisado de los miembros estructurales. En muchas ocasiones los daños son muy severos, y por seguridad es necesario demoler la estructura. De León y Ang (1995) establecen que a partir de un $ID > 0.7$ en estructuras de concreto la reparación ya no se puede llevar a cabo, por lo que es necesario demoler.

Cuando el $ID > 0.7$ el costo por reconstrucción (incluye demolición, limpieza y rediseño) de la estructura se estima como un 20% adicional del costo inicial, C_I , mientras que, para índices de daños menores, el costo por reparación está en función del cuadrado del ID y del costo inicial. Así, el costo por reparación o reconstrucción se define con la ec. 3.11 (Bojórquez et al., 2015):

$$C_{PR} = \begin{cases} C_I(ID^2), & 0 < ID < 0.7 \\ 1.2(C_I), & ID \geq 0.7 \end{cases} \quad (3.11)$$

En la figura 3.3 se observa la relación entre el ID y el costo por reparación o reconstrucción, el cual está normalizado con respecto al costo inicial.

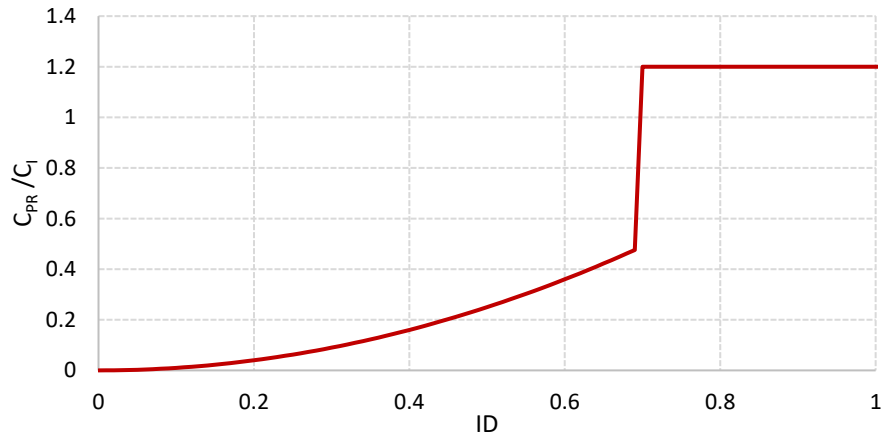


Figura 3.3. Relación entre el ID y el costo normalizado por reparación o reconstrucción

Este costo se obtiene para cada demanda estructural correspondiente a la simulación de cada escenario de demandas estructurales y para obtener el costo esperado por reparación o reconstrucción, se toma el valor medio que resulta del considerar 100,000 simulaciones de escenarios de demandas estructurales para una misma combinación de factores de carga.

Por otra parte, cuando la estructura es reparada se considera que vuelve a sus condiciones iniciales, por lo que la rigidez y la resistencia no se ven afectadas. Además, el tiempo de reconstrucción de la estructura se estima en un lapso promedio de dos años.

3.2.2.2 Costo esperado por pérdida de contenido

El costo por pérdida de contenidos por movimientos sísmicos puede tener mayor importancia dependiendo del uso que tiene la estructura, debido a que los contenidos en un hospital no tienen el mismo valor económico que los contenidos de un edificio de oficinas o el de un hotel.

Los daños en los contenidos principalmente se deben al balanceo, el deslizamiento y el volteo. Este último es el más importante. Así, para el diseño se considera que las fuerzas que

actúan en los contenidos dependen principalmente del peso y de la aceleración correspondiente al nivel del edificio donde se encuentren.

En este estudio el costo máximo por pérdida de contenidos ($ID \geq 1$) no está en función de las aceleraciones, sino se considera que es una fracción del costo inicial del edificio, adoptándose una fracción del 50% (Surahman y Rojaniani, 1983). Para el caso de $ID < 1$ se considera una variación del costo en función del ID de forma lineal. Así, el costo por contenidos se define con la ec. 3.12 (De León, 1991):

$$C_{PC} = \begin{cases} 0.5(C_I)(ID), & 0 < ID < 1 \\ 0.5(C_I), & ID \geq 1 \end{cases} \quad (3.12)$$

En la figura 3.4 se observa la relación entre el ID y el costo por pérdida de contenido, el cual esta normalizado con respecto al costo inicial.

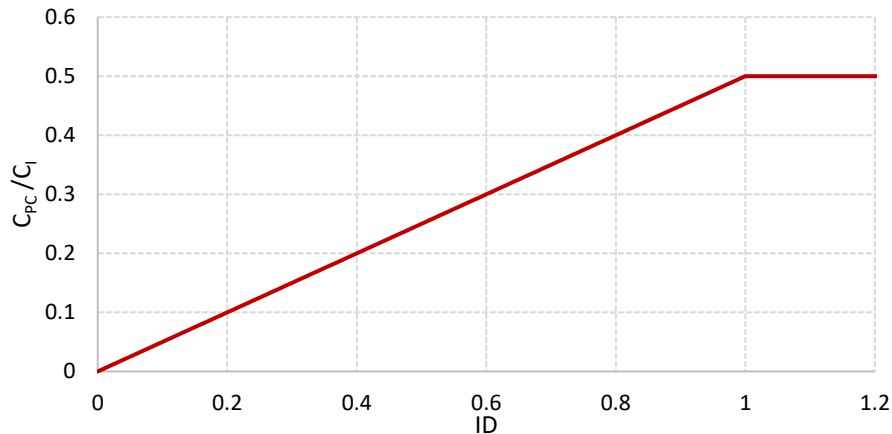


Figura 3.4. Relación entre el ID y el costo normalizado por pérdida de contenido

Este costo se obtiene para cada demanda estructural correspondiente a la simulación de cada escenario de demandas estructurales y para obtener el costo esperado por pérdida de contenido, se toma el valor medio que resulta del considerar 100,000 simulaciones de escenarios de demandas estructurales para una misma combinación de factores de carga.

Por otra parte, las pérdidas en contenidos se podrían subestimar (o sobrestimar) si se usa la manera tradicional (como una fracción del costo inicial) para evaluar las pérdidas en contenidos dentro de edificios. Por ejemplo, hay casos donde la mayoría de los contenidos se pierden mientras que la estructura permanece intacta o con pocos daños (p. ej., almacenes), en otras ocasiones la estructura presenta daños importantes y los contenidos pueden ser recuperados (p. ej., viviendas) (Jaimes y Reinoso, 2013; Jaimes et al., 2013).

3.2.2.3 Costo esperado por pérdidas indirectas

El costo por pérdidas indirectas, C_{PI} , depende del tipo de uso que tenga la estructura. En este estudio se analizan edificios que tienen uso de oficinas, por lo que las pérdidas indirectas se asocian por no generar dinero debido al concepto de renta durante el tiempo en que la estructura es reparada o reconstruida. Este costo máximo por pérdidas indirectas ($ID \geq 1$) está en función del periodo máximo de reconstrucción, P_R , del área del edificio en metros cuadrados, A , y del costo en pesos por metro cuadrado de renta al mes, R . Para el caso de $ID < 1$ se considera una variación del costo en función del cuadrado del ID . Así, el costo por pérdidas indirectas se estima con la siguiente expresión (De León, 1991):

$$C_{PI} = \begin{cases} R(P_R)(A)(ID^2), & 0 < ID < 1 \\ R(P_R)(A), & ID \geq 1 \end{cases} \quad (3.13)$$

Con base en lo anterior, para la estimación del costo por pérdidas indirectas, se considera que la renta promedio, R , de una oficina en la ciudad de México es igual a \$250/m² al mes (Granados, 2015) y que el periodo máximo de reconstrucción, P_R , de un edificio es igual a 24 meses.

Por ejemplo, para un edificio con un área de 6750 m², aplicando la ec. 3.13 el costo máximo por pérdidas indirectas es igual a \$40.5 millones de pesos (mdp). En la figura 3.5 se observa la relación entre el ID y el costo por pérdidas indirectas para dicho edificio.

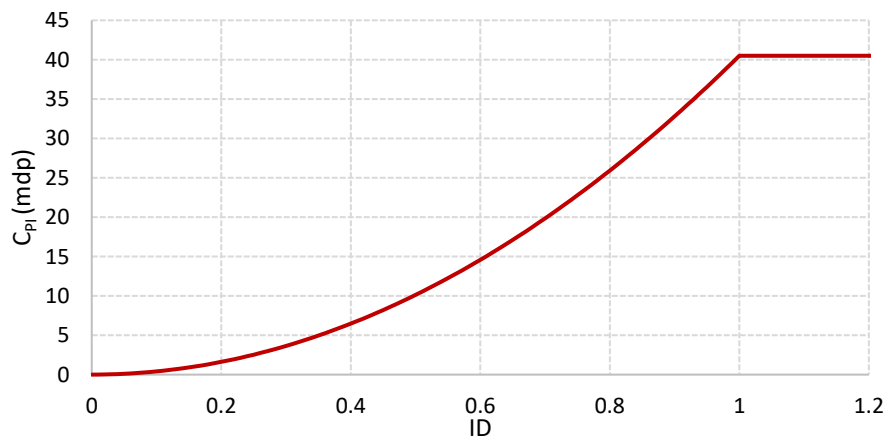


Figura 3.5. Relación entre el ID y el costo por pérdidas indirectas para un edificio con área de 6750 m²

Este costo se obtiene para cada demanda estructural correspondiente a la simulación de cada escenario de demandas estructurales y para obtener el costo esperado por pérdidas indirectas,

se toma el valor medio que resulta del considerar 100,000 simulaciones de escenarios de demandas estructurales para una misma combinación de factores de carga.

3.2.2.4 Costo esperado por pérdida de vidas

Estimar el costo por pérdida de vidas, es una tarea difícil debido a que es un tema subjetivo, es decir, pueden tomarse diferentes criterios para tratar de estimar este costo, por ejemplo: a) estimar el costo de la vida humana relacionado con la aportación al producto interno bruto de la nación (en relación con el valor del ingreso anual de la persona), b) estimar el costo de la vida bajo el criterio de una empresa aseguradora, o c) estimar el costo desde un punto de vista humano, en el cual la vida de un ser humano no tiene precio. En este estudio se toma el primer criterio, relacionado con el valor del ingreso anual de la persona.

Por otra parte, para poder determinar el costo por pérdida de vidas es necesario estimar el número medio de personas fallecidas ante eventos sísmicos importantes en un área de construcción. Para ello, De León (1991) con base en el área total de los edificios colapsados en la Ciudad de México durante el sismo de 1985 (Instituto de Ingeniería UNAM 1985) y en el número de fallecidos (Tokyo Metropolitan Government 1985) propuso una relación (ec. 3.14) para estimar el número de muertos en función del área colapsada como se indica con línea interrumpida en la figura 3.6.

$$N_d = 45.48 + 5.531744 A^2 \quad (3.14)$$

Donde:

N_d : número de fallecidos en una determinada área colapsada

A : área del edificio colapsado en 1000 m²

En relación a la ec. 3.14 y figura 3.6 se observa que, para edificios con un área cercana a cero metros cuadrados, el número de muertos resulta ser muy alto, es por ello que en este trabajo se propone la ec. 3.15, en la cual, para edificios con áreas pequeñas el número de muertos resulta ser más razonable como se muestra en la figura 3.6 (ver línea con puntos).

$$N_d = \frac{995.3A^{2.34}}{188 + A^{2.34}} \quad (3.15)$$

Según Bojórquez et al. (2015), el número de muertos por unidad de área colapsada (N_d), representa el 75% de las personas que están dentro del edificio. Para el caso de colapso incipiente considera que sólo el 5% de las personas dentro del edificio mueren, es decir, N_d representa el número de muertos para un caso extremo. En este estudio se considera el número de muertos (N_m) asociado a colapso incipiente. El número de muertos ante colapso incipiente está dado por la siguiente expresión:

$$N_m = \frac{0.05 N_d}{0.75} \quad (3.16)$$

Por otra parte, de acuerdo con lo observado durante los sismos intensos, la hora de ocurrencia del sismo determina también el número de fatalidades y heridos dentro de un edificio, es decir, será un escenario diferente si el sismo ocurre en el día, cuando la mayoría se encuentra en oficinas o edificios públicos; mientras que, si el sismo ocurre en la noche, la mayoría de las personas se encuentran dentro de sus casas. La consideración de la hora de ocurrencia del sismo queda fuera del alcance de esta tesis.

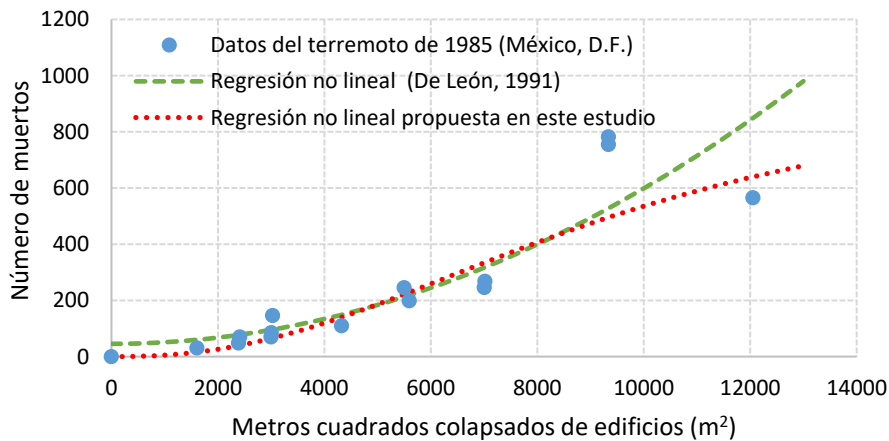


Figura 3.6. Número de fallecidos en función de los metros cuadrados colapsados de edificios

El costo máximo por pérdida de vidas ($ID \geq 1$) es igual al número de muertos ante colapso incipiente multiplicado por el valor esperado de sus ingresos durante su vida laboral. Se considera que el ingreso anual promedio de una persona en México es igual a \$156,000 (INEGI), y que la vida laboral útil por individuo es igual a 25 años, así el costo por fallecimiento, CPF, de una persona es igual a \$3,900,000, por lo tanto, el costo por pérdida de vidas se define con la ec. 3.17 (De León, 1991). Para $ID < 1$ se supone una variación del costo en función del ID elevado a la cuarta potencia.

$$C_{PV} = \begin{cases} N_m(CPF)(ID^4), & 0 < ID < 1 \\ N_m(CPF), & ID \geq 1 \end{cases} \quad (3.17)$$

Por ejemplo, para un edificio con un área de colapso de 6750 m², según la ec. 3.15 el número de muertos estimados es 315, los muertos por unidad de área son igual a 0.047/m² y aplicando la ec. 3.16 se obtiene el número de personas muertas para el caso de colapso incipiente resultando entonces 21 aproximadamente. El número de muertos por unidad de área para este caso es igual a 0.00319/m². Aplicando la ec. 3.17, el costo máximo por pérdida de vidas es igual a \$81.9 millones de pesos (mdp). En la figura 3.7 se observa la relación entre el ID y el costo por pérdida de vidas, para un edificio de 6750 m² de área.

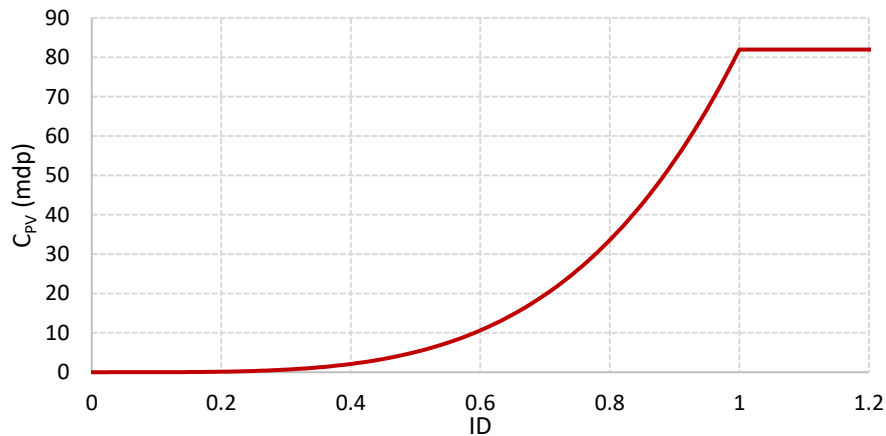


Figura 3.7. Relación entre el ID y el costo por pérdida de vidas para un edificio con área de 6750 m²

Este costo se obtiene para cada demanda estructural correspondiente a la simulación de cada escenario de demandas estructurales y para obtener el costo esperado por pérdida de vidas, se toma el valor medio que resulta del considerar 100,000 simulaciones de escenarios de demandas estructurales para una misma combinación de factores de carga.

3.2.2.5 Costo esperado por lesiones

La evaluación del costo por lesiones se refiere a los costos involucrados durante las estadías en el hospital de las personas que resultan heridas ante un terremoto. Para poder determinar el costo por lesiones es necesario estimar el número medio de personas heridas ante eventos sísmicos importantes en un área de construcción. Para ello, De León (1991) estimó el número medio de personas heridas por unidad de área colapsada de los edificios resultando este valor igual a 0.0168/m², esta cantidad es el resultado de dividir el número de heridos reportados en

el sismo de 1985 que afectó a la Ciudad de México (Tokyo Metropolitan Government, 1985) entre el área total de los edificios colapsados (Instituto de Ingeniería UNAM, 1985).

Por otra parte, el costo por lesiones sin incapacidad, CLS, se considera igual a \$23,000 (Tokyo Metropolitan Government, 1985), este costo incluye: operaciones de lesiones menores y cortaduras pequeñas, incluyendo una pequeña estadía en el hospital, gastos médicos y de medicamentos. El costo por lesiones con incapacidad, CLI, se asume que es \$3,900,000 (igual al costo por fallecimiento). Tomando en cuenta lo anterior, el costo máximo por lesiones ($ID \geq 1$) está dado por la ec. 3.18 (De León, 1991), en donde se considera el número de personas con incapacidad es igual al 10% del total del número de heridos, mientras que el 90% restante tienen lesiones sin incapacidad. Para $ID < 1$ se supone una variación del costo en función del ID elevado a la segunda potencia.

$$C_{PL} = \begin{cases} [0.1CLI + 0.9CLS](0.0168)(A)(ID^2), & 0 < ID < 1 \\ [0.1CLI + 0.9CLS](0.0168)(A), & ID \geq 1 \end{cases} \quad (3.18)$$

Por ejemplo, para un edificio con un área de colapso de 6750 m², aplicando la ec. 3.18, el costo máximo por lesiones es igual a \$46.57 millones de pesos (mdp). En la figura 3.8 se observa la relación entre el ID y el costo por lesiones, para un edificio de 6750 m² de área.

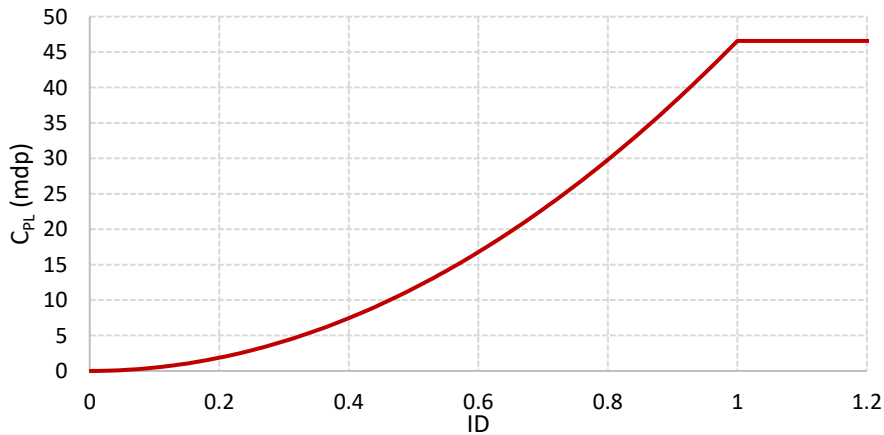


Figura 3.8. Relación entre el ID y el costo por lesiones para un edificio de 6750 m² de área

Este costo se obtiene para cada demanda estructural correspondiente a la simulación de cada escenario de demandas estructurales y para obtener el costo esperado por lesiones, se toma el valor medio que resulta del considerar 100,000 simulaciones de escenarios de demandas estructurales para una misma combinación de factores de carga.

CAPÍTULO 4

CARACTERÍSTICAS DE LAS ZONAS EN ESTUDIO

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS-2004) del RCDF para fines de diseño sísmico consideran para la Ciudad de México tres diferentes zonas: I, II y III, para suelo firme, de transición y blando, respectivamente. La zona III adicionalmente se subdivide en cuatro subzonas (III_a, III_b, III_c, III_d). En este estudio se analizan dos tipos de suelo: suelo firme y suelo blando, correspondientes a la zona I y subzona III_a respectivamente.

4.1 SUELO FIRME

La Zona I, es la de menor peligro sísmico por la presencia de suelos poco compresibles. En este tipo de suelo el periodo dominante de suelo, T_s , es aproximadamente de 0.5 s.

4.1.1 Movimientos sísmicos seleccionados

Para este estudio se seleccionan 10 acelerogramas de estaciones localizadas en suelo firme de la Red Acelerográfica del IINGEN. El pre-procesamiento para la corrección de línea base de estos acelerogramas se realizó con el software SeismoSignal®. En la tabla 4.1 se muestran las características principales de los eventos sísmicos, y en la figura 4.1 se muestran los espectros elásticos de los registros utilizados considerando el porcentaje del amortiguamiento crítico igual a 5%.

Tabla 4.1. Características principales de los eventos sísmicos en suelo firme

Sismo	Fecha	Coordenada del epicentro	Magnitud	T_s	Clave de estación	Nombre de estación
S1	14/03/1979	17.490 N;101.260 W	7	0.8	CU01	IDEI Laboratorio Instrumentación Sísmica
S2	07/06/1982	16.170 N;98.360 W	6.9	0.8	CU01	IDEI Laboratorio Instrumentación Sísmica
S3	19/09/1985	18.081 N;102.942 W	8.1	0.9	CUIP	IDEI Patio
S4	21/09/1985	18.021 N;101.479 W	7.6	0.8	CUIP	IDEI Patio
S5	18/04/2014	17.180 N;101.19 W	7.2	0.3	CUP5	IDEI Patio 5
S6	24/10/1980	18.030 N;98.290 W	7	0.5	SXCU	SISMEX Ciudad Universitaria
S7	25/10/1981	17.88 N;102.150 W	7.3	1	SXCU	SISMEX Ciudad Universitaria
S8	19/09/1985	18.081 N;102.942 W	8.1	1	CUMV	Mesa Vibradora
S9	21/09/1985	18.021 N;101.479 W	7.6	0.8	CUMV	Mesa Vibradora
S10	30/09/1999	15.950 N;97.030 W	7.5	0.4	TACY	Tacubaya

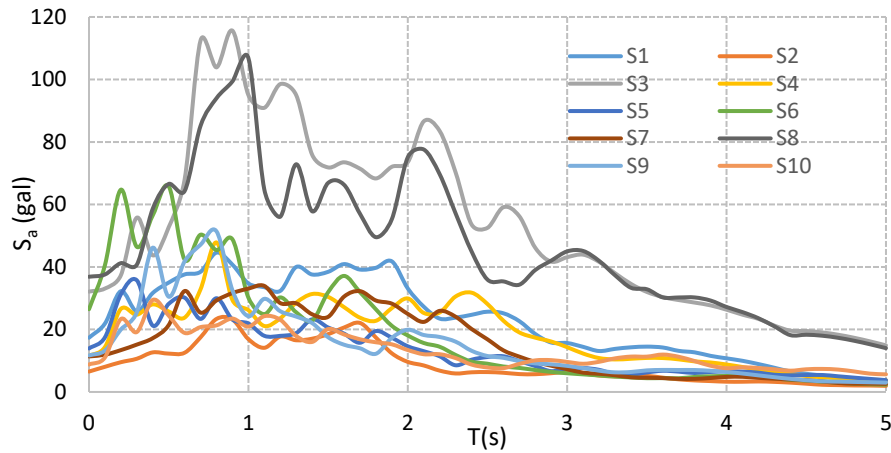


Figura 4.1. Espectros elásticos en suelo firme ($\xi=5\%$)

4.1.2 Curvas de peligro sísmico

Las curvas de peligro sísmico indican el número medio de veces por año en que se excede un valor de intensidad, a . En este estudio se considera como intensidad sísmica pseudoaceleraciones, S_a , las cuales se asocian con periodos estructurales. En la figura 4.2 se muestra la curva de peligro asociada a un periodo estructural que coincide con el periodo dominante de suelo $T_s \approx 0.5$ s (Castillo y Ruiz, 2013).

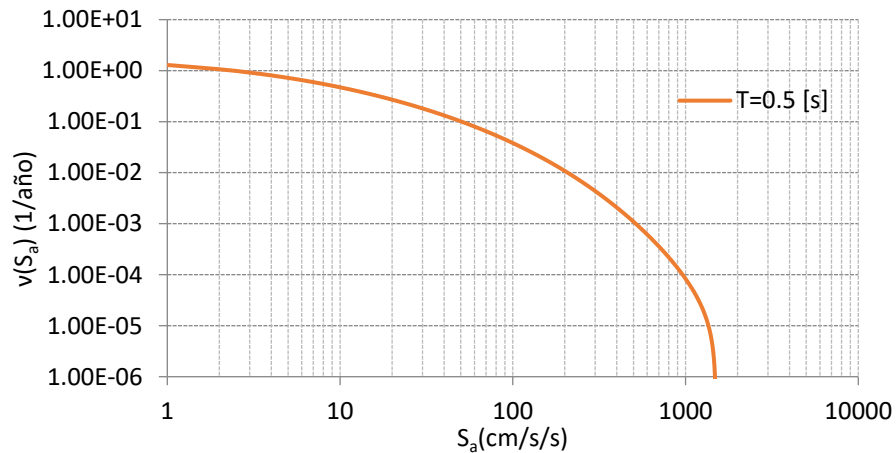


Figura 4.2. Curva de peligro sísmico para suelo con periodo dominante $T_s \approx 0.5$ s

4.2 SUELO BLANDO

La zona III, es la de mayor peligro sísmico por la presencia de estratos de arcillas con profundidades de más de 20 m que amplifican el movimiento sísmico. Antiguamente en este lugar se encontraban los lagos (depósitos lacustres muy blandos, compresibles y con alto

contenido de agua). En este tipo de zona el periodo dominante de suelo, T_s , es mayor que 1 s. Para este estudio únicamente se analiza la subzona III_a con periodo dominante $T_s \approx 1.5$ s.

4.2.1 Movimientos sísmicos seleccionados

Para este estudio se seleccionan 13 acelerogramas de estaciones localizadas en suelo blando (subzona III_a) de la Red Acelerográfica del IINGEN. El pre-procesamiento para la corrección de línea base de estos acelerogramas se realizó con el software SeismoSignal®. En la tabla 4.2 se muestran las características principales de los eventos sísmicos, y en la figura 4.3 se muestran los espectros elásticos de los registros utilizados considerando el porcentaje del amortiguamiento crítico igual a 5%.

Tabla 4.2. Características principales de los eventos sísmicos en suelo blando

Sismo	Fecha	Coordenada del epicentro	Magnitud	T_s	Clave de estación	Nombre de estación
S1	14/09/1995	16.31 N; 98.88 W	7.3	1.7	GC38	Centro de Instrumentación y Registro Sísmico (CIRES)
S2	11/01/1997	18.09 N; 102.86 W	6.9	1.7	GC38	Centro de Instrumentación y Registro Sísmico (CIRES)
S3	11/01/1997	18.09 N; 102.86 W	6.9	1.3	DFRO	Instituto de Ingeniería, UNAM
S4	25/04/1989	16.603N; 99.400 W	6.9	1.3	DFRO	Instituto de Ingeniería, UNAM
S5	14/09/1995	16.31 N; 98.88 W	7.3	1.3	DFRO	Instituto de Ingeniería, UNAM
S6	25/04/1989	16.603N; 99.400 W	6.9	1.3	SI53	Centro de Instrumentación y Registro Sísmico (CIRES)
S7	25/04/1989	16.603N; 99.400 W	6.9	1.4	IB22	Centro de Instrumentación y Registro Sísmico (CIRES)
S8	14/09/1995	16.31 N; 98.88 W	7.3	1.6	IB22	Centro de Instrumentación y Registro Sísmico (CIRES)
S9	14/09/1995	16.31 N; 98.88 W	7.3	1.4	CH84	Centro de Instrumentación y Registro Sísmico (CIRES)
S10	11/01/1997	18.09 N; 102.86 W	6.9	1.4	CH84	Centro de Instrumentación y Registro Sísmico (CIRES)
S11	11/01/1997	18.09 N; 102.86 W	6.9	1.3	MI15	Centro de Instrumentación y Registro Sísmico (CIRES)
S12	14/09/1995	16.31 N; 98.88 W	7.3	1.4	MI15	Centro de Instrumentación y Registro Sísmico (CIRES)
S13	11/01/1997	18.09 N; 102.86 W	6.9	1.3	SI53	Centro de Instrumentación y Registro Sísmico (CIRES)

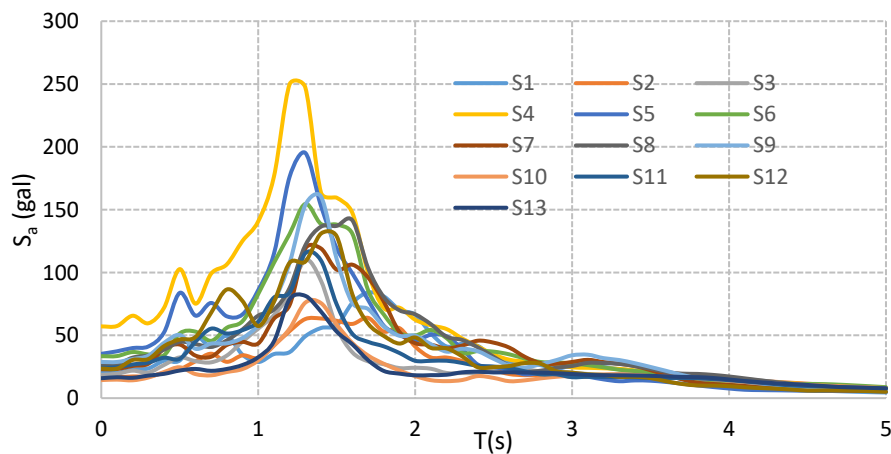


Figura 4.3. Espectros elásticos en suelo blando ($\xi=5\%$)

4.2.2 Curvas de peligro sísmico

En este estudio se considera como intensidad sísmica pseudoaceleraciones, S_a , las cuales se asocian con periodos estructurales. En la figura 4.4 se muestra la curva de peligro asociada a un periodo estructural que coincide con el periodo dominante de suelo $T_s \approx 1.5$ s (Castillo y Ruiz, 2013).

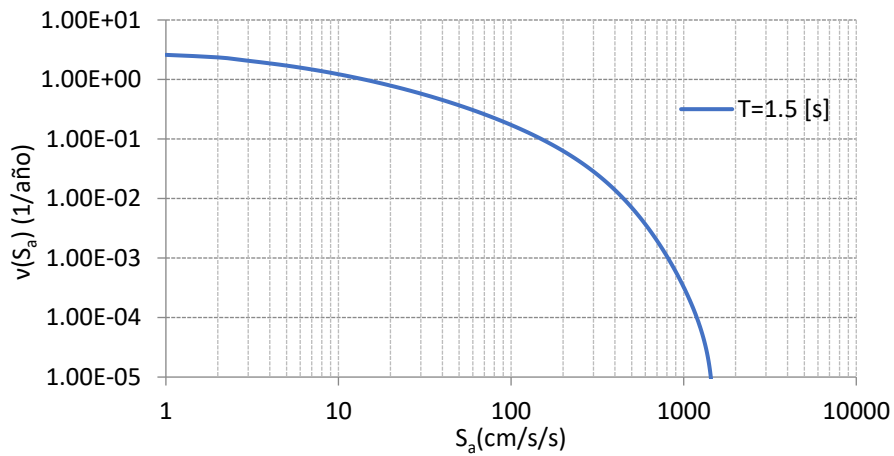


Figura 4.4. Curva de peligro sísmico para suelo con periodo dominante $T_s \approx 1.5$ s

CAPÍTULO 5

APLICACIÓN A EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO (C/R)

5.1 CARACTERÍSTICAS DE LOS EDIFICIOS DE C/R

En el presente estudio se analizan tres edificios de concreto reforzado con diferente número de niveles y diferente separación de crujías para cada tipo de suelo: firme y blando. La estructuración es a base de marcos rígidos ortogonales, con tres crujías en ambas direcciones a separaciones constantes y con una altura de entrepiso para todos los niveles constante de 4m. Por lo tanto, los edificios tienen una distribución simétrica tanto en planta como en elevación. El sistema de piso es a base de losas macizas y los edificios están destinados para el uso de oficinas.

En la tabla 5.1 y figura 5.1 se muestran las características geométricas de los edificios analizados para los dos tipos de suelo.

Tabla 5.1. Características geométricas de los edificios de concreto reforzado

Zona blanda		Zona firme	
Niveles (N)	Separación de crujías, S(m)	Niveles (N)	Separación de crujías, S(m)
6	6	4	6
12	8	7	7
16	8	10	8

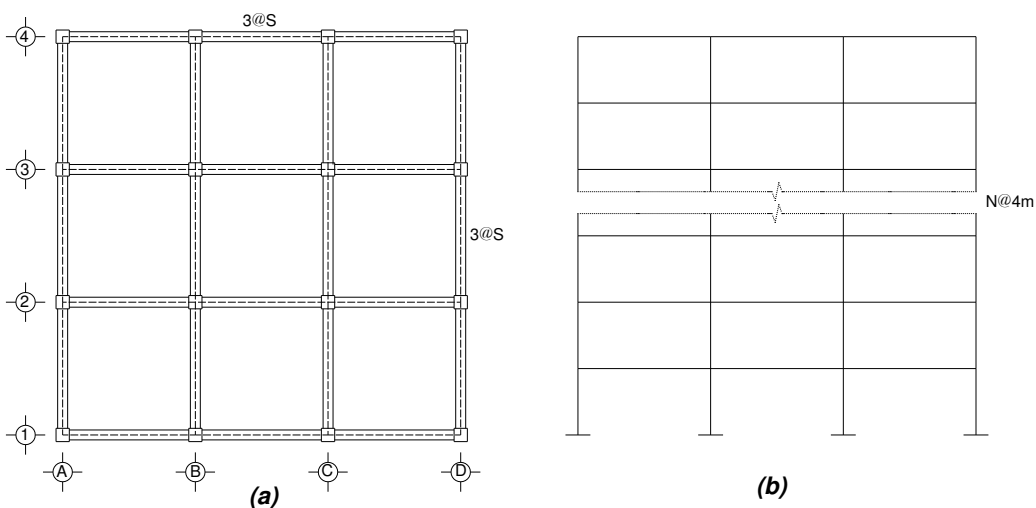


Figura 5.1. (a) Planta y (b) elevación de los edificios de C/R

5.1.1 Especificaciones de análisis y diseño estructural

El diseño de los edificios se lleva a cabo de acuerdo con los criterios del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (2004) y sus respectivas Normas Técnicas Complementarias:

- Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (NTCCA), 2004.
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTCDC), 2004.
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS), 2004.

Las propiedades de los materiales considerados en el diseño de los elementos estructurales son las siguientes:

Concreto:

$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$Ec = 14000 \sqrt{f'c} = 221\,359 \text{ kg/cm}^2$$

Acero de refuerzo

Acero de refuerzo estructural ASTM-615 grado 60 (varilla corrugada)

$$fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Para el diseño sísmico de los edificios de C/R se utiliza el software de diseño de estructuras de concreto, *ECOgcWe*®. El tipo de análisis para la determinación de las fuerzas sísmicas es el dinámico modal espectral donde se elige el número de modos de tal manera que la suma de los pesos efectivos en cada dirección de análisis sea mayor o igual al 90% del peso total de la estructura, además se incluyen aquellos modos con periodo mayor o igual a 0.4 segundos. En ningún diseño se considera la interacción suelo-estructura.

Para determinar los elementos mecánicos para el diseño se considera que las fuerzas sísmicas actúan en dos direcciones ortogonales, considerando simultáneamente los efectos del sismo actuando 100% en una dirección y el 30% en la otra dirección. Además, el efecto de torsión accidental se toma en cuenta trasladando transversalmente $\pm 0.1b$ (10% de la dimensión en planta perpendicular a la dirección de análisis) las fuerzas sísmicas resultantes para cada dirección de análisis.

El factor de comportamiento sísmico adoptado para los diseños es $Q=3$ y no se hacen reducciones por irregularidad debido a la simetría de los edificios. Además, se revisa que la rigidez lateral es la suficiente para no exceder las distorsiones límites de servicio y seguridad.

En las combinaciones de diseño en donde interviene el sismo como acción accidental, se emplean los factores de carga muerta, F_{CM} , de carga viva instantánea, F_{CV} y de sismo, F_{CS} , recomendado en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones del RCDF-2004. Para la condición de cargas gravitacionales se utiliza la combinación $1.4 C_M + 1.4 C_{Vmax}$. En la tabla 5.2 se muestran las distintas combinaciones utilizadas, haciendo notar que la combinación 1 es la que recomienda las NTCCA-2004. Para los diseños en tipo de suelo blando se consideran todas las combinaciones de la tabla 5.2, mientras que en tipo de suelo firme se consideran hasta la combinación 22, debido a que no hay una diferencia significativa en los diseños en suelo firme cuando el factor de carga muerta y viva es igual a 1.0 o a 1.1.

5.1.2 Modelación de las estructuras

En este estudio se utilizan los análisis dinámicos no lineales paso a paso para determinar el comportamiento y capacidad estructural en el ambiente sísmico de los edificios diseñados ante distintas combinaciones. Para ello, se desarrollan modelos tridimensionales representativos de la estructura en el software Ruaumoko3D (Figura 5.2). En estos modelos se supone que las losas son un diafragma rígido y que la base es rígida (no se considera interacción suelo-estructura). Además, en estos análisis se considera degradación de rigidez y resistencia de los elementos de concreto reforzado.

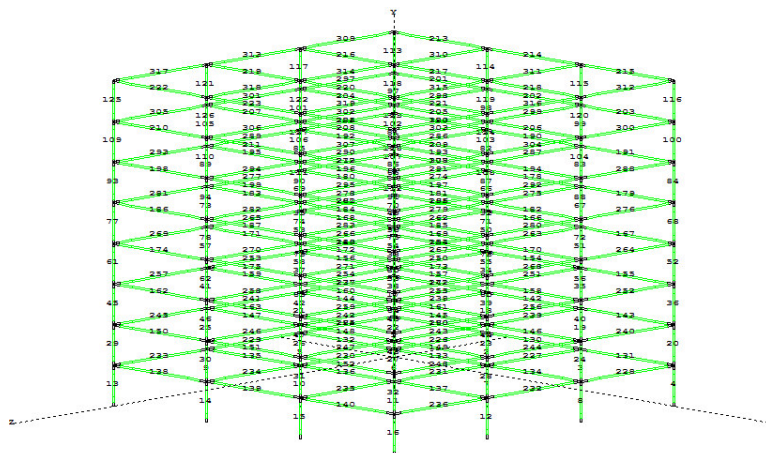


Figura 5.2. Modelo tridimensional en Ruaumoko3D

Tabla 5.2. Valores de los factores de carga para distintas combinaciones

Combinación	F _{CM}	F _{Cv}	F _{Cs}
1	1.1	1.1	1.1
2	1.2	1.1	1.1
3	1.3	1.1	1.1
4	1.4	1.1	1.1
5	1.5	1.1	1.1
6	1.6	1.1	1.1
7	1.7	1.1	1.1
8	1.9	1.1	1.1
9	3	1.1	1.1
10	1.1	1.3	1.1
11	1.1	1.5	1.1
12	1.1	1.7	1.1
13	1.1	1.9	1.1
14	1.1	3	1.1
15	1.1	1.1	1.2
16	1.1	1.1	1.3
17	1.1	1.1	1.4
18	1.1	1.1	1.5
19	1.1	1.1	1.6
20	1.1	1.1	1.7
21	1.1	1.1	1.9
22	1.1	1.1	3
23	1.0	1.0	1.1
24	1.0	1.0	1.2
25	1.0	1.0	1.3
26	1.0	1.0	1.4
27	1.0	1.0	1.5
28	1.0	1.0	1.6
29	1.0	1.0	1.7
30	1.0	1.0	1.9
31	1.0	1.0	3

5.1.2.1 Modelo tridimensional en Ruaumoko3D

Ruaumoko3D (Carr, 2007) es un programa diseñado para obtener la respuesta no lineal en el tiempo-historia de estructuras tridimensionales sometidas a excitaciones sísmicas. El programa permite hacer análisis dinámicos no lineales paso a paso. Las principales consideraciones en el desarrollo de los modelos se mencionan a continuación:

- Análisis dinámico en el tiempo usando el método de Newmark con aceleración media constante.
- Análisis inelástico en el tiempo.
- Matriz de masa diagonal.
- La construcción de la matriz de amortiguamiento se realiza con el modelo de Rayleigh (Figura 5.3). La matriz de amortiguamiento C está dada por:

$$C = \alpha_1 M + \beta_1 K \quad (5.1)$$

Donde M y K son las matrices de masa y de rigidez para la estructura. Los coeficientes α_1 y β_1 se calculan para dar los niveles requeridos de amortiguamiento viscoso a dos frecuencias diferentes, más comúnmente las del primer y segundo modos de vibración libre (Carr, 2007). El porcentaje de amortiguamiento crítico utilizado es del 5%.

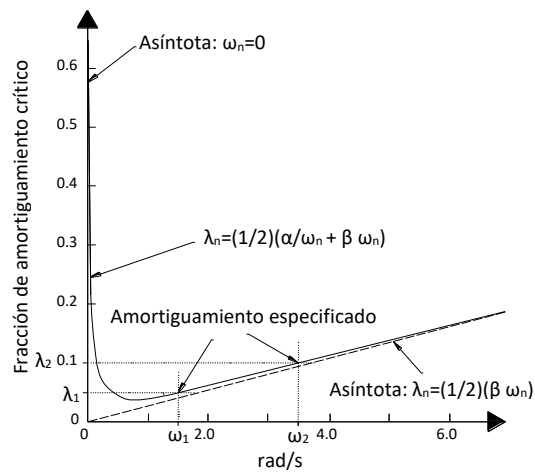


Figura 5.3. Modelo de amortiguación proporcional o Rayleigh (Carr, 2007)

- Sismo en una sola dirección, x .
- Se utiliza el procedimiento de valores característicos para encontrar las frecuencias y formas modales de vibración libre.
- El diafragma rígido se forma haciendo que todos los nodos del sistema de piso tengan el mismo desplazamiento horizontal. Esto se logra haciendo esclavos los nodos del sistema de piso a un nodo maestro ubicado en el centro de masa
- Las vigas y columnas se modelan como elementos tipo “Frame”

- El comportamiento no lineal de las vigas y columnas se modela con un componente Giberson (Sharpe, 1974). Con este modelo se presenta la posibilidad de que se forme una articulación plástica en uno o en ambos extremos de una parte elástica central del elemento como se observa en la figura 5.4. La longitud de la articulación plástica se considera de $0.5h$, siendo h el peralte total de la sección.

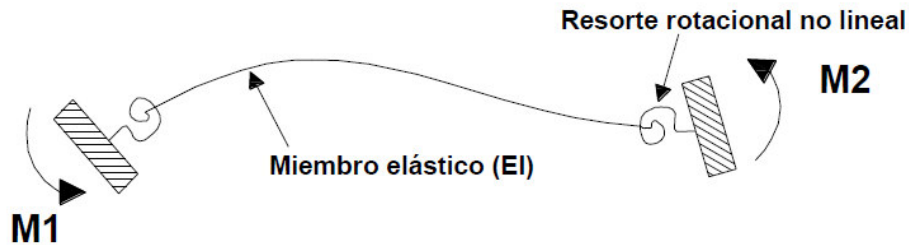


Figura 5.4. Modelo de Giberson de un componente para elemento viga (Ochoa, 2015)

- Se consideran zonas rígidas en los elementos (Figura 5.5). Para las columnas la longitud de la zona rígida en los extremos es el 50% de la altura de la viga, mientras que para las vigas la longitud de la zona rígida es el 50% de la base de la columna.

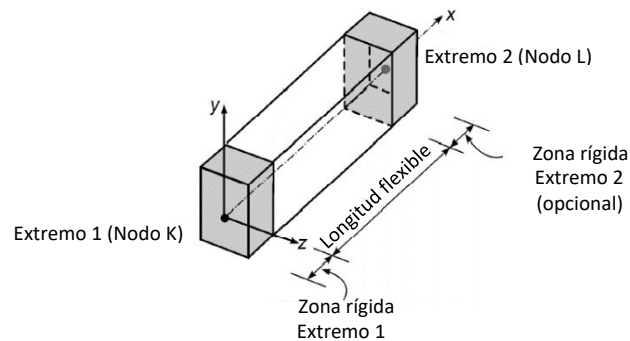


Figura 5.5. Zonas rígidas en los elementos (Carr, 2007)

- La degradación de resistencia de los elementos se considera en función del número de ciclos inelásticos.
- La degradación de rigidez de los elementos de concreto reforzado es a través del modelo de comportamiento histerético de Takeda Modificado (Otani, 1974) (Figura 5.6). El factor que define la rigidez posfluencia se considera como 0.012 (Ochoa, 2015), mientras que el parámetro que define la pendiente de la recta de descarga, α , y el parámetro que controla la pendiente de la rama de recarga, β , se consideran con un valor de 0.3 y 0.5 respectivamente. Los valores de los parámetros α y β se obtienen de la calibración realizada por Morales (2005).

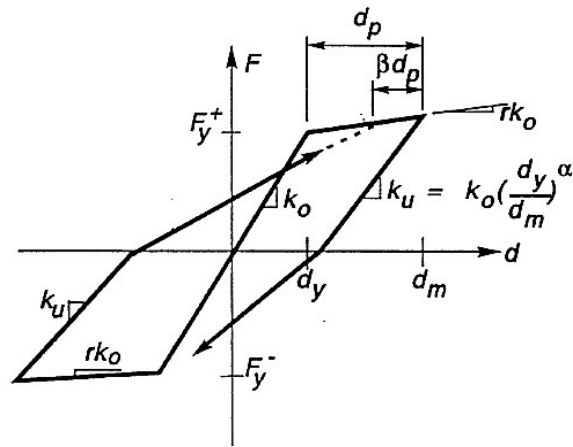


Figura 5.6. Ley de histéresis de Takeda Modificado (Otani, 1974)

- Las masas para el análisis sísmico se concentran a nivel de piso. Las masas y las masas rotacionales se asignan en los nodos maestros ubicados en los centros de masas de cada nivel.
- La excitación sísmica es a través de registros sísmicos, en los que se tiene la historia completa de aceleraciones registradas en el sitio.

5.2 CURVAS DE CAPACIDAD ESTRUCTURAL

La capacidad estructural se asocia a diferentes estados límites, por ejemplo, el de fluencia y de capacidad última, en función de la distorsión máxima de entrepiso, DME. La DME es el parámetro elegido para medir el daño estructural y se obtienen de una serie de análisis dinámicos no lineales paso a paso (Análisis ADI) utilizando el programa Ruaumoko3D donde la demanda, definida por varios registros sísmicos, se escala de manera progresiva. Según Vamvatsikos y Cornell (2001) el uso del Análisis Dinámico Incremental permite obtener una mejor aproximación de la capacidad estructural.

Para realizar el análisis ADI es necesario contar con varias intensidades sísmicas. Por ello, los registros sísmicos se multiplican por factores de escala, FE, en toda la historia completa de aceleraciones. Estos factores se obtienen de la relación que existe entre la pseudoaceleración a la intensidad a la que se pretende escalar el registro y la pseudoaceleración correspondiente al periodo fundamental de vibración de la estructura en estudio (Shome y Cornell, 1999; Chan et al., 2005) (ver sección 2.2.2.2.1). En la figura 5.7 se muestran los espectros elásticos de 13 registros sísmicos (ver tabla 4.2) escalados a una misma pseudoaceleración ($S_a=500$ gal),

correspondientes a una estructura con un periodo fundamental de vibración libre $T=1$ s. Se observa que todos los espectros elásticos coinciden en el punto correspondiente a $T=1$ s.

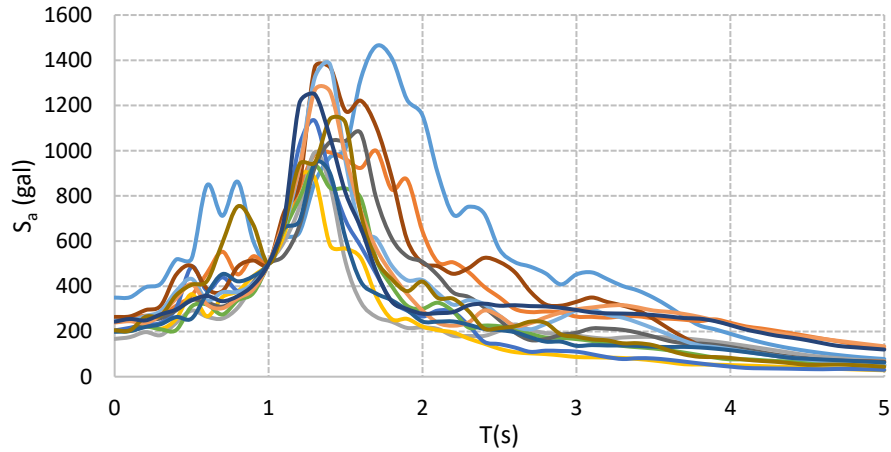


Figura 5.7. Espectros de respuesta elástica de 13 registros escalados a $S_a=500$ gal para un periodo estructural $T=1$ s

Las distorsiones máximas de entrepiso obtenidos en cada análisis se grafican versus la intensidad a la que se escala el registro sísmico al cual se somete la estructura; a esta representación gráfica se le conoce como curva ADI, y está asociada a la curva de capacidad estructural. En la figura 5.8 y 5.9 se observa un conjunto de curvas ADI (pseudoaceleración versus distorsiones máximas de entrepiso) para cada uno de los 13 registros considerados (ver tabla 4.2), correspondientes al edificio de 12 niveles ubicado en suelo blando, diseñado con la combinación 1 y 22, respectivamente.

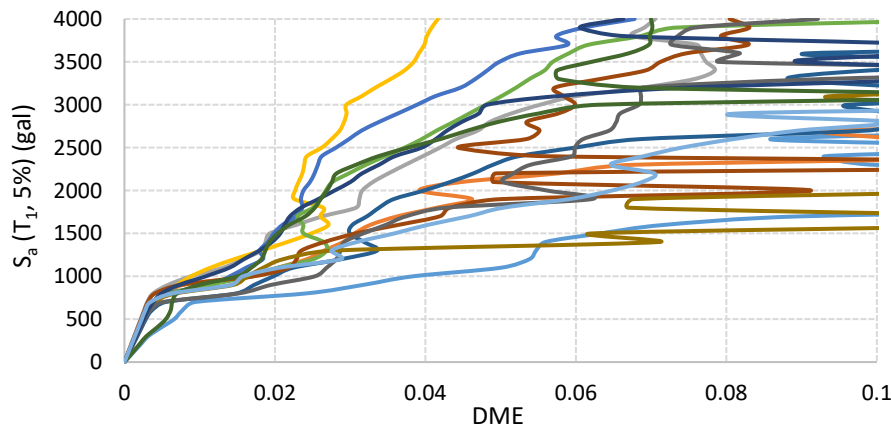


Figura 5.8. Curvas ADI correspondientes al edificio de 12 niveles ubicado en suelo blando y diseñado con la combinación 1

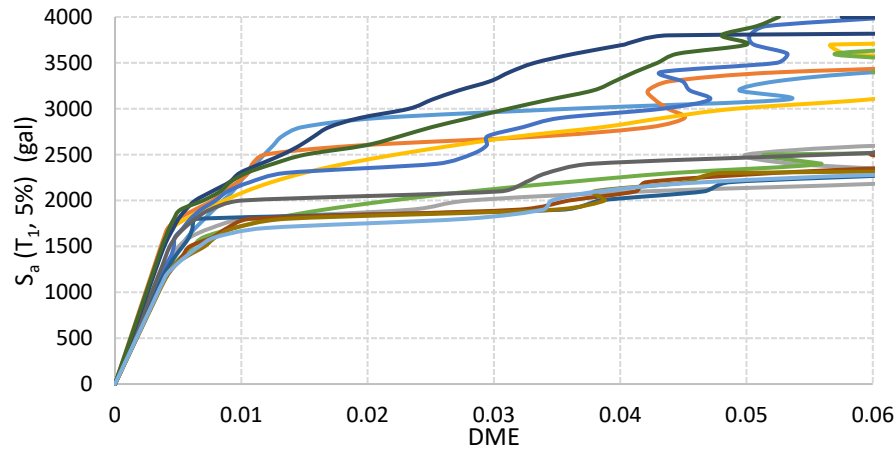


Figura 5.9. Curvas ADI correspondientes al edificio de 12 niveles ubicado en suelo blando y diseñado con la combinación 22

De las curvas ADI se obtienen las estadísticas de las distorsiones máximas de entresuelo para los estados límite de fluencia y de capacidad última (ver sección 2.2.2.2.2). En la tabla 5.3 se muestra el valor medio, la mediana y la desviación estándar del logaritmo natural de las DME para el estado límite de fluencia y de capacidad última, correspondiente al edificio de 12 niveles ubicado en suelo blando considerando las 31 combinaciones (ver tabla 5.2).

5.3 CURVAS DE PELIGRO DE DEMANDA ESTRUCTURAL

La curva de peligro de demanda estructural representa el número medio de veces al año en que se excede un cierto valor de distorsión d y es necesaria para la simulación de las demandas sísmicas para estimar los costos por daños durante la vida útil de las estructuras. Además, a partir de esta curva se evalúa la confiabilidad con base en la metodología propuesta.

Para determinar la curva de peligro de demanda estructural (ver sección 2.2.3) es necesario conocer la curva de peligro sísmico que representan el número medio de veces al año en que se excede un cierto valor de intensidad S_a y estimar la curva de fragilidad, la cual representa la probabilidad condicional de que el valor D exceda un valor de distorsión d , dado que se presenta una intensidad S_a . Se supone una distribución de probabilidad lognormal para las distorsiones máximas de entresuelo. Retomando la ec. 2.37, la curva de fragilidad se calcula con la siguiente expresión:

$$\Pr(D > d | S_a) = 1 - \Phi \left[\frac{\ln(d) - \mu_{\ln d}}{\sigma_{\ln d}} \right]$$

Las estadísticas de las distorsiones máximas de entrepiso ($\mu_{In d}, \sigma_{In d}$), asociadas a varias intensidades sísmicas, S_a , se obtiene de los análisis dinámicos no lineales incrementales paso a paso.

Tabla 5.3. Estadística de las DME para estados límites de fluencia y de capacidad última para el edificio de 12 niveles ubicado en suelo blando

Combinación	Fluencia			Colapso		
	Media	Mediana	σ_{Inf}	Media	Mediana	σ_{Inc}
1	0.00300	0.00299	0.060	0.06175	0.05901	0.329
2	0.00300	0.00299	0.060	0.06318	0.06096	0.298
3	0.00300	0.00299	0.060	0.06418	0.06201	0.292
4	0.00299	0.00299	0.060	0.06571	0.06292	0.324
5	0.00299	0.00299	0.059	0.06618	0.06337	0.311
6	0.00299	0.00299	0.059	0.06643	0.06348	0.282
7	0.00299	0.00299	0.059	0.06741	0.06455	0.284
8	0.00299	0.00299	0.058	0.06991	0.06757	0.291
9	0.00303	0.00303	0.053	0.06280	0.05894	0.387
10	0.00300	0.00299	0.060	0.06202	0.05935	0.324
11	0.00300	0.00299	0.060	0.06212	0.05947	0.322
12	0.00300	0.00299	0.060	0.06461	0.06223	0.304
13	0.00300	0.00299	0.060	0.06517	0.06259	0.315
14	0.00299	0.00299	0.059	0.06419	0.06179	0.307
15	0.00303	0.00302	0.052	0.06279	0.06023	0.315
16	0.00318	0.00317	0.055	0.06308	0.05937	0.399
17	0.00350	0.00349	0.067	0.06658	0.06398	0.303
18	0.00365	0.00364	0.063	0.06302	0.05927	0.388
19	0.00387	0.00387	0.044	0.06029	0.05791	0.309
20	0.00399	0.00399	0.049	0.06798	0.06602	0.255
21	0.00445	0.00445	0.051	0.05930	0.05738	0.272
22	0.00383	0.00383	0.041	0.02286	0.01785	0.718
23	0.00300	0.00299	0.060	0.06269	0.05969	0.347
24	0.00303	0.00302	0.052	0.06503	0.06280	0.292
25	0.00318	0.00317	0.055	0.06178	0.05730	0.431
26	0.00345	0.00344	0.064	0.06809	0.06528	0.315
27	0.00365	0.00364	0.063	0.06174	0.05863	0.364
28	0.00387	0.00387	0.044	0.06178	0.05926	0.320
29	0.00399	0.00399	0.049	0.07061	0.06847	0.267
30	0.00445	0.00445	0.051	0.06063	0.05786	0.322
31	0.00383	0.00383	0.041	0.02158	0.01697	0.697

Con fines ilustrativos en la figura 5.10 se muestra un conjunto de curvas de fragilidad para un intervalo de distorsiones y considerando varios valores de intensidad sísmica, correspondientes al edificio de 12 niveles ubicado en suelo blando, diseñado con la combinación 23.

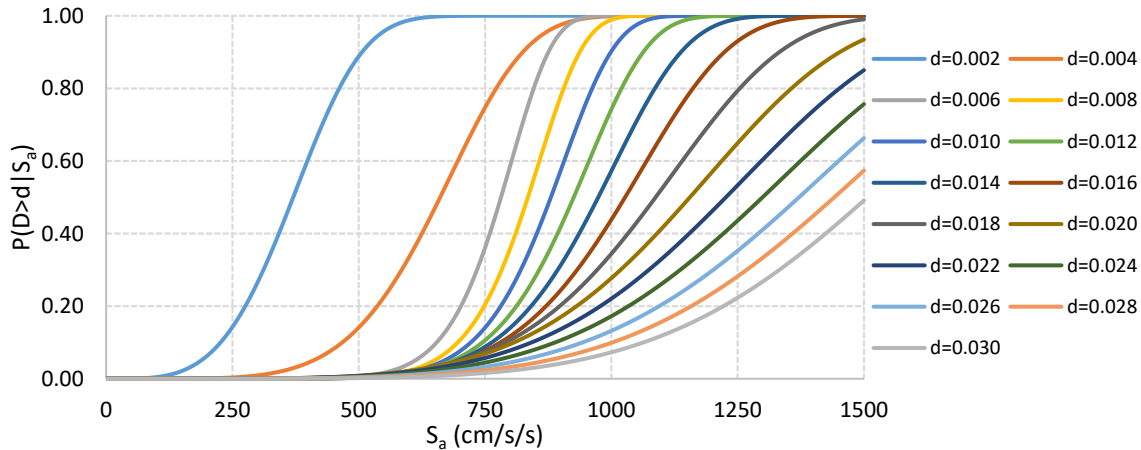


Figura 5.10. Curvas de fragilidad correspondiente al edificio de 12 niveles ubicado en suelo blando y diseñado con la combinación 23

En la figura 5.10 se puede observar que la probabilidad de excedencia asociada a un valor de distorsión d , se incrementa a medida que el valor de intensidad es mayor. Esto se debe a que las distorsiones máximas de entrepiso aumentan de valor al momento de incrementar la intensidad, por lo que se hace más probable de exceder un valor de distorsión d . También se observa que para una misma intensidad, la probabilidad de excedencia disminuye conforme el valor de distorsión aumenta. En la figura 5.11 se muestra un conjunto de curvas de fragilidad para un sólo valor de distorsión, considerando las combinaciones 23 a 31, correspondientes al edificio de 12 niveles ubicado en suelo blando.

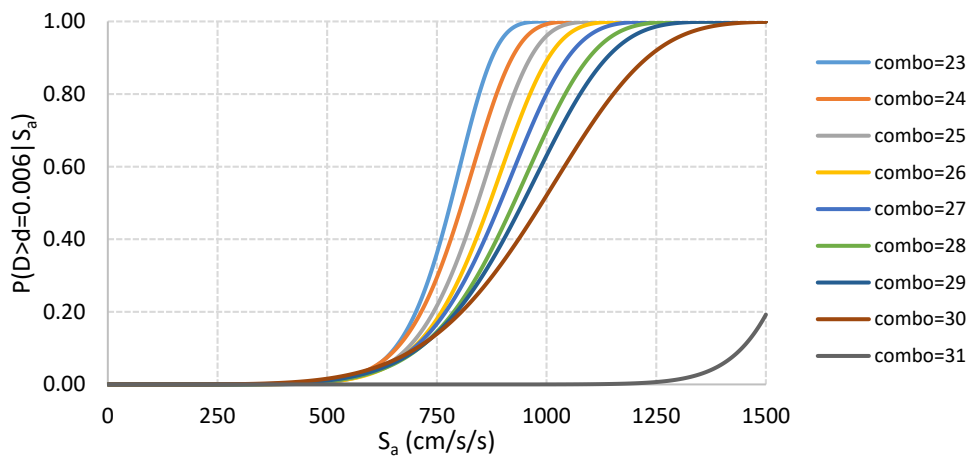


Figura 5.11. Curvas de fragilidad correspondiente al edificio de 12 niveles ubicado en suelo blando, considerando varias combinaciones de carga

En la figura 5.11 se observa que para una misma intensidad, la probabilidad de excedencia disminuye conforme el número de combinación aumenta. Esto se debe a que en estas combinaciones se mantiene constante el valor del factor de carga muerta, F_{CM} , y el valor del factor de carga viva, F_{CV} , sólo se aumenta el valor del factor de carga sísmica, F_{CS} , conforme aumenta el número de combinación (ver tabla 5.2). Por ello los edificios diseñados con un valor alto de F_{CS} son menos vulnerables, por lo que la probabilidad de exceder un valor de distorsión d disminuye, debido a que estos edificios tienen mayores dimensiones y mayores cantidades de acero en los elementos estructurales, que los edificios diseñados con valores pequeños de F_{CS} .

Una vez que se conoce las curvas de peligro sísmico y las curvas de fragilidad, se evalúa las curvas de peligro de demanda estructural proponiendo un intervalo de valores de distorsión. Retomando la ec. 2.1 (que es igual a la ec. 2.36), la tasa de excedencia de distorsión, $v(d)$, se define con la siguiente expresión:

$$v_D(d) = \int \left| \frac{d v(S_a)}{d S_a} \right| \Pr(D > d | S_a) d S_a$$

En los conjuntos de figuras 5.12 a 5.14 y 5.15 a 5.17 se muestran las curvas de peligro de demanda para los diferentes edificios diseñados con las distintas combinaciones (combo) (ver tabla 5.2), ubicados en suelo firme y blando, respectivamente. El límite de 0.03 para la DME corresponde al valor propuesto en las NTCDS-2004.

Suelo firme:

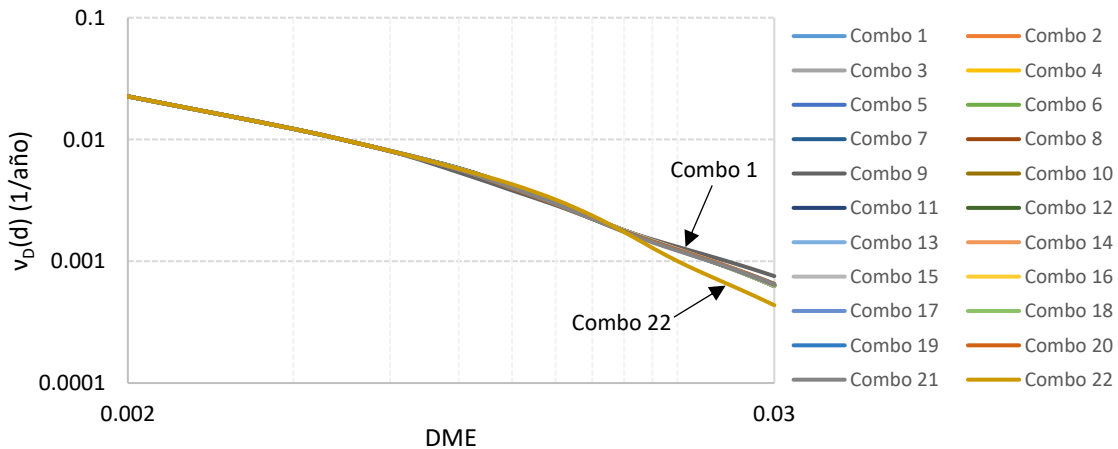


Figura 5.12. Curvas de peligro de demanda estructural para edificio de 4 niveles

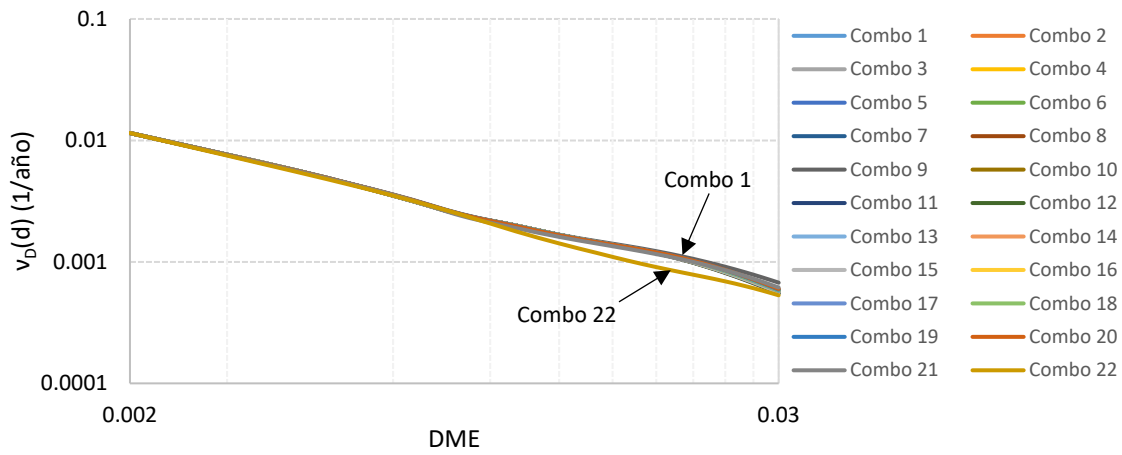


Figura 5.13. Curvas de peligro de demanda estructural para edificio de 7 niveles

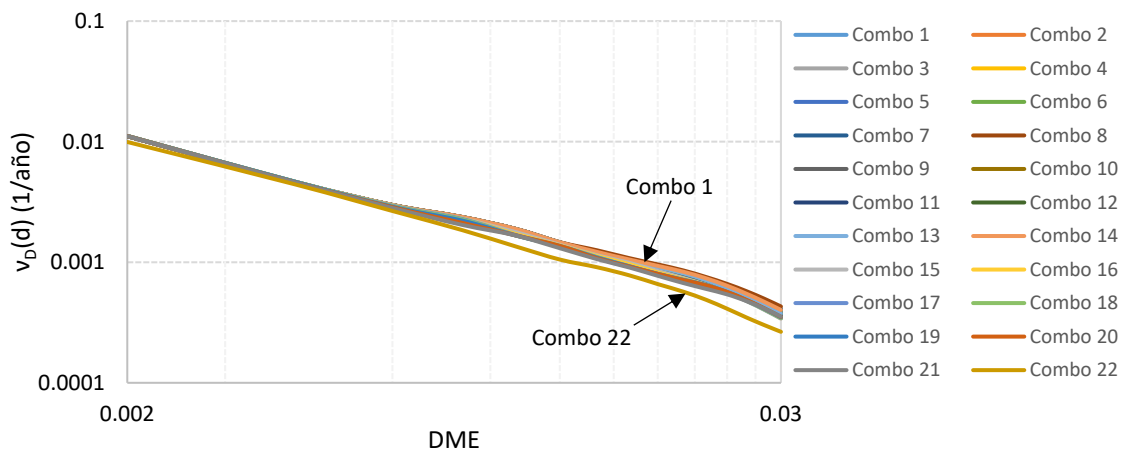


Figura 5.14. Curvas de peligro de demanda estructural para edificio de 10 niveles

Suelo blando:

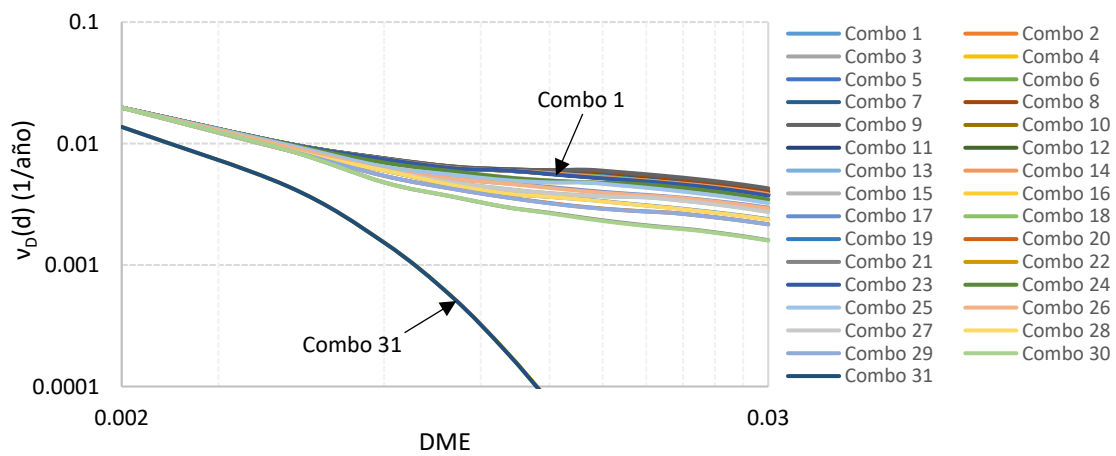


Figura 5.15. Curvas de peligro de demanda estructural para edificio de 6 niveles

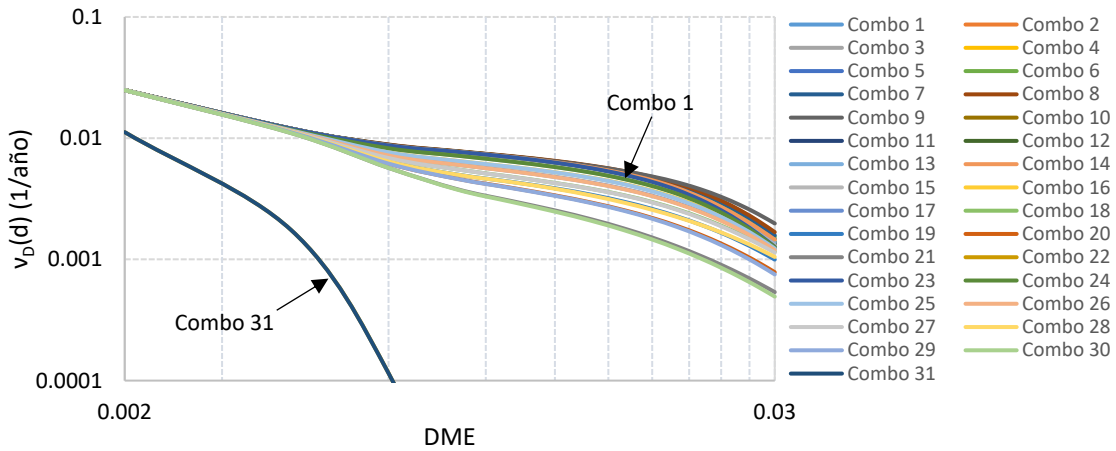


Figura 5.16. Curvas de peligro de demanda estructural para edificio de 12 niveles

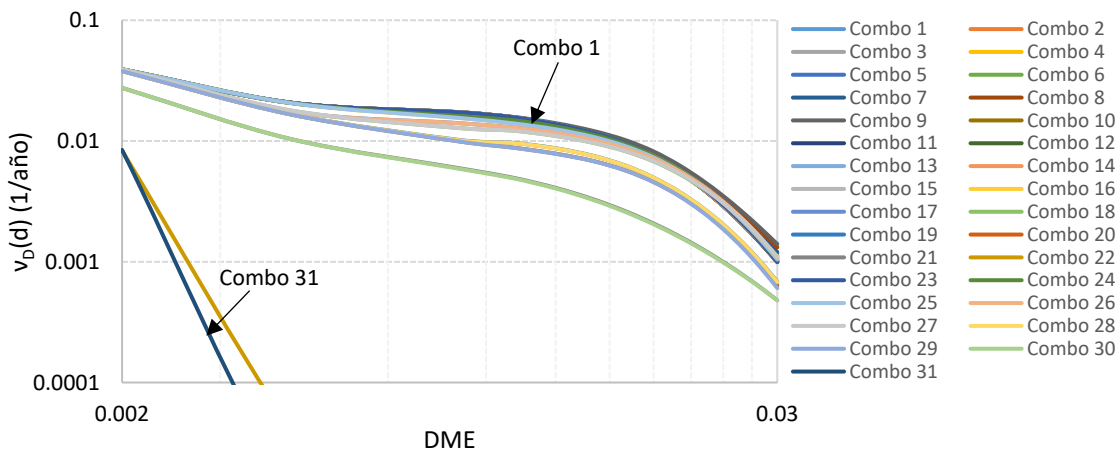


Figura 5.17. Curvas de peligro de demanda estructural para edificio de 16 niveles

En las figuras 5.12 a 5.17 se observa que las mayores diferencias entre las tasas de excedencia, $v_D(d)$, de los diferentes diseños se presentan en valores grandes de distorsiones máximas de entrepiso, debido a que para estos valores de distorsiones, la estructura se comporta de manera inelástica. Además, se observa que las tasas de excedencia, $v_D(d)$, de los diseños en suelo firme son similares a excepción de la combinación 22 para periodos de retorno grandes ($T_r > 1000$ años), mientras que en suelo blando las diferencias entre las tasas de excedencia son más notorias, sobre todo cuando se aumenta el factor de carga sísmica (F_{cs}) en los diseños, por lo que se deduce que el efecto sísmico influye de manera más importante en los edificios diseñados en suelo blando que en suelo firme.

5.4 ANÁLISIS DE COSTOS

5.4.1 Simulación de la demanda estructural

La distorsión máxima de entrepiso, DME, es el parámetro elegido para medir el daño estructural y se obtiene de la curva de peligro de demanda estructural a partir de simulaciones (mediante el método de transformación inversa, ver sección 3.1).

Se parte de la hipótesis que los tiempos de ocurrencia de los eventos sísmicos siguen un proceso de Poisson, por lo que los intervalos de tiempo de espera de las demandas también están gobernados por este proceso. Así, los tiempos de espera, Δt , entre eventos se modelan con una distribución de probabilidad exponencial (ver ec. 3.4). La tasa de excedencia anual de distorsiones, $\nu_D(d)$, se evalúa utilizando la ec. 3.5 y se estiman las respectivas demandas estructurales sísmicas a partir de la curva de peligro de demanda de distorsiones.

Finalmente, con las demandas estructurales y los intervalos de tiempo de espera evaluados, se forman escenarios de demanda, considerando una vida útil de la estructura de 50 años. En la figura 5.18a se muestra uno de los escenarios de demandas estructurales simuladas, DME, correspondientes al edificio de 10 niveles ubicado en suelo firme diseñado con la combinación 1, mientras que en la figura 5.18b se muestra uno de los escenarios de demandas estructurales simuladas correspondientes al edificio de 12 niveles ubicado en suelo blando diseñado con la combinación 1.

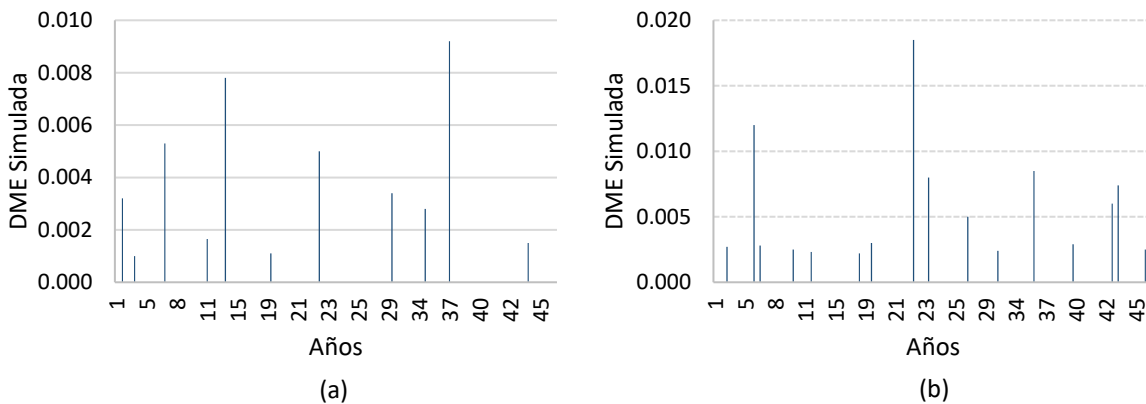


Figura 5.18. Escenario de DME simuladas a partir de la curva de peligro de demanda (a) para el edificio de 10 niveles, ubicado en suelo firme y (b) para el edificio de 12 niveles, ubicado en suelo blando diseñado con la combinación 1

5.4.2 Costo total esperado en la vida útil de las estructuras

El costo total esperado está integrado por el costo inicial, C_I , y el costo esperado asociado a los daños, C_d , que ocurre durante la vida útil de la estructura (ec. 2.6). A partir de los volúmenes de material (tabla 5.4) correspondiente al edificio de 12 niveles ubicado en suelo blando, se obtiene el costo inicial $C_I=29.60$ millones de pesos (mdp), al aplicar la ec. 3.9.

Tabla 5.4. Costo de material correspondiente al edificio de 12 niveles ubicado en suelo blando

Material	Costo unitario	Cantidad	Total
Concreto ($f_c=250$ kg/cm ²)	\$ 2,000.00/m ³	4086.02 m ³	\$ 8,172,032.00
Acero	\$ 13,000.00/Ton	551.12 Ton	\$ 7,164,574.15
		CM= Σ =	\$ 15,336,606.15

Por otra parte, el costo esperado asociado a los daños (ver sección 3.2.2) que ocurre durante la vida útil de la estructura, se estima a partir de las distorsiones máximas de entrepiso simuladas, DME. El ejemplo del edificio de 12 niveles ubicado en suelo blando cuenta con 3 crujiás de 8 m en ambas direcciones, y área de 6912 m². De la tabla 5.3 se obtiene la distorsión asociada al estado límite de servicio $\delta_y = 0.003$ y la distorsión asociada al estado límite de colapso $\delta_u = 0.0617$ para la combinación 1.

A continuación, se estiman los costos por daños para el año 22.5, correspondiente a un valor máximo simulado DME=0.0185 según la figura 5.18b. El índice de daño, ID, se obtiene al aplicar la ec. 2.4:

$$ID = \frac{0.0185 - 0.003}{0.0617 - 0.003} = 0.26$$

Costo por reparación o por reconstrucción (ec. 3.11):

$$C_{PR} = 29.60(0.26^2) = 2.00 \text{ mdp}$$

Costo por pérdida de contenido (ec. 3.12):

$$C_{PC} = 0.5(29.60)(0.26) = 3.85 \text{ mdp}$$

Costo por pérdidas indirectas (ec. 3.13):

$$C_{PI} = 250(24)(6912)(0.26^2) = 2.80 \text{ mdp}$$

Costo por pérdida de vidas: para el edificio con área de colapso de 6912 m², el número estimado de muertos, aplicando la ec. 3.15, es aproximadamente $995.3(6.912)^{2.34}/[188 + 6.912^{2.34}] = 327$; por lo tanto, el número de muertos por unidad de área es 0.0473/m², los cuales se supone representan el 75% de las personas dentro del edificio. En este estudio se considera el caso de colapso incipiente y se supone que sólo el 5% de las personas dentro del edificio pierden la vida, por lo que el número de muertos dentro del edificio cerca del colapso, aplicando la ec. 3.16, es $327 * 0.05/0.75 = 22$; entonces el número de muertos por unidad de área asociado al estado límite cercano al colapso es 0.00318/m². Finalmente, el costo por pérdida de vidas se obtiene al aplicar la ec. 3.17:

$$C_{PV} = 22(3.9)(0.26^4) = 0.39 \text{ mdp}$$

Costo por lesiones (ec. 3.18):

$$C_{PL} = [0.1(3.9) + 0.9(0.023)](0.0168)(6912)(0.26^2) = 3.22 \text{ mdp}$$

El costo por daños se obtiene de la suma de los costos por reparación o reconstrucción, por pérdida de contenidos, por pérdidas indirectas, por pérdida de vidas y por lesiones. Así aplicando la ec. 3.10, el costo asociado a los daños para el año 22.5 es:

$$C_d = C_{PR} + C_{PC} + C_{PI} + C_{PV} + C_{PL} = 12.26 \text{ mdp}$$

En la figura 5.19 se observan los costos asociados a los daños para las demás demandas estructurales evaluadas en cada instante de tiempo durante la vida útil de la estructura, debidamente transportados al valor presente del dinero (ec. 2.5). En este estudio se supone una tasa de interés anual del 5%.

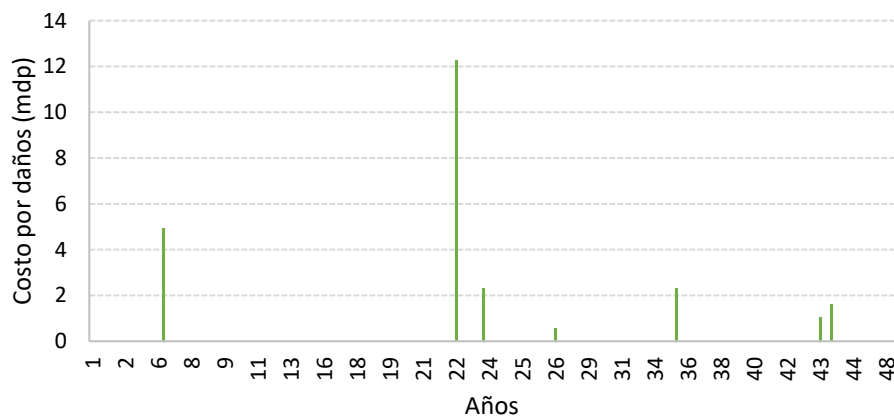


Figura 5.19. Costos asociados a los daños durante la vida útil del edificio de 12 niveles, ubicado en suelo blando y diseñado con la combinación 1

El costo asociado a los daños durante la vida útil de la estructura se obtiene de la suma de los costos generados en cada instante de tiempo (Figura 5.19). Así, para este caso el costo por daños es $C_d=25.01$ mdp. El costo total (ec. 2.6) para el escenario simulado de demandas estructurales (Figura 5.18b) resulta de sumar el costo inicial y el costo asociado a los daños:

$$C_T = 29.60 + 25.01 = 54.61 \text{ mdp}$$

En la figura 5.19 se observa como ciertas demandas estructurales (ej. $DME=0.0027$ en el año 1) no generan ningún costo por daños, debido a que la estructura no rebasa el estado límite de servicio (intervalo elástico).

El costo total previamente obtenido corresponde únicamente al considerar la simulación de un solo escenario de demandas estructurales; sin embargo, para obtener el costo total esperado, se toma el valor medio (promedio) que resulta de considerar 100,000 simulaciones de escenarios de demandas estructurales para una misma combinación de factores de carga.

5.5 RESULTADOS

La metodología previamente descrita se aplicó a los dos grupos de edificios de concreto reforzado diseñados con las diferentes combinaciones de factores de carga indicadas en la tabla 5.2. Los grupos corresponden a los dos tipos de suelo considerados: firme y blando. Los costos que se presentan están transportados al valor presente del dinero (ec. 2.5), considerando una tasa de interés anual del 5%. Además, con la ec. 2.2 se estimó la tasa media anual de falla estructural y se verificó que la combinación de factores de carga a elegir presente una tasa anual de falla menor o igual que la implícita en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (2004).

A continuación, se muestran los resultados correspondientes a sistemas ubicados en los dos tipos de suelo: firme y blando.

5.5.1 Suelo firme

En esta sección se presentan resultados del grupo de edificios con 4, 7 y 10 niveles que se ubican en suelo firme (con periodo dominante $T_s \approx 0.5s$) de la Ciudad de México. Este tipo de suelo corresponde a la zonificación Tipo I del RCDF-2004.

En la tabla 5.5 se muestra el resumen de cada uno de los costos normalizados con respecto al costo inicial de la combinación 1, $C_i(1)$, que puede esperarse en la vida útil del edificio de 4 niveles. En la última columna se presenta la tasa media anual de falla estructural, v_f , correspondiente a cada combinación de carga.

Tabla 5.5. Resumen de costos normalizados para el edificio de 4 niveles

Combinación	$C_i/C_i(1)$	$C_{PR}/C_i(1)$	$C_{PC}/C_i(1)$	$C_{PI}/C_i(1)$	$C_{PL}/C_i(1)$	$C_{PV}/C_i(1)$	$C_d/C_i(1)$	$C_T/C_i(1)$	v_f
1	1.000	0.018	0.058	0.071	0.082	0.001	0.231	1.231	2.37E-07
2*	1.002	0.018	0.057	0.073	0.084	0.001	0.234	1.237	3.58E-07
3*	1.005	0.018	0.059	0.072	0.083	0.001	0.232	1.237	3.62E-07
4	1.008	0.017	0.056	0.066	0.076	0.001	0.216	1.224	2.02E-07
5	1.011	0.017	0.053	0.067	0.077	0.001	0.215	1.226	2.19E-07
6	1.015	0.016	0.052	0.063	0.073	0.001	0.205	1.220	1.68E-07
7	1.019	0.016	0.053	0.064	0.074	0.001	0.209	1.228	2.21E-07
8	1.027	0.017	0.055	0.068	0.078	0.001	0.221	1.247	1.96E-07
9	1.095	0.017	0.054	0.061	0.071	0.001	0.204	1.299	1.85E-07
10*	1.001	0.019	0.059	0.074	0.086	0.001	0.239	1.240	3.83E-07
11*	1.002	0.019	0.060	0.076	0.088	0.001	0.244	1.246	3.71E-07
12*	1.003	0.018	0.059	0.072	0.083	0.001	0.233	1.236	2.51E-07
13*	1.003	0.019	0.061	0.077	0.089	0.001	0.248	1.251	2.52E-07
14	1.011	0.019	0.061	0.076	0.088	0.001	0.246	1.257	2.30E-07
15	1.004	0.018	0.057	0.070	0.081	0.001	0.227	1.230	2.24E-07
16	1.007	0.017	0.056	0.066	0.076	0.001	0.216	1.224	2.34E-07
17	1.011	0.017	0.053	0.067	0.077	0.001	0.215	1.227	2.08E-07
18	1.015	0.015	0.050	0.059	0.068	0.001	0.194	1.209	2.21E-07
19	1.019	0.015	0.048	0.058	0.067	0.001	0.188	1.207	1.99E-07
20	1.023	0.014	0.045	0.056	0.065	0.001	0.181	1.204	2.07E-07
21	1.037	0.014	0.046	0.054	0.062	0.001	0.177	1.214	1.91E-07
22	1.172	0.014	0.046	0.047	0.054	0.001	0.162	1.334	1.39E-07

*Combinaciones que se descartan por tener una tasa de falla estructural mayor que la implícita en el RCDF-2004 (combinación 1). C_i : Costo inicial; C_{PR} : Costo esperado por reparación o por reconstrucción; C_{PC} : Costo esperado por pérdida de contenido; C_{PI} : Costo esperado por pérdidas indirectas; C_{PV} : Costo esperado por pérdida de vidas; C_{PL} : Costo esperado por lesiones; C_d : costo esperado asociado a los daños; C_T : Costo total esperado en la vida útil del edificio.

En la tabla 5.5 se observa que la combinación 20 (indicada con letras negritas) genera el mínimo costo total, el cual es $(1.231-1.204)/1.231= 2\%$ menor que el costo que se obtiene con la combinación especificada en el RCDF-2004 (combinación 1); por lo que esta diferencia es muy baja.

En la tabla 5.6 se muestra el resumen de cada uno de los costos normalizados con respecto al costo inicial de la combinación 1, $C_i(1)$, que puede esperarse en la vida útil del edificio de 7 niveles, así como la tasa media anual de falla estructural, v_f , para cada combinación de carga.

Tabla 5.6. Resumen de costos normalizados para el edificio de 7 niveles

Combinación	$C_i/C_i(1)$	$C_{PR}/C_i(1)$	$C_{PC}/C_i(1)$	$C_{PI}/C_i(1)$	$C_{PL}/C_i(1)$	$C_{PV}/C_i(1)$	$C_d/C_i(1)$	$C_T/C_i(1)$	v_f
1	1.000	0.013	0.036	0.042	0.048	0.003	0.142	1.142	5.64E-08
2	1.003	0.013	0.037	0.043	0.049	0.003	0.144	1.147	5.02E-08
3	1.006	0.013	0.037	0.043	0.049	0.003	0.145	1.151	4.58E-08
4*	1.009	0.013	0.037	0.043	0.049	0.003	0.145	1.154	6.73E-08
5*	1.013	0.013	0.037	0.043	0.049	0.003	0.145	1.158	7.27E-08
6	1.016	0.013	0.036	0.040	0.045	0.002	0.136	1.152	2.80E-08
7	1.019	0.012	0.034	0.038	0.043	0.002	0.129	1.149	2.22E-08
8	1.026	0.012	0.033	0.036	0.042	0.002	0.124	1.150	3.75E-08
9	1.066	0.011	0.031	0.032	0.037	0.002	0.113	1.179	2.44E-08
10	1.002	0.013	0.037	0.042	0.048	0.003	0.142	1.144	4.93E-08
11	1.005	0.013	0.037	0.043	0.049	0.003	0.144	1.149	4.83E-08
12	1.006	0.013	0.037	0.042	0.049	0.003	0.144	1.149	3.19E-08
13	1.008	0.013	0.037	0.043	0.049	0.003	0.145	1.153	4.58E-08
14	1.015	0.012	0.035	0.037	0.042	0.002	0.127	1.142	4.87E-08
15	1.005	0.013	0.036	0.041	0.047	0.003	0.140	1.145	2.89E-08
16	1.007	0.013	0.036	0.041	0.048	0.003	0.140	1.148	2.46E-08
17	1.012	0.012	0.034	0.039	0.045	0.002	0.132	1.144	2.16E-08
18	1.015	0.012	0.034	0.039	0.044	0.002	0.131	1.146	3.72E-08
19	1.019	0.012	0.033	0.038	0.043	0.002	0.128	1.147	3.42E-08
20	1.025	0.011	0.031	0.034	0.039	0.002	0.116	1.140	2.14E-08
21	1.041	0.011	0.030	0.033	0.038	0.002	0.114	1.155	2.47E-08
22	1.234	0.009	0.028	0.023	0.027	0.001	0.088	1.322	1.45E-08

*Combinaciones que se descartan por tener una tasa de falla estructural mayor que la implícita en el RCDF-2004 (combinación 1). C_i : Costo inicial; C_{PR} : Costo esperado por reparación o por reconstrucción; C_{PC} : Costo esperado por pérdida de contenido; C_{PI} : Costo esperado por pérdidas indirectas; C_{PV} : Costo esperado por pérdida de vidas; C_{PL} : Costo esperado por lesiones; C_d : costo esperado asociado a los daños; C_T : Costo total esperado en la vida útil del edificio.

En la tabla 5.6 se observa que la combinación 20 (indicada con letras negritas) genera el mínimo costo total, el cual es $(1.142-1.14)/1.142=0.2\%$ menor que el costo que se obtiene con la combinación especificada en el RCDF-2004 (combinación 1); por lo que esta diferencia es muy baja.

En la tabla 5.7 se muestra el resumen de cada uno de los costos normalizados con respecto al costo inicial de la combinación 1, $C_I(1)$, que puede esperarse en la vida útil del edificio de 10 niveles, así como la tasa media anual de falla estructural, v_f , para cada combinación de carga.

Tabla 5.7. Resumen de costos normalizados para el edificio de 10 niveles

Combinación	$C_I/C_I(1)$	$C_{PR}/C_I(1)$	$C_{PC}/C_I(1)$	$C_{PI}/C_I(1)$	$C_{PL}/C_I(1)$	$C_{PV}/C_I(1)$	$C_d/C_I(1)$	$C_T/C_I(1)$	v_f
1	1.000	0.012	0.034	0.037	0.043	0.004	0.130	1.130	7.33E-08
2	1.003	0.012	0.034	0.036	0.042	0.004	0.128	1.131	3.78E-08
3	1.007	0.012	0.035	0.038	0.044	0.004	0.134	1.141	5.37E-08
4*	1.011	0.013	0.036	0.041	0.047	0.005	0.143	1.154	9.20E-08
5*	1.015	0.013	0.036	0.041	0.047	0.005	0.142	1.157	7.99E-08
6*	1.019	0.013	0.036	0.040	0.046	0.005	0.141	1.160	7.49E-08
7	1.022	0.013	0.036	0.040	0.046	0.005	0.140	1.162	3.02E-08
8	1.031	0.013	0.035	0.038	0.044	0.004	0.134	1.165	4.23E-08
9	1.196	0.013	0.033	0.033	0.038	0.004	0.121	1.317	3.69E-08
10	1.001	0.012	0.034	0.038	0.043	0.004	0.132	1.133	6.77E-08
11	1.003	0.012	0.033	0.036	0.041	0.004	0.125	1.128	7.18E-08
12	1.005	0.012	0.034	0.037	0.043	0.004	0.129	1.134	4.24E-08
13	1.007	0.012	0.035	0.038	0.044	0.004	0.134	1.141	5.37E-08
14	1.017	0.013	0.037	0.041	0.047	0.005	0.143	1.160	7.29E-08
15	1.010	0.012	0.033	0.037	0.042	0.005	0.129	1.139	7.32E-08
16	1.020	0.012	0.034	0.036	0.042	0.004	0.128	1.148	3.71E-08
17	1.032	0.011	0.031	0.032	0.037	0.004	0.115	1.147	3.56E-08
18	1.043	0.011	0.029	0.033	0.038	0.004	0.115	1.157	1.09E-08
19	1.059	0.011	0.031	0.031	0.036	0.003	0.112	1.170	7.78E-09
20	1.072	0.010	0.029	0.028	0.032	0.003	0.100	1.173	6.66E-09
21	1.108	0.010	0.029	0.027	0.031	0.003	0.099	1.207	8.77E-09
22	1.353	0.007	0.021	0.016	0.018	0.001	0.063	1.416	1.34E-09

*Combinaciones que se descartan por tener una tasa de falla estructural mayor que la implícita en el RCDF-2004 (combinación 1). C_I : Costo inicial; C_{PR} : Costo esperado por reparación o por reconstrucción; C_{PC} : Costo esperado por pérdida de contenido; C_{PI} : Costo esperado por pérdidas indirectas; C_{PV} : Costo esperado por pérdida de vidas; C_{PL} : Costo esperado por lesiones; C_d : costo esperado asociado a los daños; C_T : Costo total esperado en la vida útil del edificio.

En la tabla 5.7 se observa que la combinación 11 (indicada con letras negritas) genera el mínimo costo total, el cual es $(1.13-1.128)/1.13=0.2\%$ menor que el costo que se obtiene con la combinación especificada en el RCDF-2004 (combinación 1); por lo que esta diferencia es muy baja.

En la tabla 5.8 se muestra el resumen de cada uno de los costos normalizados con respecto al costo inicial de la combinación 1, $C_i(1)$, que puede esperarse en promedio en la vida útil de los tres edificios (4, 7 y 10 niveles), para cada combinación de carga.

Tabla 5.8. Resumen de costos normalizados como el promedio de resultados de los tres edificios (4, 7 y 10 niveles)

Combinación	$C_i/C_i(1)$	$C_{PR}/C_i(1)$	$C_{PC}/C_i(1)$	$C_{PI}/C_i(1)$	$C_{PL}/C_i(1)$	$C_{PV}/C_i(1)$	$C_d/C_i(1)$	$C_T/C_i(1)$
1	1.000	0.013	0.037	0.042	0.049	0.003	0.144	1.144
2	1.003	0.013	0.037	0.042	0.048	0.003	0.144	1.147
3	1.007	0.013	0.038	0.043	0.049	0.004	0.147	1.154
4	1.010	0.014	0.038	0.044	0.051	0.004	0.151	1.161
5	1.014	0.014	0.038	0.044	0.051	0.004	0.150	1.164
6	1.017	0.013	0.038	0.042	0.049	0.004	0.146	1.164
7	1.021	0.013	0.037	0.042	0.048	0.004	0.144	1.165
8	1.029	0.013	0.037	0.041	0.047	0.003	0.140	1.169
9	1.146	0.013	0.034	0.036	0.041	0.003	0.127	1.273
10	1.001	0.013	0.037	0.043	0.049	0.004	0.146	1.147
11	1.003	0.013	0.037	0.042	0.048	0.003	0.143	1.147
12	1.005	0.013	0.037	0.042	0.049	0.003	0.144	1.149
13	1.007	0.013	0.038	0.044	0.050	0.004	0.149	1.156
14	1.016	0.013	0.039	0.043	0.050	0.004	0.149	1.165
15	1.008	0.013	0.037	0.042	0.048	0.004	0.143	1.150
16	1.015	0.013	0.036	0.041	0.047	0.004	0.141	1.156
17	1.024	0.012	0.034	0.038	0.043	0.003	0.130	1.154
18	1.031	0.012	0.032	0.037	0.043	0.003	0.128	1.159
19	1.043	0.011	0.033	0.036	0.041	0.003	0.124	1.167
20	1.053	0.010	0.031	0.032	0.037	0.002	0.113	1.166
21	1.080	0.010	0.031	0.032	0.036	0.002	0.112	1.192
22	1.298	0.008	0.026	0.021	0.024	0.001	0.081	1.379

C_i : Costo inicial; C_{PR} : Costo esperado por reparación o por reconstrucción; C_{PC} : Costo esperado por pérdida de contenido; C_{PI} : Costo esperado por pérdidas indirectas; C_{PV} : Costo esperado por pérdida de vidas; C_{PL} : Costo esperado por lesiones; C_d : costo esperado asociado a los daños; C_T : Costo total esperado en la vida útil del edificio.

En la tabla 5.8 se observa que, al analizar los tres edificios, la combinación 1 genera el mínimo costo total, asociada a $F_{CM}=1.1$, $F_{CV}=1.1$ y $F_{CS}=1.1$, que es la combinación que recomienda el RCDF-2004.

En las figuras 5.20, 5.21 y 5.22 se muestra el comportamiento de cada uno de los costos normalizados con respecto al costo inicial de la combinación 1, $C_1(1)$, que puede esperarse en la vida útil de los tres edificios (4, 7 y 10 niveles) cuando se varía: el factor de carga muerta (combinaciones 1 a 9), F_{CM} ; el factor de carga viva (combinación 1, más las combinaciones 10 a 14), F_{CV} ; y el factor de carga sísmica (combinación 1, más las combinaciones 15 a 22), F_{CS} ; respectivamente.

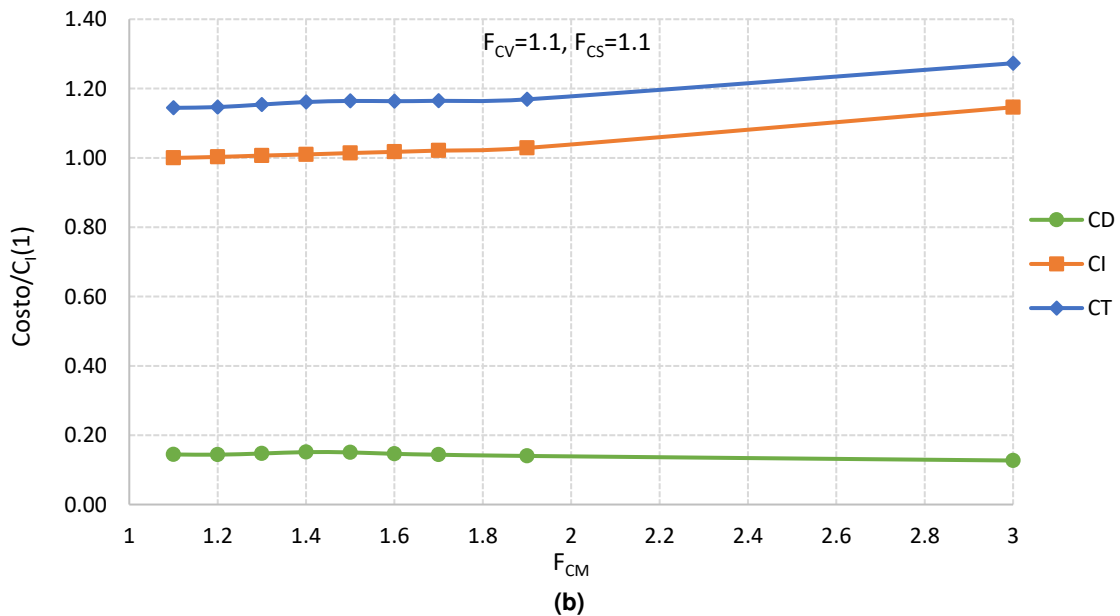
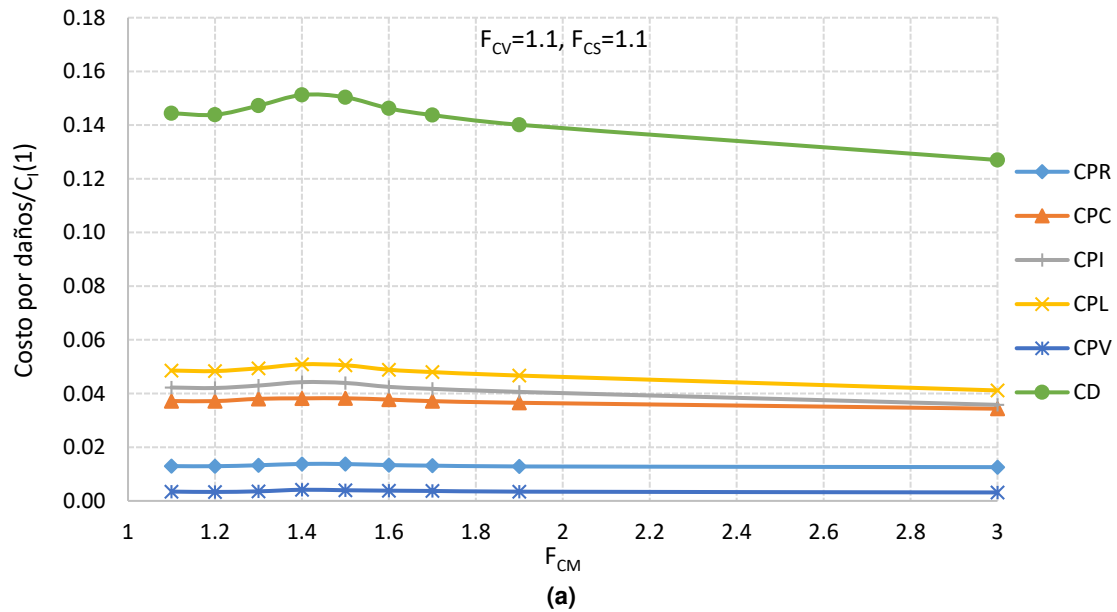


Figura 5.20. Costos esperados normalizados haciendo variar el F_{CM} : (a) costos asociados a los daños durante la vida útil y (b) costo inicial, por daños y total, considerando el promedio de los tres edificios (4, 7 y 10 niveles)

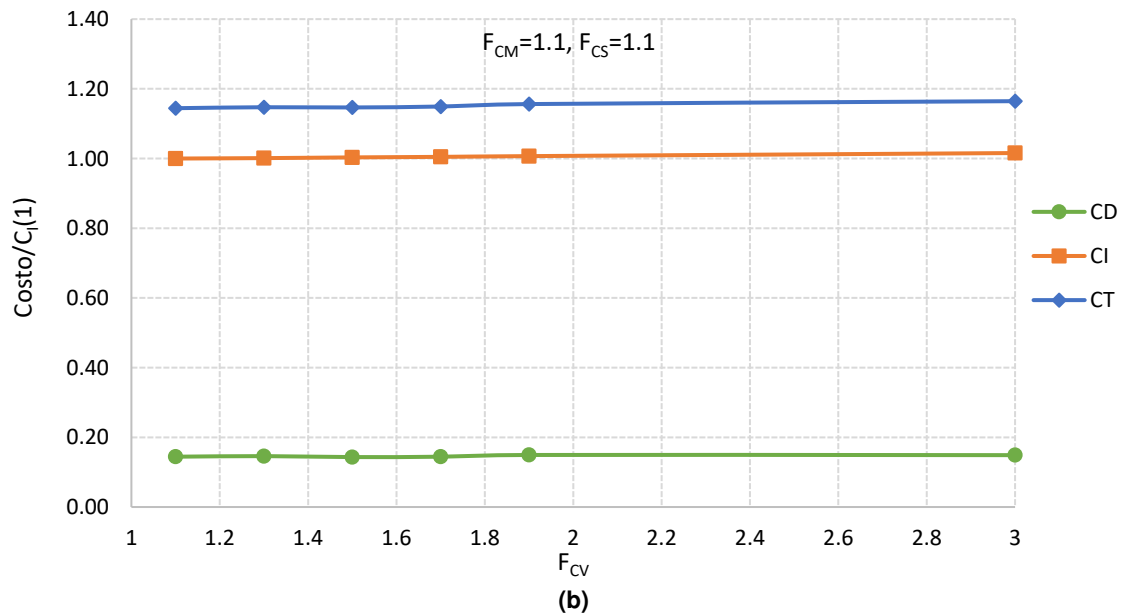
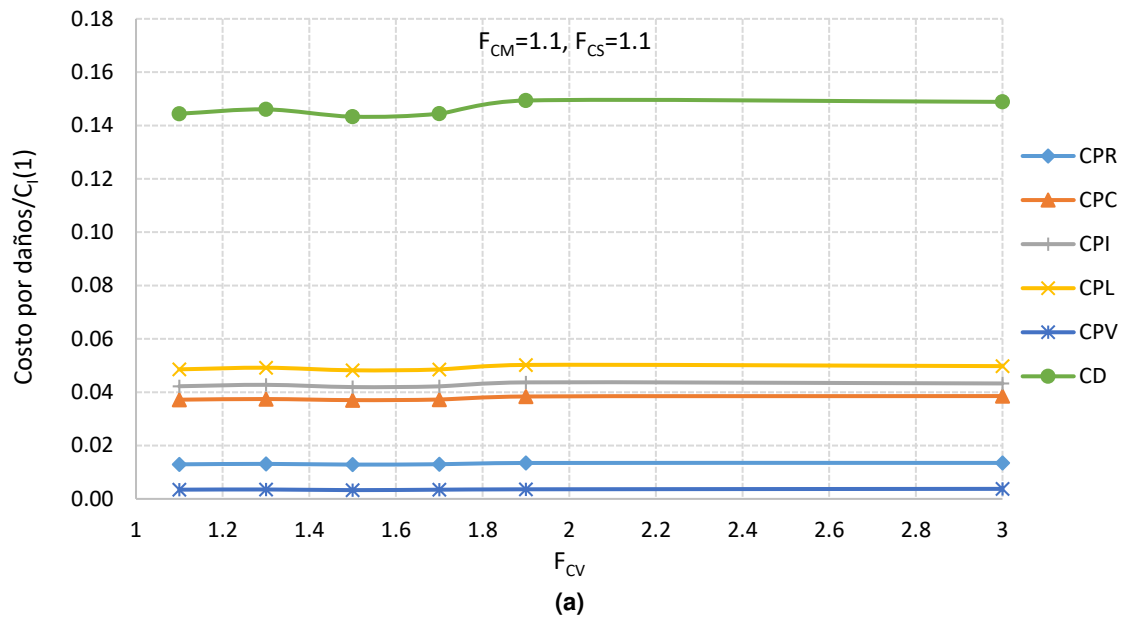


Figura 5.21. Costos esperados normalizados haciendo variar el F_{cv} : (a) costos asociados a los daños durante la vida útil y (b) costo inicial, por daños y total, considerando el promedio de los tres edificios (4, 7 y 10 niveles)

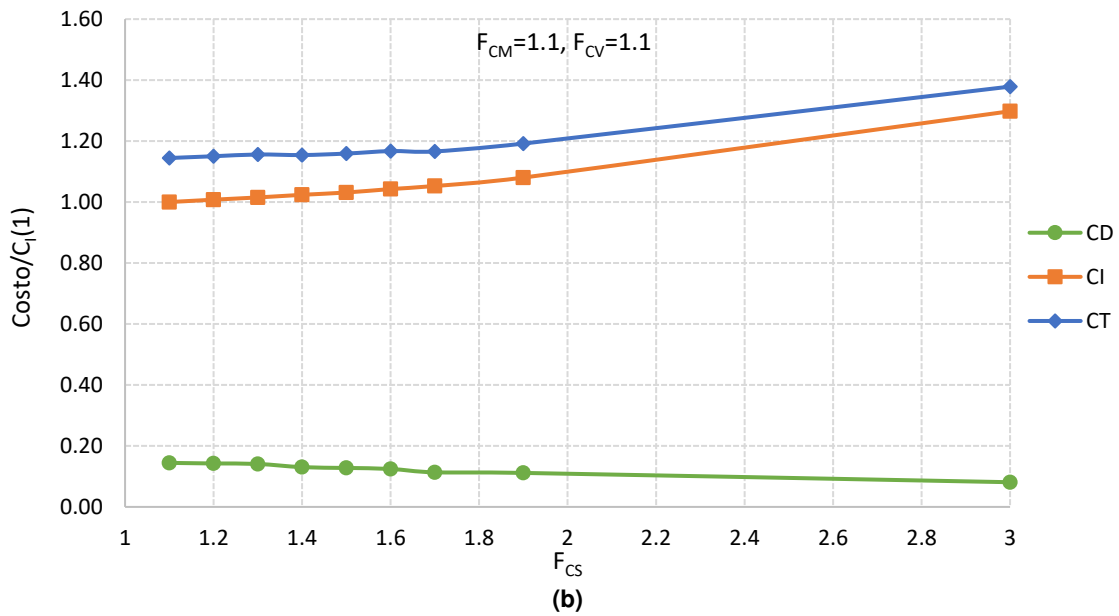
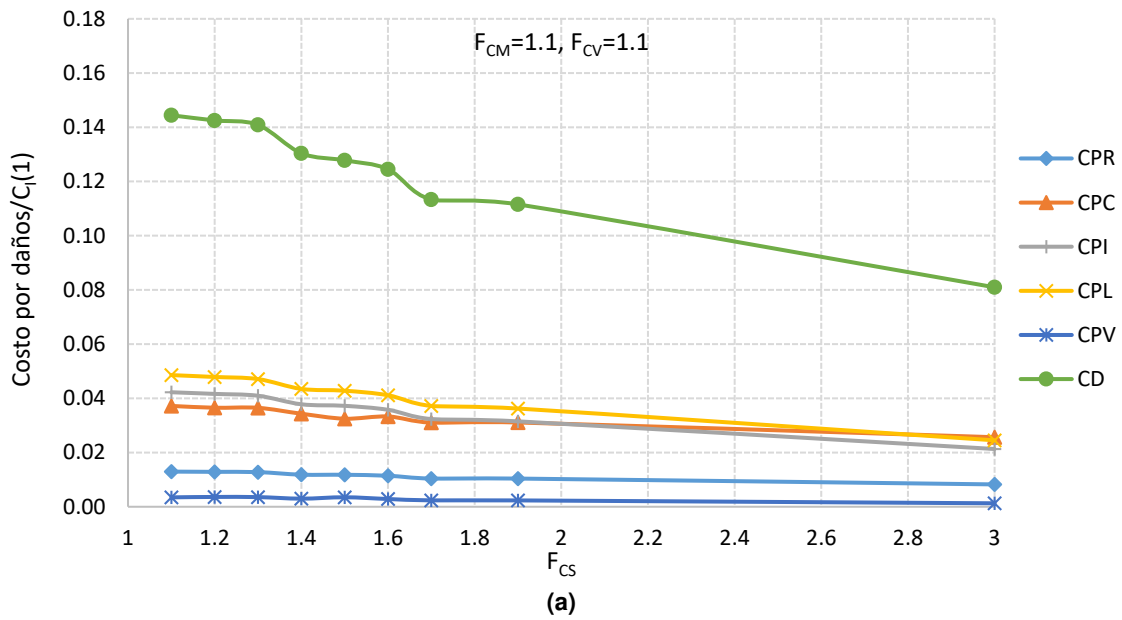


Figura 5.22. Costos esperados normalizados haciendo variar el F_{CS} : (a) costos asociados a los daños durante la vida útil y (b) costo inicial, por daños y total, considerando el promedio de los tres edificios (4, 7 y 10 niveles)

En las figuras 5.20a y 5.21a se observa una variación (disminución y aumento) del costo total esperado por daños conforme aumenta el factor de carga gravitacional (F_{CM} y F_{CV}). Este es un comportamiento anómalo, debido a que se espera que los costos esperados por daños deben disminuir conforme aumenta el factor de carga gravitacional (F_{CM} y F_{CV}). Este comportamiento se debe a que los diseños de los edificios localizados en suelo firme al variar el factor de carga muerta, F_{CM} , y el factor de carga viva, F_{CV} , resultan muy similares por lo que las curvas de peligro de demanda estructural son prácticamente las mismas, de esta forma los escenarios de demandas estructurales simuladas también son muy similares. Por otro lado, la incertidumbre en la distorsión asociada a la capacidad última (obtenida mediante ADI) también provoca que se presenten estas anomalías.

Los diseños de los edificios que más diferencia presentaron en cuanto a dimensiones y cantidades de acero en los elementos estructurales es cuando varía el F_{CS} (factor de carga por sismo, fig. 5.22), por lo que en estos diseños las curvas de peligro de demanda estructural tienen mayores diferencias entre sí. En este caso el comportamiento del costo total asociado a los daños es adecuado (conforme se aumenta el F_{CS} , el costo por daños disminuye).

En todos los casos el costo esperado por daños más significativo es el costo por lesiones, seguido del costo por pérdida indirecta, costo por contenido, costo por reparación y el menos significativo es el costo por pérdida de vidas. Esto depende en gran medida por la manera en que se propone el cálculo de los costos (ver capítulo 3), pero en realidad ningún costo resultó ser importante.

De las gráficas anteriores se puede observar que los costos totales esperados por daños son muy pequeños comparados con los costos iniciales, por lo que al final éstos no influyen de manera significativa al momento de seleccionar la combinación óptima de factores de carga para diseño sísmico en estructuras ubicadas en suelo firme. En este tipo de suelo la combinación óptima de factores de carga que produce el mínimo costo total es la asociada a un $F_{CM}=1.1$, $F_{CV}=1.1$ y $F_{CS}=1.1$, que es la que se recomienda en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (2004).

Por otra parte, el no considerar en el análisis los costos por pérdidas indirectas, de contenidos, pérdida de vidas y lesiones en el ciclo de vida de la estructura, no afecta el resultado final, de tal manera que se obtiene la misma combinación óptima.

5.5.2 Suelo blando

En lo que sigue se analiza el grupo de edificios de 6, 12 y 16 niveles que se ubican en suelo blando (con periodo dominante $T_s \approx 1.5s$) de la Ciudad de México. Este tipo de suelo corresponde a la zonificación tipo III_a del RCDF-2004.

En la tabla 5.9 se muestra el resumen de cada uno de los costos normalizados con respecto al costo inicial de la combinación 1, $C_i(1)$, que puede esperarse en la vida útil del edificio de 6 niveles. En la última columna se presenta la tasa media anual de falla estructural, v_f , correspondiente a cada combinación de carga.

Tabla 5.9. Resumen de costos normalizados para el edificio de 6 niveles

Combinación	$C_i/C_i(1)$	$C_{PR}/C_i(1)$	$C_{PC}/C_i(1)$	$C_{PI}/C_i(1)$	$C_{PL}/C_i(1)$	$C_{PV}/C_i(1)$	$C_d/C_i(1)$	$C_T/C_i(1)$	v_f
1	1.000	0.265	0.179	0.433	0.498	0.132	1.506	2.506	1.60E-03
2	1.000	0.235	0.180	0.377	0.434	0.087	1.314	2.313	1.32E-03
3	0.999	0.182	0.168	0.317	0.364	0.059	1.090	2.089	1.20E-03
4	0.997	0.152	0.171	0.302	0.348	0.049	1.022	2.020	1.14E-03
5	0.996	0.133	0.198	0.303	0.348	0.036	1.019	2.015	1.09E-03
6	0.996	0.144	0.205	0.318	0.365	0.048	1.060	2.056	1.04E-03
7	0.986	0.143	0.198	0.322	0.371	0.061	1.096	2.082	1.16E-03
8	0.988	0.156	0.209	0.358	0.411	0.048	1.182	2.169	1.00E-03
9*	1.005	0.246	0.194	0.404	0.464	0.084	1.392	2.397	1.65E-03
10	1.000	0.273	0.189	0.442	0.508	0.128	1.539	2.539	1.56E-03
11*	1.001	0.272	0.182	0.451	0.519	0.145	1.570	2.571	1.69E-03
12	1.001	0.267	0.179	0.438	0.503	0.137	1.524	2.525	1.55E-03
13	1.002	0.225	0.163	0.359	0.413	0.092	1.253	2.254	1.45E-03
14	1.002	0.162	0.172	0.307	0.353	0.051	1.046	2.048	1.28E-03
15	1.027	0.196	0.138	0.302	0.348	0.087	1.070	2.097	1.52E-03
16	1.055	0.137	0.151	0.258	0.296	0.042	0.883	1.938	8.53E-04
17	1.120	0.156	0.140	0.244	0.281	0.047	0.870	1.989	1.07E-03
18	1.149	0.164	0.133	0.235	0.271	0.051	0.854	2.002	1.48E-03
19	1.192	0.157	0.124	0.226	0.259	0.060	0.815	2.007	1.21E-03
20	1.231	0.153	0.123	0.208	0.240	0.050	0.774	2.005	9.58E-04
21	1.307	0.136	0.132	0.184	0.212	0.035	0.699	2.006	7.72E-04
22	1.782	0.080	0.105	0.093	0.106	0.016	0.400	2.182	4.12E-05
23	1.002	0.200	0.155	0.321	0.369	0.073	1.118	2.120	1.51E-03
24	1.027	0.192	0.149	0.295	0.339	0.069	1.043	2.071	1.52E-03
25	1.055	0.119	0.122	0.212	0.244	0.037	0.735	1.790	8.83E-04
26	1.123	0.127	0.111	0.196	0.225	0.039	0.698	1.821	9.80E-04
27	1.154	0.125	0.104	0.181	0.209	0.038	0.657	1.811	1.51E-03
28	1.194	0.120	0.102	0.174	0.200	0.041	0.637	1.831	1.10E-03
29	1.233	0.120	0.101	0.164	0.189	0.037	0.612	1.845	9.79E-04
30	1.309	0.107	0.106	0.145	0.167	0.027	0.553	1.862	8.14E-04
31	1.793	0.069	0.098	0.080	0.092	0.012	0.352	2.145	5.70E-05

*Combinaciones que se descartan por tener una tasa de falla estructural mayor que la implícita en el RCDF-2004 (combinación 1).
 C_i : Costo inicial; C_{PR} : Costo esperado por reparación o por reconstrucción; C_{PC} : Costo esperado por pérdida de contenido; C_{PI} : Costo esperado por pérdidas indirectas; C_{PV} : Costo esperado por pérdida de vidas; C_{PL} : Costo esperado por lesiones; C_d : costo esperado asociado a los daños; C_T : Costo total esperado en la vida útil del edificio.

En la tabla 5.9 se observa que la combinación 25 (indicada con letras negritas) genera el mínimo costo total, el cual es $(2.506-1.79)/2.506= 28\%$ menor que el costo que se obtiene con la combinación especificada en el RCDF-2004 (combinación 1).

En la tabla 5.10 se muestra el resumen de cada uno de los costos normalizados con respecto al costo inicial de la combinación 1, $C_i(1)$, que puede esperarse en la vida útil del edificio de 12 niveles, así como la tasa media anual de falla estructural, v_f , para cada combinación de carga.

Tabla 5.10. Resumen de costos normalizados para el edificio de 12 niveles

Combinación	$C_i/C_i(1)$	$C_{PR}/C_i(1)$	$C_{PC}/C_i(1)$	$C_{PI}/C_i(1)$	$C_{PL}/C_i(1)$	$C_{PV}/C_i(1)$	$C_d/C_i(1)$	$C_T/C_i(1)$	v_f
1	1.000	0.116	0.153	0.162	0.186	0.087	0.703	1.703	1.36E-04
2	1.001	0.111	0.150	0.156	0.179	0.080	0.676	1.678	1.06E-04
3	0.999	0.108	0.147	0.152	0.175	0.076	0.658	1.657	1.01E-04
4	0.993	0.105	0.144	0.148	0.170	0.071	0.639	1.632	1.02E-04
5	0.991	0.101	0.133	0.143	0.164	0.075	0.615	1.606	1.15E-04
6	0.989	0.099	0.132	0.140	0.161	0.071	0.602	1.591	1.11E-04
7	0.988	0.097	0.132	0.137	0.158	0.067	0.591	1.579	1.28E-04
8	0.985	0.094	0.133	0.134	0.154	0.059	0.573	1.558	1.30E-04
9*	1.002	0.107	0.129	0.149	0.172	0.087	0.644	1.646	2.91E-04
10	1.001	0.115	0.152	0.161	0.185	0.085	0.699	1.700	1.29E-04
11	1.002	0.115	0.152	0.160	0.184	0.085	0.696	1.698	1.31E-04
12	1.003	0.107	0.148	0.150	0.172	0.074	0.651	1.654	1.01E-04
13	1.002	0.106	0.147	0.148	0.170	0.071	0.642	1.645	1.04E-04
14	1.002	0.108	0.145	0.151	0.173	0.076	0.653	1.655	1.36E-04
15	1.034	0.107	0.143	0.145	0.167	0.076	0.638	1.673	9.17E-05
16	1.071	0.093	0.125	0.122	0.140	0.065	0.545	1.615	1.19E-04
17	1.101	0.078	0.110	0.100	0.115	0.048	0.451	1.552	8.58E-05
18	1.145	0.077	0.102	0.095	0.109	0.052	0.435	1.581	1.09E-04
19	1.187	0.076	0.098	0.090	0.104	0.054	0.423	1.609	1.27E-04
20	1.227	0.065	0.095	0.075	0.086	0.033	0.360	1.586	3.79E-05
21	1.326	0.054	0.077	0.057	0.066	0.033	0.287	1.613	7.17E-05
22	2.248	0.003	0.014	0.002	0.002	0.000	0.020	2.268	4.36E-05
23	1.002	0.108	0.147	0.151	0.174	0.077	0.658	1.660	1.15E-04
24	1.035	0.101	0.142	0.137	0.158	0.066	0.605	1.640	5.75E-05
25	1.072	0.098	0.129	0.128	0.147	0.071	0.571	1.644	1.07E-04
26	1.106	0.076	0.110	0.097	0.111	0.044	0.438	1.544	7.92E-05
27	1.147	0.072	0.094	0.089	0.102	0.051	0.408	1.554	9.87E-05
28	1.190	0.071	0.093	0.084	0.096	0.049	0.393	1.583	8.53E-05
29	1.235	0.062	0.088	0.070	0.081	0.029	0.343	1.577	3.05E-05
30	1.340	0.052	0.079	0.055	0.063	0.029	0.278	1.617	6.89E-05
31	2.257	0.003	0.014	0.002	0.002	0.000	0.020	2.277	4.45E-05

*Combinaciones que se descartan por tener una tasa de falla estructural mayor que la implícita en el RCDF-2004 (combinación 1).
 C_i : Costo inicial; C_{PR} : Costo esperado por reparación o por reconstrucción; C_{PC} : Costo esperado por pérdida de contenido; C_{PI} : Costo esperado por pérdidas indirectas; C_{PV} : Costo esperado por pérdida de vidas; C_{PL} : Costo esperado por lesiones; C_d : costo esperado asociado a los daños; C_T : Costo total esperado en la vida útil del edificio.

En la tabla 5.10 se observa que la combinación 26 (indicada con letras negritas) genera el mínimo costo total, el cual es $(1.703-1.544)/1.703= 9\%$ menor que el costo que se obtiene con la combinación especificada en el RCDF-2004 (combinación 1).

En la tabla 5.11 se muestra el resumen de cada uno de los costos normalizados con respecto al costo inicial de la combinación 1, $C_i(1)$, que puede esperarse en la vida útil del edificio de 16 niveles, así como la tasa media anual de falla estructural, v_f , para cada combinación de carga.

Tabla 5.11. Resumen de costos normalizados para el edificio de 16 niveles

Combinación	$C_i/C_i(1)$	$C_{PR}/C_i(1)$	$C_{PC}/C_i(1)$	$C_{PI}/C_i(1)$	$C_{PL}/C_i(1)$	$C_{PV}/C_i(1)$	$C_d/C_i(1)$	$C_T/C_i(1)$	v_f
1	1.000	0.267	0.255	0.307	0.451	0.092	1.372	2.372	3.13E-03
2	0.996	0.271	0.258	0.312	0.443	0.100	1.385	2.381	2.23E-03
3	0.991	0.245	0.232	0.282	0.434	0.076	1.270	2.261	2.46E-03
4	0.977	0.239	0.223	0.275	0.427	0.072	1.236	2.214	2.44E-03
5	0.974	0.245	0.228	0.282	0.429	0.077	1.261	2.235	3.01E-03
6	0.970	0.251	0.233	0.289	0.419	0.086	1.279	2.249	2.82E-03
7	0.967	0.254	0.234	0.292	0.419	0.087	1.287	2.254	2.96E-03
8*	0.964	0.283	0.261	0.326	0.438	0.110	1.419	2.383	4.11E-03
9*	1.036	0.323	0.319	0.371	0.509	0.135	1.658	2.694	2.40E-02
10	0.999	0.290	0.277	0.334	0.467	0.111	1.480	2.479	2.63E-03
11	0.999	0.295	0.281	0.339	0.473	0.113	1.500	2.499	2.84E-03
12*	0.998	0.297	0.283	0.341	0.475	0.115	1.510	2.508	3.30E-03
13	0.999	0.283	0.270	0.325	0.462	0.105	1.445	2.444	2.52E-03
14	0.998	0.254	0.242	0.292	0.441	0.083	1.312	2.310	2.67E-03
15	1.042	0.213	0.212	0.245	0.390	0.067	1.127	2.169	2.74E-03
16	1.104	0.197	0.208	0.227	0.369	0.067	1.068	2.172	2.15E-03
17	1.148	0.189	0.207	0.217	0.353	0.067	1.033	2.181	2.77E-03
18	1.198	0.177	0.202	0.203	0.342	0.063	0.987	2.185	3.10E-03
19	1.364	0.159	0.207	0.183	0.338	0.065	0.953	2.317	1.53E-03
20	1.416	0.152	0.206	0.175	0.330	0.066	0.930	2.346	9.20E-04
21	1.629	0.120	0.186	0.137	0.279	0.071	0.793	2.421	6.30E-04
22	3.181	0.014	0.118	0.016	0.091	0.001	0.241	3.422	3.63E-04
23	1.005	0.254	0.244	0.292	0.443	0.084	1.317	2.322	2.74E-03
24	1.058	0.209	0.211	0.240	0.380	0.068	1.106	2.164	1.60E-03
25	1.113	0.203	0.216	0.234	0.367	0.075	1.095	2.208	1.51E-03
26	1.156	0.187	0.206	0.215	0.354	0.065	1.028	2.184	1.15E-03
27	1.207	0.174	0.200	0.200	0.344	0.060	0.978	2.186	1.68E-03
28	1.372	0.134	0.176	0.154	0.309	0.047	0.821	2.194	1.35E-03
29	1.426	0.132	0.180	0.152	0.296	0.054	0.814	2.240	7.47E-04
30	1.639	0.115	0.179	0.132	0.273	0.066	0.765	2.404	2.37E-03
31	3.343	0.016	0.138	0.019	0.114	0.001	0.288	3.631	9.84E-05

*Combinaciones que se descartan por tener una tasa de falla estructural mayor que la implícita en el RCDF-2004 (combinación 1).
 C_i : Costo inicial; C_{PR} : Costo esperado por reparación o por reconstrucción; C_{PC} : Costo esperado por pérdida de contenido; C_{PI} : Costo esperado por pérdidas indirectas; C_{PV} : Costo esperado por pérdida de vidas; C_{PL} : Costo esperado por lesiones; C_d : costo esperado asociado a los daños; C_T : Costo total esperado en la vida útil del edificio.

En la tabla 5.11 se observa que la combinación 24 (indicada con letras negritas) genera el mínimo costo total, el cual es $(2.372-2.164)/2.372= 9\%$ menor que el costo que se obtiene con la combinación especificada en el RCDF-2004 (combinación 1).

En la tabla 5.12 se muestra el resumen de cada uno de los costos normalizados con respecto al costo inicial de la combinación 1, $C_i(1)$, que puede esperarse en promedio en la vida útil de los tres edificios (6, 12 y 16 niveles), para cada combinación de carga.

Tabla 5.12. Resumen de costos normalizados como promedio de los tres edificios (6, 12 y 16 niveles)

Combinación	$C_i/C_i(1)$	$C_{PR}/C_i(1)$	$C_{PC}/C_i(1)$	$C_{PI}/C_i(1)$	$C_{PL}/C_i(1)$	$C_{PV}/C_i(1)$	$C_d/C_i(1)$	$C_T/C_i(1)$
1	1.000	0.216	0.216	0.265	0.364	0.093	1.153	2.153
2	0.998	0.215	0.217	0.263	0.354	0.093	1.141	2.139
3	0.994	0.195	0.199	0.240	0.342	0.075	1.052	2.047
4	0.983	0.189	0.193	0.234	0.336	0.070	1.022	2.005
5	0.981	0.190	0.194	0.236	0.334	0.074	1.028	2.009
6	0.978	0.193	0.197	0.240	0.329	0.078	1.038	2.016
7	0.975	0.194	0.198	0.241	0.328	0.079	1.040	2.015
8	0.972	0.212	0.214	0.263	0.341	0.089	1.119	2.091
9	1.023	0.245	0.248	0.298	0.392	0.116	1.299	2.322
10	1.000	0.230	0.230	0.282	0.374	0.103	1.219	2.219
11	1.000	0.232	0.231	0.285	0.378	0.106	1.232	2.232
12	1.000	0.231	0.231	0.282	0.374	0.102	1.220	2.220
13	1.000	0.220	0.222	0.267	0.360	0.093	1.162	2.163
14	1.000	0.199	0.205	0.245	0.345	0.079	1.073	2.073
15	1.038	0.176	0.184	0.215	0.312	0.071	0.958	1.997
16	1.090	0.158	0.176	0.193	0.288	0.065	0.880	1.970
17	1.130	0.149	0.170	0.179	0.269	0.059	0.826	1.957
18	1.177	0.142	0.164	0.168	0.259	0.059	0.793	1.970
19	1.294	0.131	0.165	0.154	0.254	0.061	0.766	2.060
20	1.341	0.123	0.164	0.143	0.242	0.054	0.726	2.067
21	1.507	0.098	0.146	0.113	0.203	0.056	0.616	2.123
22	2.783	0.014	0.082	0.016	0.062	0.002	0.176	2.959
23	1.004	0.202	0.206	0.246	0.347	0.081	1.082	2.086
24	1.048	0.171	0.184	0.208	0.302	0.067	0.933	1.982
25	1.096	0.163	0.181	0.197	0.286	0.071	0.897	1.993
26	1.137	0.146	0.168	0.174	0.264	0.057	0.809	1.946
27	1.184	0.137	0.159	0.161	0.254	0.056	0.766	1.950
28	1.300	0.112	0.143	0.132	0.231	0.047	0.666	1.966
29	1.350	0.108	0.144	0.125	0.217	0.044	0.639	1.988
30	1.519	0.093	0.141	0.107	0.195	0.051	0.588	2.106
31	2.885	0.015	0.093	0.017	0.075	0.001	0.201	3.086

C_i : Costo inicial; C_{PR} : Costo esperado por reparación o por reconstrucción; C_{PC} : Costo esperado por pérdida de contenido; C_{PI} : Costo esperado por pérdidas indirectas; C_{PV} : Costo esperado por pérdida de vidas; C_{PL} : Costo esperado por lesiones; C_d : costo esperado asociado a los daños; C_T : Costo total esperado en la vida útil del edificio.

De la tabla 5.12 se observa que, al analizar los tres edificios, la combinación 26 asociada a un $F_{CM}=1.0$, $F_{CV}=1.0$ y $F_{CS}=1.4$, genera el mínimo costo total, el cual es $(2.153-1.946)/2.153= 10\%$ menor que el costo que se obtiene con la combinación especificada en el RCDF-2004 (combinación 1).

En las figuras 5.23, 5.24 y 5.25 se muestra el comportamiento de cada uno de los costos normalizados con respecto al costo inicial de la combinación 1, $C_1(1)$, que puede esperarse en la vida útil de los tres edificios (6, 12 y 16 niveles) al momento de variar el factor de carga muerta (combinaciones 1 a 9), F_{CM} ; el factor de carga viva (combinación 1, más las combinaciones 10 a 14), F_{CV} ; y el factor de carga sísmica (combinaciones 23 a 31), F_{CS} ; respectivamente.

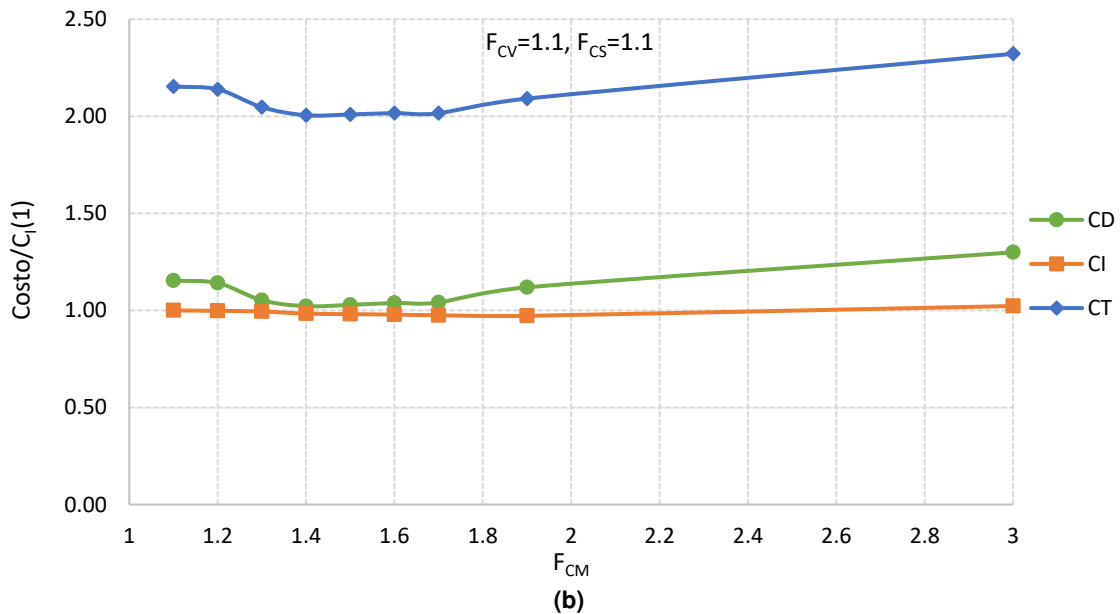
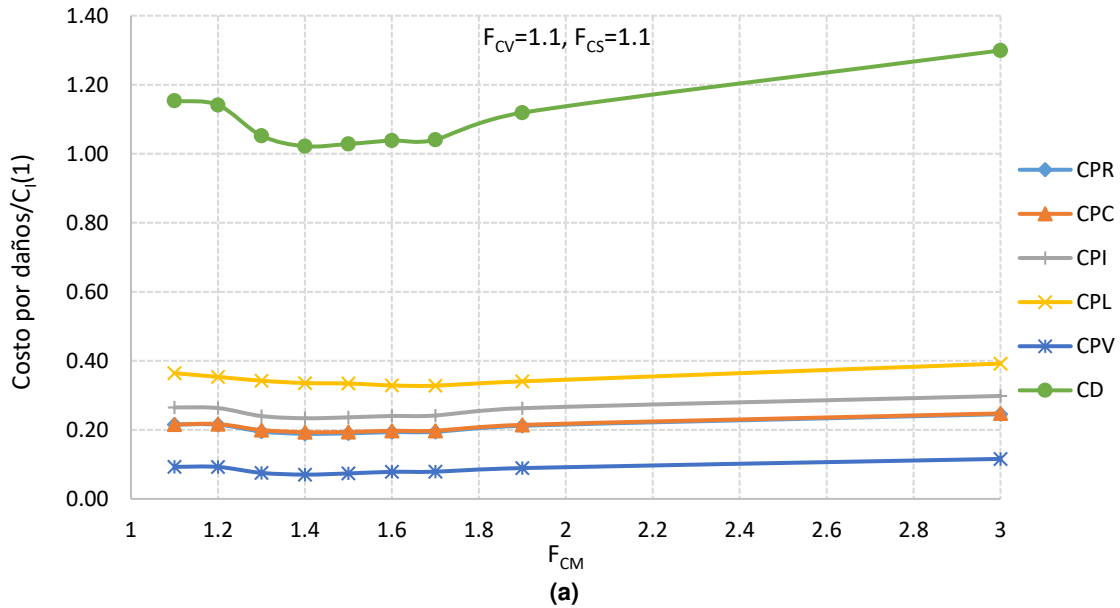


Figura 5.23. Costos esperados normalizados haciendo variar el F_{CM} : (a) costos asociados a los daños durante la vida útil y (b) costo inicial, por daños y total, considerando el promedio de los tres edificios (6, 12 y 16 niveles)

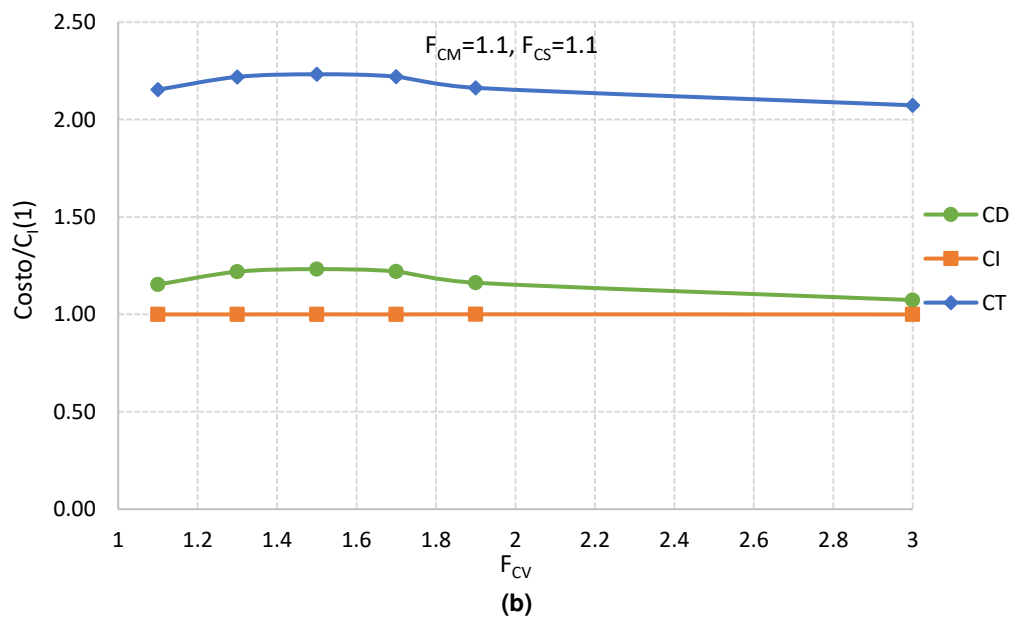
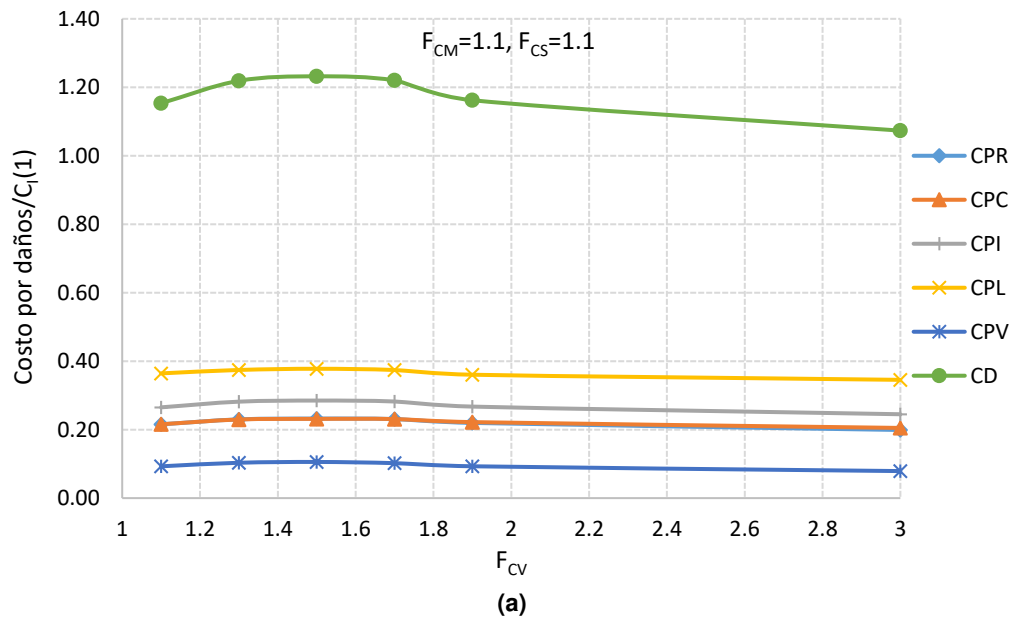
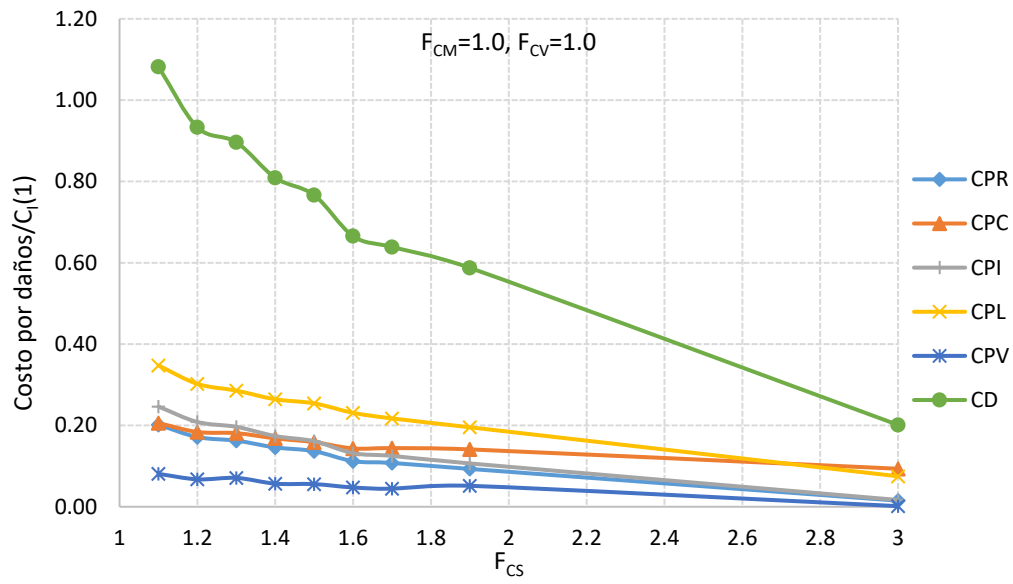
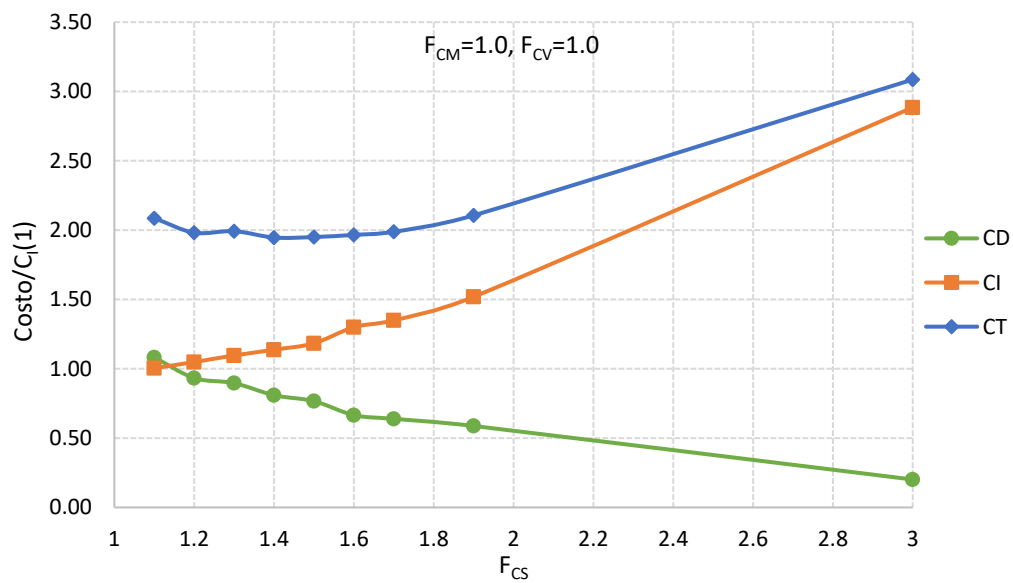


Figura 5.24. Costos esperados normalizados haciendo variar el F_{cv} : (a) costos asociados a los daños durante la vida útil y (b) costo inicial, por daños y total, considerando el promedio de los tres edificios (6, 12 y 16 niveles)



(a)



(b)

Figura 5.25. Costos esperados normalizados haciendo variar el F_{CS} : (a) costos asociados a los daños durante la vida útil y (b) costo inicial, por daños y total, considerando el promedio de los tres edificios (6, 12 y 16 niveles)

En las figuras 5.23a y 5.24a se observa una variación (disminución y aumento) del costo total esperado por daños. Este es un comportamiento anómalo debido a que se espera que los costos esperados por daños deben disminuir conforme se aumenta el factor de carga gravitacional (F_{CM} y F_{CV}). Este comportamiento se debe a que los diseños de los edificios localizados en suelo blando al aumentar el factor de carga muerta, F_{CM} , y el factor de carga viva, F_{CV} , permiten una mejor estabilidad al sistema estructural ante cargas laterales (sismo), por lo que las cantidades de acero en las columnas disminuye mientras que en las trabes aumenta. Entonces, al considerar un factor de carga gravitacional alto permite colocar la mínima cantidad de acero en las columnas, haciendo los edificios más vulnerables (los costos esperados por daños aumentan). Además, existe también incertidumbre cuando se obtiene la distorsión asociada a la capacidad última lo que provoca que se presenten estas anomalías.

Los diseños de los edificios que más diferencia presentaron en cuanto a dimensiones y cantidades de acero en los elementos estructurales es cuando se varía el F_{CS} (factor de carga por sismo), por lo que en estos diseños las curvas de peligro de demanda estructural tienen mayores diferencias entre sí, permitiendo una mayor diferencia en los escenarios de demandas estructurales simuladas, haciendo que el comportamiento del costo total esperado por daños sea adecuado (conforme se aumenta el F_{CS} el costo por daños disminuye (ver figura 5.25)). Se hace notar que los diseños de los edificios ubicados en este tipo de suelo (blando) se consideró utilizar F_{CM} y F_{CV} igual a 1.0 (en vez de 1.1) y variar el valor de F_{CS} , debido a que esto favorece aumentar la cantidad de acero en columnas haciendo a los edificios un poco menos vulnerables (los costos esperados por daños disminuyen).

Para los sistemas ubicados en suelo blando, en general, el costo esperado por daños más significativo es el costo por lesiones, seguido del costo por pérdida indirecta, costo por contenido, costo por reparación y el menos significativo es el costo por pérdida de vidas. Esto depende en gran medida por la manera en que se propone el cálculo de los costos.

En las gráficas anteriores se puede observar que los costos esperados totales por daños son importantes, por lo que influyen de manera significativa al momento de seleccionar la combinación óptima de factores de carga para diseño sísmico en estructuras ubicadas en suelo blando. Para este tipo de suelo (blando) la combinación óptima de factores de carga que produce el mínimo costo total resultó la asociada a $F_{CM}=1.0$, $F_{CV}=1.0$ y $F_{CS}=1.4$.

CAPÍTULO 6

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En esta tesis se analiza la influencia del tipo de suelo en la combinación de factores óptimos de carga (muerta, viva y sismo) que se usan para el diseño de edificios. Para ello, se analizan mediante una metodología de optimización de costos, dos grupos de edificios de concreto reforzado, el primero correspondiente a edificios de 4, 7 y 10 niveles ubicados en suelo firme y el segundo correspondiente a edificios de 6, 12 y 16 ubicados en suelo blando de la Ciudad de México. La metodología de optimización empleada es útil para establecer factores de carga que minimizan el costo total en el ciclo de vida de la estructura. Se establece como requisito que la tasa media anual de falla estructural, v_f , sea menor o igual al valor implícito en edificios diseñados de acuerdo al RCDF-2004.

Con base en los resultados obtenidos se concluye que en suelo firme, los costos asociados a los daños por sismo en las estructuras durante la vida útil son poco importantes, por lo que no impactan de manera significativa a los factores de carga óptimos. En este tipo de suelo la combinación óptima de factores que produce el costo total mínimo estructural es:

$$F_{CM}=1.1, F_{CV}=1.1 \text{ y } F_{CS}=1.1$$

Esta combinación de factores de carga coincide con la que propone el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal vigente (2004).

Por otra parte, en suelo blando los costos asociados a los daños por sismo en las estructuras durante la vida útil sí son importantes, impactando de manera significativa en la selección de los factores de carga. En este tipo de suelo la combinación óptima de factores que produce el costo total mínimo es:

$$F_{CM}=1.0, F_{CV}=1.0 \text{ y } F_{CS}=1.4$$

Se hace ver entonces que la combinación óptima de factores de carga es diferente para el diseño de edificios ubicados en suelo firme que para los edificios ubicados en suelo blando, por lo que se recomienda usar diferentes factores de carga para el diseño sísmico de edificios, dependiendo del tipo de suelo en donde se localicen las estructuras.

Por otra parte, los reglamentos actuales de construcción son y han sido de mucha utilidad; sin embargo, debe existir siempre la necesidad de mejorarlos, para que los sistemas estructurales cumplan con sus objetivos de diseño de la mejor manera posible. Para ello, se recomienda aplicar esta metodología de optimización a un mayor número de sistemas ubicados en distintos tipos de suelos, y analizar un mayor número de tipos de edificios que sean representativos de cada zona considerando el tipo de material (concreto y acero), periodo de vibración, condiciones de regularidad, uso de la estructura (oficinas, hospitales, escuelas, etc.) y la interacción suelo-estructura (la cual puede ser más importante en unas zonas que en otras influyendo en el diseño y por lo tanto en los costos esperados); para obtener combinaciones óptimas de factores de carga asociados con el mínimo costo total en el ciclo de vida de las construcciones. Los factores óptimos de carga así obtenidos deberán especificarse en un futuro en los reglamentos de construcción y aplicarse en la práctica profesional.

Por otra parte, otro parámetro que también puede calibrarse con base en minimización de costos totales esperados es el coeficiente sísmico, ajustando el periodo de retorno de diseño para conseguir el coeficiente sísmico objetivo.

REFERENCIAS

- Aktas, E., Moses, F., y Ghosn, M. (2001). Cost and safety optimization of structural design Specifications. *Reliability Engineering & System Safety*, 73(3), 205-212.
- American Society of Civil Engineers (2010). Minimum design loads for buildings and others structures. *American Society of Civil Engineers, ASCE, Reston, VA*.
- Ang, A.H.-S. (2011). Life-cycle considerations in risk-informed decisions for design of civil Infrastructures. *Structure and Infrastructure Engineering*, 7(1-2), 3-9.
- Ángeles, P. (2010). *Diseño por torsión sísmica de estructuras de mampostería*. Tesis de Licenciatura, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.
- Ayala, A. (2001). Evaluación del desempeño sísmico de estructuras-un nuevo enfoque. *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*, 17(3), 285-303.
- Base de datos de sismos mexicanos (SMIS, 2016). Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, A. C.
- Barone, G., y Frangopol, D.M. (2015). Life-cycle maintenance of deteriorating structures by multiobjective optimization involving reliability, risk, availability, hazard and cost. *Structural Safety*, 48, 40-50.
- Bazán, E y Meli, R (2002). *Diseño sísmico de edificios*. Limusa, México DF.
- Bojórquez, E., Iervolino, I., y Manfredi, G. (2008). Evaluating a new proxy for spectral shape to be used as an intensity measure. Seismic Engineering Conference, *AIP Conference Proceedings*, 1020, 1599-1606. doi: 10.1063/1.2963788
- Bojórquez, J., y Ruiz, S.E. (2014). An efficient approach to obtain optimal load factors for structural design. *The Scientific World Journal*, 2014, 1-9.
- Bojórquez, J., Ruiz, S. E., Ellingwood, B., Reyes-Salazar, A., y Bojórquez, E. (2015). Reliability-based optimal load factores for seismic design of buildings. Artículo aceptado condicionalmente para publicación en la revista *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*.

Bojórquez, J. (2016). *Combinación de cargas para diseño sísmico de edificios*. Tesis de Doctorado, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.

Boore, D., Joyner, W., y Fumal, T. (1997). Equations for estimating horizontal response spectra and peak acceleration from Western North American earthquakes: a summary of recent work. *Seismological Research Letters*, 68(1), 128-153.

Carreño, E., Bravo, B., y Tordesillas, J. (1999). Registro y tratamiento de acelerogramas. *Física de la tierra*, 11, 81-111.

Carr A.J. (2007). *User manual for the 3-dimensional version ruaukoko3D*. Department of Civil Engineering, University of Canterbury, New Zelanda.

Carr, A. J. (2007). *Inelastic Dynamic Analysis*. Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.

Castillo, T., Ruiz, S. E. (1970). *Factor de reducción por amortiguamiento para el diseño sísmico de estructuras con disipadores de energía*. Publicación SID 682, Serie Azul del Instituto de Ingeniería, UNAM.

Chan, S., Ruiz, S.E., y Montiel, M. (2005). Escalamiento de acelerogramas y mínimo número de registros requeridos para el análisis de estructuras. *Revista de Ingeniería Sísmica, SMIS*, (7), 1-24.

Chopra, A.K., y Goel, R.K., (2001). *A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for buildings: theory and preliminar evaluation*. Report No. PEER 2001/03, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California.

Cornell, C. A. (1968). Engineering seismic hazard analysis. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 58(5), 1583-1606.

Cornell, C.A., y Vanmarcke, E. (1969). The major influences on seismic risk, *Proc. 4th World Conference on Earthquake Engineering*, Santiago de Chile, 15-19 enero.

Cornell, C. A. (1969). A Probability-Based structural code. *ACI Journal*, No. 66-85.

- Cornell, C. A., Jalayer, F., Hamburger, R.O., y Foutch, D.A. (2002). The probabilistic basis for the 2000 SAC/FEMA steel moment frame guidelines. *Journal of Structural Engineering*, ASCE 128, 526–533.
- De León, D. (1991). *Integrating socio-economics in the development of criteria for optimal Aseismic design of R/C buildings*. Tesis de Doctorado, University of California.
- De León, D., y Ang, A.H.-S (1995). A damage model for reinforced concrete buildings, Further study with the Mexico City earthquake. *Structural Safety and Reliability*, Balkema Rotterdam, 2081-2087.
- Ellingwood, B.R. (1994). Probability-based codified design: past accomplishments and future challenges. *Structural Safety*, 13(3), 159-176.
- Ellingwood, B.R. (1994). Probability-based codified design for earthquakes. *Engineering Structures*, 6(7), 498-506.
- Esteva, L. (1968). *Bases para la formulación de decisiones de diseño sísmico*. Tesis de Doctorado, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.
- Esteva, L. (1970). *Regionalización sísmica de México para fines de ingeniería*. Publicación 246, Serie Azul del Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Esteva, L., Campos, D., y Díaz-López, O. (2011). Life-cycle optimization in Earthquake Engineering. *Structure and Infrastructure Engineering*, 7, 33-49.
- Federal Emergency Management Agency (2000), *FEMA-356: Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington DC.
- Federal Emergency Management Agency (2006), *FEMA-445: Next-generation performance-based seismic design guidelines, program plan for new and existing buildings*. Washington DC.
- Freeman, S. (1994). Capacity spectrum method. The devoloping art of seismic engineering, Seminario de otoño, Structural Engineers Assn, San Francisco, Cal.

Jaimes, M., Ramírez-Gaytán, A., y Reinoso, E. (2015). Ground-motion prediction model from intermediate-depth intraslab earthquakes at the hill and lake-bed zones of Mexico City. *Journal of Earthquake Engineering*, 1-19. doi: 10.1080/13632469.2015.1025926

Jaimes, M., Lermo, J., y García-Soto, A. (2016). Ground-motion prediction model from local earthquakes of the Mexico Basin at the hill zone of Mexico City. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 106(6), 2532-2544.

Gayton N., Mohamed, A., Sorensen, J.D., Pendola, M., y Lemaire, M. (2004). Calibration methods for reliability-based design codes. *Structural Safety*, 26(1), 91-121.

INEGI (2015). Instituto Nacional de Estadística y Geografía. Recuperado de www.inegi.org.mx/

Informe del Instituto de Ingeniería, UNAM, (1985). *Efectos de los sismos de septiembre de 1985 en las construcciones de la Ciudad de México*. México.

Jara, J., y Rosenblueth, E. (1988). Probability distribution of time between characteristics subduction earthquakes. *Earthquake Spectra*, 4, 499-529.

Lagaros, N.D. (2007). Life-cycle cost analysis of design practices for RC framed structures. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 5, 425-442.

Lawson, R., Vance, V., y Krawinkler, H. (1994). *Nonlinear static push-over analysis-why, when and how?* Proceedings of the 5th Us National Conference on Earthquake Engineering, EERI, Chicago.

Manual de Obras Civiles de la CFE (2015). Diseño por sismo. Comisión Federal de Electricidad, México.

McGuire, R. K. (2004). *Seismic hazard and risk analysis*. EERI, Colorado.

McGuire, R.K. (2007). Probabilistic seismic hazard analysis: Early history. *Earthquake Engineering and Estructural Dynamics*, (37), 329-338. doi: 10.1002/eqe.765

Mitropoulou, C.Ch., Lagaros, N.D., y Papadrakakis, M. (2011). Life-cycle cost assessment of optimally designed reinforced concrete buildings under seismic actions. *Reliability Engineering & System Safety*, 96(10), 1311-1331.

- Montiel, M.A., y Ruiz, S.E. (2007). Influence of structural capacity uncertainty on seismic reliability of building structures under narrow-band motions. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 36, 1915-1934.
- Morales W. (2005). *Análisis de la respuesta no lineal de un edificio instrumentado en Acapulco*. Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería, México.
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (2004). *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, México.
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (2004). *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, México.
- Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño de Edificaciones (2004). *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, México.
- Ochoa, O. (2015). *Calibración de un modelo no lineal tridimensional de un edificio instrumentado*. Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.
- Ordaz, M., Reyes, C. (1999). Earthquake hazard in Mexico City: observations versus Computations. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 89(5), 1379-1383.
- Ordaz, M. (2004). Some integrals useful in probabilistic seismic hazard analysis. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 94(4), 1510-1516.
- Ordaz, M., Aguilar, A., y Arboleda, J. (2008). *CRISIS 2008 User's manual*. Instituto de Ingeniería, UNAM, México.
- Otani S. (1974). Inelastic analysis of R/C frame structures. *J. Struct. Div. ASCE*, 11, 1433-1449.
- Park, Y. J., y Ang, A. H. (1985). Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete. *Journal of Structural Engineering*, 111(4), 722-739.
- Pérez-Rocha, L., Avilés, J., y Ordaz, M. (2007). *Regionalización sísmica en la República Mexicana*. V Simposio Nacional de Ingeniería Estructural en la Vivienda, Querétaro, Qro.

- RCDF (2004), Reglamento de construcciones para el Distrito Federal. *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, México
- Reinoso, E. (2007). *Riesgo sísmico de la Ciudad de México*. Academia de Ingeniería, México.
- Rosenblueth, E (1992). *Sismos y sismicidad en México: en Macrosismos. Aspectos físicos, sociales, económicos y políticos*. Mesa redonda, México
- Rubinstein, R.Y. (1981). *Simulation and the Monte Carlo Method*. John Wiley and Sons, pp. 372.
- Sharpe R.D. (1974). *The seismic response of inelastic structures*. Tesis Doctoral, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Nueva Zelanda.
- Singh, S.K., Rodríguez, M., y Esteva, L. (1983). Statistics of small earthquakes and frequency of occurrence of large earthquakes along the Mexican subduction zone. *Bulletin of the Seismological Society of America*, (73), 1779-1796.
- Shome, N., y Cornell, A.C. (1999). *Probabilistic seismic hazard demand analysis of nonlinear structures*. Reliability of Marine Structures Programs, Report No. RMS-35, Dept. of Civil Eng., Stanford University, Stanford, CA.
- Sorensen, J.D., Kroon I.B., y Faber M.H. (1994). Optimal reliability-based code calibration. *Structural Safety*, 15(3), 197-208.
- Surahman, A., y Rojaniani, K.B. (1983). Reliability based optimum design of concrete frames. *Journal of the Structural Division, ASCE*, 109(3), 71-76.
- Teran-Gilmore, A., y Jirsa J. O. (2005). A damage model for practical seismic design that accounts for low cycle fatigue. *Earthquake Spectra*, 21(3), 803-832.
- Tolentino, D., y Ruiz, S.E. (2013). Time intervals for maintenance of offshore structures based on multiobjective optimization. *Mathematical Problems in Engineering*. <http://dx.doi.org/10.1155/2013/125856>
- Tokyo Metropolitan Government. *Report in the investigation of the earthquake in Mexico, junio 1985*.

- Vamvatsikos, D., y Cornell, C.A. (2002). *The incremental dynamic analysis and its application to performance-based earthquake engineering*. Proceedings of the 12th European Conference on Earthquake Engineering, Paper 479, Londres, UK.
- Vamvatsikos D. y Cornell C.A. (2001). Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31, 491-514.
- Velázquez, I. (2015). *Costos iniciales de edificios de C/R en la zona IIIb considerando distintas combinaciones de factores de carga*. Tesis de Licenciatura, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.
- Velázquez, I., Bojórquez, J., Ruiz, S.E., y García Jarque, F. (2015). *Costos iniciales de edificios de C/R en la zona IIIb considerando distintas combinaciones de factores de carga*. XX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Acapulco, Gro.
- Villani, M. (2010). *High resolution SHA in the vicinity of earthquakes sources*. Tesis de Doctorado, Istituto Universitario di Studi Superiori.
- Wen, Y.K., y Kang, Y.J. (2001a). Minimum building life-cycle cost design Criteria. I: Methodology. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 127(3), 330-337.
- Wen, Y.K., y Kang, Y.J. (2001b). *Minimum building life-cycle cost design Criteria. II. Applications*. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 127(3), 338-346.
- Wen, Y.K. (2001). Reliability and performance-based design. *Structural Safety*, 23(4), 407-428.
- Youngs, R.R., y Coppersmith, K.J. (1985). Implications of fault slip rates and earthquake recurrence models to probabilistic seismic hazard estimates. *Bulletin of the Seismological Society of America*, (75), 939-964.